



مهندسين مشاور ايران خاك

گزارش خدمات مهندسی ژئوتکنیک  
مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان

---

مردادماه ۱۳۸۴

## فهرست مطالب

صفحه	موضوع
۱	۱- مقدمه
۱	۲- آزمایش و تحقیق در صحرا
۵	۳- بررسی زمین شناسی منطقه مورد مطالعه
۱۸	۴- مطالعات لرزه خیزی و لرزه زمین ساخت منطقه
۱۸	۵- آزمایش و تحقیق در آزمایشگاه
۱۹	۶- نتیجه گیری از عملیات صحرانی و آزمایشگاهی
۲۱	۷- تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک جهت پی های منفرد و نواری
۲۴	۸- تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک جهت پی های گسترده
۲۴	۹- توصیه های فنی لازم در مورد پی های سطحی
۲۵	۹-۱- طبقه بندی مرغوبیت خاک برای پی های سطحی
۲۵	۹-۲- عمق و ابعاد پی های سطحی
۲۶	۹-۳- واژگونی پی های سطحی
۲۶	۹-۴- لغزیدن پی های سطحی
۲۷	۹-۵- صلب یا الاستیک بودن پی های سطحی
۳۰	۱۰- بررسی فشار خاک محرک و مقاوم در حالت استاتیکی
۳۲	۱۱- تعیین پایداری شیب ها و محاسبه زاویه شیب پایدار
۳۳	۱۲- سایر توصیه های پی سازی
۳۴-۴۰	۱۳- کروکی محل حفر گمانه ها
۴۱	۱۴- پروفیل گمانه ها و خلاصه نتایج آزمایشات
۴۲-۴۳	۱۵- نتایج آزمایشات تراکم
۴۴-۵۴	۱۶- نتایج آزمایش سی بی آر
۵۵-۶۱	۱۷- نتایج آزمایشات دانه بندی
۶۲-۶۳	۱۸- نتایج آزمایش برش مستقیم
۶۴-۶۵	۱۹- نتایج آزمایشات سه محوری
۶۶-۶۷	۲۰- دیاگرام تعیین تنش مجاز خاک برای پی های منفرد و نواری
۶۸	۲۱- جداول تعیین تنش مجاز خاک برای پی های منفرد و نواری
۶۹	۲۲- جدول تعیین تنش مجاز خاک برای پی های گسترده
۷۰-۷۴	۲۳- زمین لرزه های تاریخی
۷۵	۲۵- زمین لرزه های سده بیستم
۷۶	۲۶- نمودار گوتنبرگ - ریشتر
۷۷	۲۷- جدول طبقه بندی شاخص سختی خاک
۷۸	۲۸- جدول تعیین ضرایب قدرت تحملی
۷۹	۲۹- دیاگرام کانی
۸۰	۳۰- جدول طبقه بندی آب و خاک از نظر مقدار سولفات برای بتن سازی
۸۱	۳۱- جدول طبقه بندی نوع زمین در برابر زلزله
۸۲	۳۲- دیاگرام شکل توزیع تنش در زیرپی بر اساس مقادیر مختلف خروج از محور (e)
	۳۳- دیاگرام شولتسه

# گزارش خدمات مهندسی ژئوتکنیک

## پروژه

## مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان

### ۱- مقدمه:

مطالعات خدمات ژئوتکنیک پروژه فوق بر اساس قرارداد فی مابین، توسط مهندسین مشاور ایران خاک انجام گردید.

سازه موردنظر شامل ۱۷ طبقه می‌باشد که ۵ طبقه آن زیرزمین و ۱۲ طبقه بالاتر از سطح زمین اطراف اجرا خواهد شد.

### ۲- آزمایش و تحقیق در صحرا:

جهت شناسائی جنس لایه ها و سایر مشخصات فنی خاک در زمین پروژه فوق اقدام به حفر ۱ حلقه چاهک به عمق ۲۰/۰ متر، یک حلقه چاهک به عمق ۲۳/۰ متر، یک حلقه چاهک به عمق ۲۳/۷ متر و یک حلقه گمانه ماشینی به عمق ۶۰/۰ متر توسط کارفرما گردید.

در حین حفاری کارشناس این مهندسین مشاور ضمن بازدید از محل حفر گمانه‌ها اقدام به اخذ نمونه‌های دست خورده به مقدار کافی نمود که نتایج حاصل از این آزمایشات در مقابل عمق مربوطه در پروفیل گمانه‌ها منعکس می‌باشد. کروکی محل حفر گمانه‌ها در پیوست گزارش آمده است.

سطح تراز آبهای زیرزمینی تا عمق حفاری شده مشاهده نگردیده است.

### ۳- بررسی وضعیت زمین شناسی منطقه :

منطقه مورد مطالعه در طول جغرافیایی ۲۷ ° ۵۴ و عرض جغرافیایی ۴۷ ° ۳۶ بر طبق تقسیم بندی زمین شناختی اشتوکلین در منطقه البرز واقع است . کوههای البرز در شمال ایران و جنوب دریاچه خزر واقع شده که رشته شرقی - غربی نسبتاً پیچ و خم داری را تشکیل می‌دهد . سلسله جبال البرز خود جزئی از قسمت

شمالی کوهزایی آلپ - هیمالیا در آسیای غربی به شمار می‌رود و از شمال به بلوک فرو رفته کاسپین و از جنوب به فلات ایران مرکزی محدود می‌شود.

روند ساختمانی کوههای بخش غربی البرز، شمال غرب - جنوب شرق و تا اندازه ای با نوار شمالی زاگرس چین خورده و امتداد ساختمانی قفقاز کوچک و بزرگ هم جهت است در حالی که روندهای ساختمانی بخش شرقی کوههای البرز تقریباً شمال شرقی - جنوب غربی بوده و با امتداد گسل بزرگ کویر موازی است. سلسله جبال البرز در شرق از طریق هندوکوش به جبال پامیر متصل می‌شود. ولی امتداد غربی و شمال غربی البرز با ابهام توأم است. اگرچه مجموعه البرز از آذربایجان تا خراسان ادامه می‌یابد ولی از نظر جینه شناسی و تکتونیک اختصاصات یکنواختی نداشته و به همین دلیل به واحدهای مختلف زیر تقسیم شده است:

۱. کبه داغ و البرز شرقی که شامل زون کبه داغ و زون بینالود است.

۲. البرز مرکزی که شامل زون گرگان - رشت و البرز مرکزی و غربی است.

۳. البرز غربی و آذربایجان.

ساختمان البرز نتیجه دو کوهزایی مهم است: یکی کوهزایی پرکامبرین و دیگری کوهزایی آلپی مربوط به دوران مزوزوئیک و سنوزوئیک، چین خوردگی پرکامبرین در البرز، سخت شدن و به هم پیوستگی بی سنگ ها را به دنبال داشته است.

بسیاری از محققان، البرز را از اینفراکامبرین تا تریاس میانی، بصورت یک پلانفرم پایدار در نظر می‌گیرند و فازهای کالدونین و هرسی نین را تنها به صورت بالآآمدگی های خشکی زایی قبول دارند. ولی آثار کوهزایی دونو - کریونیر در جنوب مشهد، ماسوله و آذربایجان قابل مشاهده است. اولین حرکات واقعی که منجر به چین خوردگی البرز شد در ماستریشتین پایانی و پالتوسن اتفاق افتاد و در اثر آن، محدوده فرورفتگی کاسپین در شمال به خشکی مبدل شده و موجب تشکیل جبال البرز در اوایل دوران سنوزوئیک گردید. دومین فاز کوهزایی در اوایل - اواسط اولیگوسن اتفاق افتاده است که بنام فاز پیرند معروف است. این حرکات موجب مرتفع شدن بیشتر و فرسایش بعدی قسمت مرکزی کمربند البرز شد. آخرین حرکات کوهزایی مهم البرز در اواخر پلیوسن یا اوایل پلنیستوسن اتفاق افتاده است. بی آمد این حرکات، گسل خوردگی ها، رورانگی های ملایم و مرتفع شدن البرز بوده است.

سلسله جبال البرز در دامنه جنوبی، روراندگی های پرشیبی به سمت جنوب داشته که غالباً در زیر رسوبات آبرفتی از نظر مخفی اند در دامنه شمالی هم روراندگی پرشیبی به سمت شمال دارد که نتیجه عمل تکتونیکی مهم محسوب می‌شود. چنان که قبلاً گفته شد فرونشینی کف دریای خزر با شکستگی ها و گسل های شمالی البرز ارتباط مستقیم دارد.

رشته کوههای البرز در مشرق و قسمت مرکزی، آنتی کلینوریوم ساده ای در حاشیه شمالی ایران مرکزی تشکیل می‌دهند. حاشیه جنوبی این رشته کوهها از نظر ساختمانی و چینه شناسی با ایران مرکزی شباهت زیاد داشته است در حالی که حاشیه شمالی، با دامنه جنوبی خود اختلاف زیاد دارند. بطور کلی در سلسله کوههای البرز تغییر شکل های عهد حاضر اساساً قائم و در ارتباط با ایزوستازی این ناحیه است. به علاوه فرسایش در آن اهمیت زیاد داشته است و همین دو عامل موجب لغزش وزنی با دامنه وسیع می‌شود.

همانطور که گفته شد چند زون گسلی بزرگ که تقریباً با روند کلی ساختمانی البرز موازی اند البرز را به چند زون تقسیم بندی کرده اند که منطقه مورد مطالعه در البرز مرکزی و زون گرگان - رشت واقع شده است. این زون شامل مناطقی است که حاشیه دریای خزر را در سواحل ایران محدود کرده و در شمال گسل البرز قرار دارد. بخش اعظم آن بوسیله رسوبات عهد حاضر ( رودخانه ای، دلتایی، ساحلی) پوشیده شده است. مرز شرقی آن با زون هزار مسجد - که داغ نیز بوسیله لایه های ضخیمی از لس پوشیده شده است. قسمت اعظم زون مزبور به نام منطقه فرونشست دریای خزر ذکر شده است. با توجه به شیب های کم دگرگون شده جنوب گرگان، تاریخچه پیرایش این زون را پرکامبرین تصور می‌کنند. باید خاطر نشان کرد که شیب های گرگان را به حرکات کالدونین هم نسبت داده اند.

علاوه بر شیب های دگرگون شده گرگان، نشانه هایی از دگرگونی در بخش غربی این زون، یعنی جنوب اسالم و شاندرمن که به پرکامبرین نسبت داده شده وجود دارد. در مشرق ماسوله نیز سنگ های دگرگونی دیگری به سن دونین - کربونیفر وجود دارد که در آن گنیس و میکاشیست و میگماتیت نیز دیده می‌شود.

در همین مناطق مجموعه های اولترابازیک تا بازیک بصورت عدسی های طویل یا مدور وجود دارد که رابطه آنها با سنگ های مجاور گسله است و پیدایش آن را به حرکات تریاس میانی مربوط میدانند. طی دوران پالئوزوئیک آثار فعالیت آتشفشانی زیادی در این زون دیده شده است. با توضیحات فوق، زون گرگان - رشت حوادث متعددی را پشت سر گذاشته است.

حرکات تریاس میانی در بخش غربی این زون سبب گرانیب زایی در جنوب لاهیجان، ناحیه گشت (ماسوله) و پیدایش توده های اولترابازیک شده است که در برخی نواحی به وسیله کنگلومرای پیش رونده ژوراسیک پوشیده شده اند.

ضخامت این کنگلومرا در ناحیه رامسر تقریباً زیاد است. پس از آن رسوبات آهکی طی ژوراسیک و کرتاسه ته نشین شده اند. کرتاسه پایانی در بخش غربی با فعالیت های آتشفشانی نیز همراه است. در ناحیه گرگان بین ژوراسیک بالایی و کرتاسه بالایی انفصال رسوب وجود دارد.

دو مشخصه مهم این زون، نبود سنگ های ائوسن و الیگوسن و دگرشیبی لایه های میوسن بر روی سنگ های کرتاسه است در حالی که در البرز جنوبی و در همین زمان رسوبات متنوع و همراه با سنگ های آتشفشانی تشکیل شده است. حفاری های متعدد رسوبات پلیو - کواترنر در نوار ساحلی دریای خزر نشان دهنده وجود دریای کم عمق در اواخر سنوزوئیک است. این رسوبات متعلق به دریای خزر بوده که به علت فرونشینی کف آن و تبخیر، ساحل قدیمی را رها کرده است. همان طور که در بخش مربوط به مشخصات زمین شناسی و پوسته اقیانوسی خزر جنوبی خواهیم دید، پوسته اقیانوسی مزبور در حداکثر توسعه خود تا دریای سیاه ادامه داشت.

از جمله مهمترین گسل هایی که به منطقه مورد مطالعه تأثیر می گذارد گسل البرز است که این گسل را نیز گسل خزر می نامند که از جنوب گنبد قابوس تا لاهیجان به طول تقریبی ۵۵۰ کیلومتر در امتداد و به موازات ساحل خزر کشیده شده است ولی در لاهیجان با زاویه تقریباً قائم به سمت جنوب غرب می پیچد و تا ۱۰۰ کیلومتر ادامه می یابد. شاخه اخیر به نام گسل لاهیجان نامیده می شود که خود دارای حرکت چپ گرد است. گسل البرز، جداکننده زون گرگان - رشت از بقیه البرز است که طی ترسیب، رخساره های مختلفی در دو قسمت آن برجا نهاده شده است. به علاوه گودال خزر در امتداد همین گسل در حال فرونشینی است. فعالیت این گسل را میتوان از دوره سیلورین به بعد دنبال کرد و شاید هم قدیمی تر باشد. گرچه در اغلب نوشته ها، گسل البرز را از نوع عادی می دانند ولی مطالعات زمین شناسی و ژئوفیزیک نشان داده اند که گسل های احاطه کننده دریای خزر از نوع معکوس و تا اندازه ای رورانده است. ضخامت کل رسوبات نئوزن - کواترنر بر روی گودال خزر در حدود ۱۰ کیلومتر بوده در حالی که در همین زمان در طول دامنه شمالی البرز، ضخامت رسوبات ۸۰۰ متر می باشد و این خود نشان دهنده فرونشینی تدریجی کف گودال خزر در امتداد گسل البرز است. میزان جابجایی دو طرف گسل خزر نسبت به هم لافل در حدود

۳۰۰۰ متر طی ۲ میلیون سال اخیر بوده است. با توجه به آخرین فازهای کوهزایی آلبی و نظر به بالازدگی و فشرده‌گی فلات ایران در این فاز، به نظر میرسد که این فشرده‌گی، فرونشینی کف دریای خزر را تشدید نموده در عین حال کوههای ساحلی را در امتداد همین گسل‌ها به بالا رانده است. در حال حاضر گسل البرز به شدت فعال بوده زیرا بسیاری از زلزله‌های گیلان و مازندران در نتیجه جابجایی و فعالیت این گسل بوجود آمده است.

#### ۴- مطالعات لرزه خیزی و لرزه زمین ساخت منطقه:

برای بررسی خطر زلزله در ابتدا باید با توجه به نقشه‌های لرزه خیزی و گسل‌های ایران منتشره از طرف سازمان‌های معتبر اعم از سازمان انرژی اتمی ایران، سازمان زمین شناسی ایران و مؤسسات ژئوفیزیک و زلزله شناسی، موقعیت منطقه مورد مطالعه تا شعاع ۱۵۰ کیلومتری (بسته به نوع سازه) محل ساختگاه مشخص گردد و سپس مطالعات ذیل صورت گیرد:

الف - شناخت ویژگیهای کامل گسل‌ها توسط نقشه گسل‌های کوتاه‌تر و لرزه ای ایران

ب - توان لرزه زایی هر گسل

ج - برآورد بزرگی و بیشینه شتاب گرانشی با استفاده از روش قطعی یا تحلیلی

د - بررسی سابقه لرزه خیزی در گستره طرح شامل زلزله‌های تاریخی و زلزله‌های ثبت شده

دستگاهی سده بیستم

ه - برآورد بزرگی، شدت و شتاب گرانشی با استفاده از روش احتمالی برای دوره بازگشت و درصد

های مختلف خطر زلزله

و - نتیجه گیری نهایی و مقایسه مقادیر حاصله با پهنه بندی‌های ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ طرح

ساختمانها در برابر زلزله.

ذیلا اشاره مختصری به لرزه زمین ساخت، گسل‌های فعال منطقه و سازو کار آنها می‌گردد و سپس هر یک از مراحل تحلیل خطر زلزله به دو روش قطعی و احتمالی تشریح میشود.

#### ۴-۱- لرزه زمین ساخت :

کشور ایران بخشی از کمربند زلزله خیز آلپ - هیمالیا را تشکیل می‌دهد. براساس تقسیم بندی بریریان

(۱۹۷۶) چهار ناحیه اساسی لرزه زمین ساخت (۱) موسوم به زاگرس، ایران مرکزی، البرز و کپه داغ در

شمال خراسان در مرز ترکمنستان را برای ایران میتوان در نظر گرفت.

زلزله های ناحیه البرز که محدوده سایت را در برمی گیرد ، اغلب بزرگ و از نوع کم عمق هستند که در مقایسه با زاگرس از دوره آرامش طولانی تری برخوردارند. اکثر زلزله های شمال ایران ظاهراً در ارتباط با گسلهای سطحی شناخته نشده بوده و سازوکار اغلب آنها راندگی با مؤلفه امتداد لغز می باشند . نظیر زلزله ۳۱ خردادماه ۱۳۶۹ گیلان و زنجان با عمق کانونی حدود ۱۰ کیلومتر و  $M_b = 7.3$  گسل مسبب این زلزله. گسلی است فشاری و بزرگ زاویه که شیب آن به سوی جنوب غربی است . حداکثر جابجایی افقی چپگرد آن حدود ۱/۰ متر و حداکثر جابجایی قائم مشاهده شده حدود ۴۰ سانتیمتر تا ۰/۵ متر می باشد و امتداد آن تقریباً شمال غربی - جنوب شرقی است. به نحوی که از جنوب شرق منطقه جیرنده در روستای پاکده تا منطقه شمال غرب رودبار ادامه می یابد.

در مجموع ، بخش شرقی البرز در طی قرن اخیر لرزه خیزتر از بخش غربی آن بوده است. مطالعات تاریخی زلزله های البرز نشان می دهد که بسیاری از مناطق نظیر رشت، لاهیجان ، قشم ، جیرود ، دماوند ، آمل ، بابل ، بابلسر ، ساری ، بهشهر و گرگان و ... به دفعات ویران شده اند.

#### سازوکار گسل ها:

شکستگی های پوسته جامد زمین که در امتداد آن جابجایی نسبی روی می دهد گسله یا گسل نامیده می شود.

- بسیاری از گسلهای شناخته شده در سالیان دور حرکت نموده و ممکن است امروزه فعال نباشند.
- گسل هایی که دارای یک یا چند ویژگی زیر باشند، گسل های فعال و یا گسل با توانایی جنبش در روی زمین به حساب می آیند.
- رویداد زمین لرزه های تاریخی (پیش از سده بیستم) در جایی از طول گسل بوقوع پیوسته باشد.
- کانون زمین لرزه های بزرگ با خطای کم در سده بیستم در نقطه ای از طول گسل وجود داشته باشد
- گسلش در رسوبات کواترنر پسین ( یک حرکت در ۳۵۰۰۰ سال و یا دو حرکت یا بیشتر در ۵۰۰۰۰۰ سال گذشته) بوجود آمده باشد.
- دیواره گسلی در روی زمین به وسیله فرسایش از بین نرفته باشد.
- ایستگاه های لرزه نگاری محلی، که لرزه های فراوان گسل را تایید کنند.



- همبستگی زمین ساختی یک گسله با گسله شناخته شده جنبا که به سبب جنبش گسله جنبای اصلی، جنبش در گسله دیگر مجاور روی دهد. انتظار می رود جنبش گسله هایی در آینده نیز دچار جابجایی نسبی شوند و روی هر گونه سازه ای که بر روی آنها قرار می گیرد، برش ایجاد نماید. در این بخش همراه با گردآوری تمامی داده های موجود، گسله های گسترده طرح مورد بررسی قرار گرفته و ویژگیهای بازیافتی کنونی همراه با مروری کامل بر کارهای گذشته ارائه شده است.

### گسل های مهم و تاثیر گذار در محدوده ساختگاه پروژه :

شناخت کامل و دقیق گسله ها بویژه گسله های کوتاه تر گام نخست در راه بررسی لرزه زمین ساخت و خطر زمینلرزه هر پهنه می باشد. از این دیدگاه گسله های کوتاه تر گسترده طرح را می توان به سه گروه زیر تقسیم نمود:

➤ گسله های اصلی و لرزه زا (Seismogenic) با درازای بیش از ۱۰ کیلومتر

➤ گسله های متوسط با درازای ۲ تا ۱۰ کیلومتر

➤ گسله های فرعی کوتاه تر از ۲ کیلومتر

معمولاً، گسله های اصلی و لرزه زا (بیش از ۱۰ کیلومتر)، هستند که می توانند موجب زلزله های با اهمیت شوند و گسله های متوسط تنها در صورتیکه به شکل زون گسلی باشند، میتوانند در مطالعات تحلیل خطر مفید باشند.

### گسله های اصلی و لرزه زا:

در پهنه خزر که شامل دریای خزر و محدوده سایت می شود، ادامه گسل اصلی کبه داغ واقع است. خطواره های دیگری نیز در دریای خزر وجود دارد و گهگاه زلزله هایی در این پهنه رخ می دهد که در برخی شهرهای حاشیه درک می شود. پهنه البرز نیز که نوار جنوبی سایت را در بر می گیرد، شامل گسله های مهم و لرزه زا می باشد و بطور کلی دو روند اصلی شمال خاور - جنوب باختر و شمال باختر - جنوب خاور در آن قابل مشاهده است.

ویژگیهای مهم بعضی از گسله های اصلی و لرزه زای شناخته شده در گستره طرح، همراه با توان لرزه زایی آنها در صورت جنبش، به طور مختصر به شرح زیر است :

#### - گسل شمال البرز:

این گسل با روند باختری- خاوری در محدوده سایت دارای طول بیش از ۲۷۰ کیلومتر بوده و در ۲۰ کیلومتری جنوب غرب سایت واقع است.

#### - گسل فشاری خزر:

این گسل لرزه زا با طول بیش از ۱۱۰ کیلومتر و راستای خمدار N-W با شیب به سوی جنوب که در حد فاصل میان رشته کوههای البرز و دشت کرانه ای مازندران قرار دارد. رویداد زمین لرزه ۸۷۴م با بزرگای  $M_s=6.0$  و زلزله ۱۹۹۴ با بزرگای  $M_b=5.2$  به این گسل نسبت داده شده است.

#### - گسل دامغان:

گسله ای است کوتاهتر به درازای بیش از ۱۰۰ کیلومتر با پیشینه لرزه خیزی، راستای NE-SW احتمالاً با سازو کار فشاری که از ۱۰ کیلومتری شمال دامغان می گذرد.

#### - گسله آستانه:

گسله ای است کوتاهتر، با جابجایی راستالغز چپ‌بر، که احتمال ارتباط آن با زمین لرزه وجود دارد.

#### - گسله های تروود و انجیلو:

این دو گسله، مهمترین گسله‌های دسته ای از گسل ها هستند که با روند NE-SW به موازات گسله درونه قرار دارند هر دوی این گسله ها دارای جابجایی قائم و جابجایی افقی چپ‌بر و شیب ۸۰ درجه به سمت جنوب هستند و در جنوب تروود قرار دارند.

#### - گسله میامی:

گسله ای است با روند تقریباً N-E که حد جدا کننده زون بینالود از ایران مرکزی است. این گسله در جنوب میامی قرار دارد.

از دیگر گسله‌های این منطقه می‌توان گسل شاور، گسل آتاری، گسل رباط قره بیل و گسل احتمالی شمال گرگان نام برد. در جدول شماره ۱ طول این گسلها و فاصله آنها از سایت ارائه شده است.

#### ۴-۲- روش قطعی یا تحلیلی (Deterministic):

در این روش گسل های فعال منطقه تا شعاع ۱۵۰ کیلومتری ساختگاه شناسایی شده و با استفاده از روابط تجربی ارائه شده در بخش های بعدی، پیشینه بزرگای زلزله برای هر گسل محاسبه می‌گردد. سپس

با محاسبه میانگین بزرگای زلزله هر گسل و با در نظر گرفتن نزدیکترین فاصله هر گسل از محل پروژه و نیز با استفاده از روابط کاهندگی که در بخش های آینده به آن می پردازیم. بیشینه شتاب های زلزله حاصل از هر گسل محاسبه شده و در نهایت بیشینه شتاب زلزله در منطقه تعیین می گردد.

### توان لرزه زایی گسل ها

از آنجا که توان لرزه زایی گسل ها با درازای شکسته شده و جابجا شده آن در ارتباط است. لذا رابطه مستقیمی میان توان لرزه زایی و درازای بخش مستقیم گسل های کوتاه تر و لرزه زا وجود دارد. در این رابطه عواملی مانند سازوکار گسلش، سیمای هندسی گسل (خم دار بودن گسل، گسل های شاخه ای و غیره) و ویژگیهای لرزه زمین ساختی هر گستره را نباید از نظر دور داشت.

آنچه روشن است پس از بررسی دقیق لرزه زمین ساختی هر گسل فعال باید حداکثر توان لرزه زایی گسل شناسایی و محاسبه شود تا بتوان با توجه به فاصله میان ساختگاه و گسل فعال موجود، حداکثر شتاب افقی زمین بوجود آمده از جنبش گسل به ساختگاه را پیش بینی نمود.

بررسی گسله های موجود در گستره طرح نشان می دهد که در پیرامون ساختگاه گسله های فراوانی پوسته زمین را بریده اند. جنبش هر یک از این گسله ها می تواند خطری برای سازه طرح باشد. در جدول شماره ( ۱ ) فاصله هر یک از این گسله های بنیادی تا ساختگاه همراه با توان لرزه زایی آنها آمده است. لازم به ذکر است بیشینه بزرگای زمین لرزه ای که ممکن است در طول این گسله ها دهد، از طریق روابط تجربی فوق الذکر محاسبه شده است.

در این جا باید متذکر شد که گسله های بنیادی و لرزه زای گستره طرح، همگی گسله های مهم کوهپایه ای (میان کوه و دشت) و گسله های سازنده بستی و بلندی های زمین می باشند. ساز و کار گسله های اصلی گستره طرح، فشاری (reverse) بوده و یا مؤلفه مهم فشاری دارند گسله های فشاری (در مقایسه با گسله های راستالغز و کششی) برانرژی تر بوده و دوره بازگشت زمین لرزه (Return Period) در آنها طولانی تر، شتاب ثقل افقی زمین در درازای آنها بیشتر بوده و می توانند زمین لرزه های ویرانگری را بوجود آورند. با توجه به مطالب فوق بیشترین توان لرزه زایی گسل های فعال محدوده طرح تعیین می گردد.

واحد های اندازه گیری بزرگا عبارتند از  $M_L$ ،  $M_w$  و  $M_s$ ، طبق تعریف بیشینه شتاب ثبت شده توسط دستگاه شتابنگار ووداندرسون در فاصله ۱۰۰ کیلومتری از سایت می باشد.  $M_w$  و  $M_b$ ،  $M_s$  نیز برترتیب براساس اندازه گیری بزرگا بر پایه امواج سطحی، امواج درونی، و گشتاور لرزه ای می باشند.

براساس بزرگاهای حدس زده شده برای زلزله های تاریخی ( آمبرسیز و ملویل ۱۹۸۲ ) و همچنین بزرگاهای دستگاهی گزارش شده برای زمین لرزه های سده بیستم در ایران و بادر نظر گرفتن همگن کردن بزرگا برای زلزله های ایران براساس مقیاس بزرگای گشتاوری  $M_w$ ، میتوان از رابطه خطی بین بزرگا و طول گسیختگی در زلزله های ایران، (رابطه زارع ۱۹۹۹) استفاده نمود.

بدین منظور، برای بزرگای مساوی یا بیش از  $M = 6$  و  $M_s$  و بزرگای کمتر از  $M = 6.0$ ،  $M_b$ ،  $M_L$  به عنوان بزرگای معادل با  $M_w$  در نظر گرفته می شود. رابطه مزبور براساس گسیختگی ۳۷٪ طول گسل ( طول نسبتاً مستقیم پیوسته از گسل که احتمال جنباشدن و گسیختگی در آن وجود داشته باشد ) و در نظر گرفتن مسأله قطعه بندی<sup>۱</sup> Segmentation عبارتست از

$$M_w = 0.91 \ln(LR) + 3.66$$

$$LR = 0.37 L_F$$

مهاجر اشجعی و نوروزی (۱۹۸۴) نیز بادر نظر گرفتن میانگین ۵۰٪ گسیختگی از طول گسل رابطه ذیل را ارائه نموده اند:

$$M_s = 5.4 + \log LR$$

$$LR = 0.50 L_F$$

محاسبات بزرگا برای گسلهای منطقه براساس روابط تجربی فوق در جدول (۱) آمده است.

#### تعیین بیشینه شدت بوجود آمده در ساختگاه بر اثر فعالیت گسل های فعال منطقه:

شدت زلزله معمولاً بوسیله خرابی و تغییراتی که در هنگام زلزله در زمین بوجود می آید و واکنش مردم و اشیا مشخص گردیده و برای آن درجاتی قائل می شوند. این کمیت یک مقیاس مشاهده ای و غیر دستگاهی بوده که بستگی به فاصله کانونی تا مکان مورد نظر عمق کانونی، مدت دوام لرزش، نوع خاک، عمق و

<sup>۱</sup> Segmentation: در رابطه فوق مجموع طول گسیختگی های ناپیوسته ( ولی در یک راستا) به عنوان یک قطعه در نظر گرفته شده است. ولی در بعضی مراجع بخشی از گسیختگی که طول پیوسته ای دارد در نظر گرفته می شود.

جنس سنگ کف و کیفیت ساختمانها و تراکم جمعیت و دیگر عوامل دارد. بنابراین تعیین شدت زلزله بر حسب مقیاس چندان دقیق نیست. با وجود این میتوان برای محاسبه کمیت از روابط ذیل استفاده نمود:

$$I_0 = 1.3 M_s + 0.09 \quad \text{الف - رابطه آمبرسیز و ملویل (1982)}$$

$$I_0 = 1.7 M_s - 2.80 \quad \text{ب - رابطه مهاجر اشجعی و نوروزی (1978)}$$

محاسبات شدت بر پایه روابط فوق برای محدوده ساختگاه در ذیل آورده شده است (جدول شماره ۱):

جدول شماره ۱

شدت در کانون زلزله ( $I_0$ (Mercali)			بزرگای زلزله M[1]	نزدیکترین فاصله تا ساختگاه (Km)	طول گسل (Km)	نام گسل
Ave.	M&N	AM&M				
10.42	10.54	10.29	7.5	20	270	شمال البرز
9.19	9.16	9.23	7.1	32	110	خزر
8.81	8.72	8.90	7	53	83	دامغان
8.37	8.22	8.52	6.5	27	60	آستانه
9.31	9.29	9.34	7.1	150	120	ترود
9.42	9.41	9.43	7.2	80	130	میامی
8.92	8.85	9.00	6.9	60	90	آتاری
9.62	9.64	9.60	9.0	90	150	ریاض قره بیل
8.92	8.85	9.00	6.9	5	90	گسل احتمالی شمال گرگان

AM&M : ambersis and Melvil

M&N: Mohajere Ashjaee and Noroozi

تعیین بیشینه شتاب افقی بوجود آمده در ساختگاه بر اثر فعالیت گسل های فعال منطقه:

با دور شدن از مرکز زمین لرزه، جنبش زمین با شدت کمتری احساس می شود و این مطالب نشاندهنده میرایی جنبش زمین می باشد. این میزان میرایی بسته به عوامل مختلف از جمله شرایط زمین شناسی و نوع و حرکت گسل در سطح کانونی زمین لرزه دارد. بنابراین میزان میرایی در نقاط مختلف دنیا متفاوت بوده و لذا جهت محاسبه بیشینه مقادیر جنبش زمین (شتاب، سرعت، جابجایی) در فواصل مختلف از مرکز زمین لرزه، قوانین متعددی بر حسب بزرگای (M) و فاصله کانونی (R) وجود دارد که میتوان از آنها در برآورد خطر زلزله استفاده گردد.

روابط تجربی میرایی برای نواحی نزدیک گسل خطای قابل ملاحظه ولی برای فواصل بیشتر از ۱۰-۱۵ کیلومتر از گسل دقت خوبی دارند. زیرا کانون زمین لرزه ها معمولاً چندین کیلومتر زیر سطح زمین قرار دارد و مقدار انرژی که به سطح زمین می‌رسد، در منطقه نسبتاً وسیعی در طول گسل یکسان خواهد بود بطوریکه کاهش بیشینه شتاب در حین دور شدن از گسل در فاصله ای معادل بعد قائم گسیختگی گسل به کندی صورت می‌گیرد در فواصل دورتر کاهش بیشینه شتاب سریعتر می‌گردد.

با در دست داشتن بزرگی زلزله و فاصله گسلهای فوق الذکر تا ساختگاه و نیز با استفاده از روابط تجربی ذیل می‌توان مقدار حد اکثر شتاب افقی در محل ساختگاه را بدست آورد:

الف - رابطه Mac Guir (1974)

$$a = 472.3 \times 10^{0.278M} / (R + 25)^{1.3}$$

ب - رابطه Dames and Moor (۱۹۷۴) که بر اساس زمین لرزه های ایران است :

$$a = 1080 \times e^{0.58M} \times (R + 25)^{-1.32}$$

که در آن R فاصله گسل تا محل پروژه بر حسب کیلومتر می باشد.

ج - رابطه Estva & Villaverda (1973):

$$a / g = 5.7e^{0.3M} / (R + 40)^2$$

د - رابطه Burton & Macropouls (1985):

$$a = 2164e^{0.7M} / (R + 20)^{1.8}$$

و - رابطه Donovan :

$$a / g = 1.325e^{0.67M} / (R + 25)^{1.6}$$

در تمامی روابط فوق R فاصله گسل تا محل پروژه بر حسب کیلومتر می باشد. مقدار حداکثر شتاب افقی

برای ده گسل نام برده از طریق روابط فوق محاسبه شده و در (جدول شماره ۲) آمده است :

جدول شماره ۲

a (cm/sec <sup>2</sup> ): حداکثر شتاب افقی در محل ساختگاه							بزرگا	فاصله	نام گسل
Ave (g)	Ave. (cm/sec <sup>2</sup> )	Don	B&M	E&vi	D&M	M <sub>g</sub>	M[1]	(km)	
0.54	524.95	456.98	550.58	642.02	559.76	415.41	7.5	20	شمال البرز
0.28	278.71	241.08	261.32	326.36	326.78	238.01	7.1	32	خزر
0.16	157.94	134.47	130.26	177.38	201.21	146.39	7.0	53	دامغان
0.27	268.67	234.08	260.72	305.32	316.65	226.60	6.9	27	آستانه
0.05	50.78	41.09	31.82	48.30	75.98	56.73	7.2	150	نرود
0.12	113.86	95.23	84.73	124.51	152.17	112.68	7.2	80	مامی
0.14	141.64	119.99	113.22	157.79	183.33	133.90	7.1	60	آباری
0.11	103.19	85.83	74.54	111.50	139.90	104.18	7.3	90	رمان قره بیل
0.57	560.97	496.25	661.70	631.16	591.42	424.35	7.1	10	شمال گرگان

M<sub>g</sub>: Mac Guir

D&M: Dames & Moore

Dav: Davenport

E&Vi: Estva & Villaverda

B&M: Burton & Macropouls

Don: Donovan

نتیجه گیری از روش قطعی :

با توجه به نتایج بدست آمده از بررسی لرزه خیزی منطقه مورد مطالعه از روش قطعی (تحلیلی) حداکثر شتاب افقی زلزله در محل ساختگاه مربوط به گسل احتمالی شمال گرگان می باشد و حداکثر شتاب افقی زلزله ناشی از این گسل در محل پروژه معادل 0.57 g می باشد.

۴-۲- روش احتمالی (Probablistic):

در این روش باید مراحل زیر صورت پذیرد:

الف - شناسایی آمار زلزله های تاریخی و سده بیستم به وقوع پیوسته در شعاع مورد نظر در محدوده ساختگاه از داده های بانک اطلاعاتی

ب - تعیین بزرگای زلزله های مزبور که در طول یک دوره مشخص انتخاب شده اند، همراه با تعداد وقوع هر یک از آنها که بایستی به ترتیب صعودی مرتب شده و سپس فراوانی تجمعی آنها محاسبه گردد.

ج - تعیین ضرایب a و b به روش آماری کمترین مربعات (دیاگرام گوتنبرگ - ریشتر)

د - تعیین تابع توزیع احتمالی جهت برآورد دوره بازگشت زمین لرزه های منطقه به کمک توزیع احتمال

گوتنبرگ - ریشر

در خاتمه پس از ترسیم منحنی دوره بازگشت رویداد زمین لرزه با بزرگا (M) در محدوده گستره طرح با استفاده از توابع مختلف و یا منحنی احتمال عدم رویداد سالیانه با بزرگای زلزله با استفاده از روابط مربوطه با انتخاب ریسک های مختلف، دوره بازگشت، بزرگی رویداد زمین لرزه و شتاب بیشینه زلزله محتمل برای عمرهای مفید سازه مورد مطالعه در ساختگاه تعیین شده و در نهایت بزرگی و شتاب زلزله برای درصد ریسک مورد نظر برای عمر مفید سازه از بین نتایج بدست آمده انتخاب و معرفی میگردد.

در پایان با توجه به دو سطح طراحی، شتاب مبنای طرح و شتاب حداکثر محتمل (DBE, MCE) برای منطقه مورد مطالعه بدست خواهد آمد.

#### پیشینه لرزه خیزی در گستره طرح :

در این بخش سعی می شود با استفاده از داده های زمین لرزه های سده بیستم در محدوده ای به شعاع ۱۵۰ کیلومتری ساختگاه مورد مطالعه، اقدام به بررسی آماری، پراکندگی عمق کانونی زلزله و رابطه بین بزرگی و فراوانی تجمعی زلزله ها گردد.

#### بررسی مشخصات زمین لرزه های تاریخی :

شناخت ما از زمین لرزه های پیش از سده بیستم منحصر به کتاب های تاریخی میباشد. بدین جهت این داده ها از نظر محل رویداد؛ شدت و بزرگی زلزله دارای دقت زیادی نیست و تنها سیمایی از ویژگیهای لرزه خیزی گستره طرح را بدست می دهد. فهرست زلزله های تاریخی در محدوده سایت در پیوست اشاره شده است. میتوان دید که بزرگترین زلزله تاریخی مربوط به ۲۲ دسامبر ۸۵۶ در جنوب گرگان و جنوب غربی سایت (۳۶.۳-۵۴.۲) و بزرگای  $M_s = 7.9$  (در مقیاس امواج سطحی) میباشد.

#### بررسی مشخصات زمین لرزه ای ثبت شده دستگاهی در سده بیستم :

با این که به داده های زلزله های سده بیستم ایران نسبت به زلزله های تاریخی توجه بیشتری شده است؛ لیکن در حال حاضر داده های زیادی از دهه های نخستین این سده در دست نیست. فهرست زمین لرزه های سده بیستم با صرف نظر نمودن از پس لرزه ها و پیش لرزه ها و زمین لرزه های با بزرگای کمتر از ۴، واقع در شعاع ۱۵۰ کیلومتری از محل ساختگاه و محاسبه پارامترهای لرزه خیزی در پیوست آمده



است. این زلزله ها از سال ۱۹۰۰ میلادی تا خرداد ۱۳۸۴ شمسی (دوره زمانی ۱۰۴ ساله) می باشد. فهرست این زلزله ها در پیوست آمده است.

برای محاسبه پارامترهای لرزه خیزی، زلزله های بزرگتر از ۴ به ترتیب صعودی مرتب می شود و مقدار فراوانی هر یک از آنها نیز در مقابل بزرگی زلزله ها درج می شود. سپس جدول فراوانی تجمعی زلزله ها محاسبه شده و در نهایت لگاریتم فراوانی تجمعی هر یک از زلزله ها (log Nc) محاسبه می گردد.

مقادیر بدست آمده بر روی نموداری منتقل می شود که محور X ها بزرگی زلزله و محور Y ها مقدار (log Nc) میباشد. منحنی رگرسیون خطی از نقاط بدست آمده، ضرایب a و b (پارامترهای لرزه خیزی) را نتیجه می دهد. با استفاده از روابط ذیل می توان ضرایب a و b رابطه گوتنبرگ - ریشتر را مستقیماً هم بدست آورد.

$$a = \frac{\sum y - b \sum x}{n} \quad \text{و} \quad b = \frac{n \sum(x.y) - \sum x . \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

با توجه به مطالب فوق ضرایب a و b گوتنبرگ - ریشتر برای ساختگاه مورد نظر به شرح ذیل بدست می آید:

$$b = -0.7716 \quad a = 5.4754$$

دوره بازگشت زمین لرزه های منطقه را می توان با استفاده از رابطه گوتنبرگ - ریشتر به طریق زیر بدست آورد:

$$\log N_c = a - bM$$

$$N_c = \frac{T}{T_R}$$

$$\log\left(\frac{T}{T_R}\right) = a - bM_s \Rightarrow M_s = \left[ a - \log\left(\frac{T}{T_R}\right) \right] / b$$

که در آن :

T = دوره آماری بر حسب سال

T<sub>R</sub> = دوره بازگشت بر حسب سال

M = بزرگای زلزله (بر اساس امواج سطحی (M<sub>s</sub>) یا امواج درونی (M<sub>b</sub>) یا گشتاور لرزه ای (M<sub>w</sub>) یا (M<sub>i</sub>))  
میشود.

لذا برای دوره آماری مورد نظر (۱۰۴ سال) خواهیم داشت :

$$M = \left[ 6.8672 - \log \frac{104}{T_R} \right] / 0.7716$$

از رابطه فوق می توان دوره بازگشت زلزله های با بزرگای مختلف را محاسبه نمود.  
برای محاسبه احتمال عدم رویداد در سال (q) می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$q = 1 - p = 1 - \frac{1}{T_R}$$

برای عمر مفید سازه معادل ۵۰ سال و ریسک ۰.۵٪، مقادیر q،  $M_s$  و  $T_R$  مطابق ذیل بدست می آید:  
t : عمر مفید سازه

$$q = (1 - R_t)^{1/t} = (1 - 0.50)^{1/50} = 0.98623$$

$$q = 1 - \frac{1}{T_R} \Rightarrow T_R = \frac{1}{1 - q} = \frac{1}{1 - 0.98623} = 75 \quad \text{سال}$$

$$M_{50\%} = \left[ 5.4754 - \log \frac{104}{75} \right] / 0.7716 = 6.9$$

همچنین برای زلزله با سطح خطر ۱۰٪ در ۵۰ سال محاسبات عبارتست از:

$$q = (1 - R_t)^{1/t} = (1 - 0.10)^{1/50} = 0.99879$$

$$q = 1 - \frac{1}{T_R} \Rightarrow T_R = \frac{1}{1 - q} = \frac{1}{1 - 0.99879} = 475 \quad \text{سال}$$

$$M_{DBE} = \left[ 5.4754 - \log \frac{104}{475} \right] / 0.7716 = 7.9$$

بنابراین حداکثر بزرگی زلزله برای دوره بازگشت 75 سال و ریسک 50% برای عمر مفید سازه برابر 50 سال در گستره ای به شعاع ۱۵۰ کیلومتر از محل پروژه معادل  $M = 6.9$  می باشد.

همچنین حداکثر بزرگی زلزله برای دوره بازگشت 475 سال و ریسک 10% برای عمر مفید سازه برابر ۵۰ سال در گستره ای به شعاع ۱۵۰ کیلومتر از محل پروژه معادل  $M_s = 7.9$  می باشد.

حال با استفاده از با کمک رابطه Guir Mac (1978) بیشینه شتاب افقی زلزله مطابق ذیل تعیین می گردد.  
سپس برای زلزله های سطح خطر 50% و 10% (DBE) بیشینه شتاب را در سایت محاسبه می کنیم:

$$a = 472.3 \times 10^{0.273M_s} / (R + 25)^{1.3}$$

$$a = 472.3 \times 10^{0.278 M_{SPE}} / (R + 25)^{1.3} = 0.28g$$

$$a = 472.3 \times 10^{0.278 M_{DBE}} / (R + 25)^{1.3} = 0.54g$$

برای زلزله بیشینه محتمل نیز که دارای درصد خطر 2% در 50 سال (معادل با دوره بازگشت 2475 سال) مقادیر بزرگ و شتاب عبارتند از:

$$M_{MCE} = \left[ 5.4754 - \log \frac{104}{2475} \right] / 0.7716 = 8.9$$

با بررسی روابط تجربی بزرگ-طول گسل ( $M_{max}=7.8$ ) و زلزله های تاریخی ( $M_{max}=7.9$ ) و روابط گوتنبرگ-ریشر ( $M_{max}=8.9$ ) و میانگین گیری از این اعداد داریم:

$$M_{max}=8.2$$

$$a = 472.3 \times 10^{0.278 M_{MCE}} / (R + 25)^{1.3} = 0.65g$$

نتیجه گیری از روش احتمالی :

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل خطر زلزله با استفاده از روش احتمالی شتاب زمین لرزه مبنای طرح (DBE) با فرض عمر مفید سازه معادل 50 سال و احتمال 10% وقوع برای یک دوره بازگشت 50 ساله معادل 0.54g و شتاب حداکثر محتمل (MCE) با فرض عمر مفید سازه معادل 50 سال و احتمال 2% وقوع برای دوره بازگشت 2475 ساله معادل 0.65g بدست می آید. در حالیکه پهنه بندی خطر زلزله ارائه شده در آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد 2800) شتاب مبنای طرح 0.35g و شتاب حداکثر محتمل 0.54g می باشد، بنابراین مقادیر نهایی توصیه شده جهت آنالیز و طراحی سازه مورد نظر به شرح ذیل ارائه می گردد:

$$DBE \text{ (Design Basic Earthquake)} = 0.54g$$

$$MCE \text{ (Maximum Credible Earthquake)} = 0.65g$$

با بررسی نوع سازه و روشهای طراحی متعارف برای اینگونه سازه ها می توان از مقدار شتاب 0.54g به

عنوان شتاب پایه طراحی استفاده کرد.

لازم به ذکر است که نتایج فوق با توجه به کلیه مطالعات زمین شناسی ، لرزه خیزی و برآورد ریسک

زلزله ارائه گردیده است.

## ۵- آزمایش و تحقیق در آزمایشگاه:

جهت تکمیل مطالعات شناسائی مشخصات فنی خاک، بر روی نمونه های اخذ شده در آزمایشگاه. آزمایشهای ذیل انجام گردید که نتایج آن در پیوست گزارش آمده است.

- A.S.T.M D 422-90 - آزمایش دانه بندی (تجزیه مکانیکی و هیدرومتری)
- A.S.T.M D 423-93 - آزمایش تعیین حدود اتربرگ
- A.S.T.M D 854-92 - آزمایش دانسیته فاز جامد خاک
- T-180-93. - آزمایش تراکم
- A.S.T.M D 2937-94 - آزمایش تعیین وزن مخصوص طبیعی خاک
- A.S.T.M D 3080-90 - آزمایش برش مستقیم
- A.S.T.M D 2850-87 - آزمایش سه محوری
- A.S.T.M C 25 - آزمایش تعیین میزان سولفات خاک

## ۶- نتیجه گیری از عملیات صحرایی و آزمایشگاهی :

در اثر مطالعات انجام شده لایه های مختلف خاک شناسائی و مشخصات آنها به دست آمده است. جهت انجام محاسبات فنی باید با توجه به علم احتمالات و تجربه مهندسی در رشته مکانیک خاک از بین نتایج مختلف برای هر لایه خاک عدد قاطعی را انتخاب نموده و لایه مربوطه را به طور هموزن در نظر گرفت. ضمناً تعداد لایه های خاک را تا حد امکان به طور ایده آلیزه شده کم نمود تا امکان محاسبات ظرفیت باربری به کمک معادله تعیین ظرفیت باربری به وجود آید.

برای پروژه مورد مطالعه میتوان جنس خاک حوزه تأثیر بار را برای محاسبه برش در خاک از یک لایه خاک که دارای طبقه (GM-GC) به روش طبقه بندی یکنواخت (unified) میباشد و دارای مشخصات فنی ذیل است در نظر گرفت :

- $\gamma_{wt} = 1.93 \text{ gr/cm}^3$  - وزن مخصوص طبیعی خاک
- $\phi' = 32.0$  درجه - زاویه اصطکاک داخلی خاک بر اساس تنش های مؤثر
- $C' = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$  - مقاومت چسبندگی خاک بر اساس تنش های مؤثر
- $E_s = 850 \text{ kg/cm}^2$  - مدول الاستیسیته خاک جهت پی گسترده به ابعاد  $54 \times 35$  متر
- $K_s = 2.65 \text{ Kg/cm}^3$  - متوسط مدول عکس العمل خاک جهت پی گسترده
- $375 \leq V_s \leq 175$  متر بر ثانیه - سرعت امواج برشی

۷- تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک برای پی های منفرد و نواری با در نظر گرفتن نشست :

تنش نهائی (Ultimate) خاک برای پی های منفرد و نواری برای حالتی که خاک زیر پی در اثر تنش وارده گسیخته میگردد از طریق معادلات زیر که در آنها رعایت کلیه ضرائب شکل و عمق پی مطابق مطالب کتاب ذیل شده است. بدست می آید

Foundation Engineering HandBook by Hans F. Winterkorn and Hsai Yang Fang

$$q_{ult} = (1 + tg \phi) \gamma D_f N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma + (1 + N_q / N_c) C N_c \quad \text{- پی های منفرد}$$

$$q_{ult} = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma + C N_c \quad \text{- پی های نواری}$$

عبارات این معادله دارای معانی ذیل میباشد :

$$q_{ult} = \text{تنش نهائی خاک}$$

$$\gamma = \text{وزن مخصوص مؤثر خاک}$$

$$D_f = \text{عمق پی برابر با کمترین فاصله زیر سطح پی تا کف تمام شده اطراف پی}$$

$$N_q = \text{ضریب مقاومت برشی خاک در اثر عمق پی}$$

$$N_\gamma = \text{ضریب مقاومت برشی خاک در اثر بهنای پی}$$

$$N_c = \text{ضریب مقاومت برشی خاک در اثر مقاومت چسبندگی خاک}$$

$$B = \text{بهنای پی (طول یک ضلع برای پی های مربعی و یا بهنای پی برای پی های نواری)}$$

مقادیر  $N_q$  و  $N_\gamma$  و  $N_c$  تابعی از اصطکاک داخلی خاک بوده و از جداول موجود در منابع مکانیک خاک

که نمونه آن در پیوست گزارش آمده است. قابل برداشت می باشند.

برای اینکه تنش برشی خاک در زیر پی به حد نهائی خود نرسد تنش مضمن خاک ( $q_s$ ) با در نظر

گرفتن ضریب اطمینانی برابر با ۳ بشرح ذیل تعریف شده است :

$$q_s = \frac{q_{ult}}{3}$$

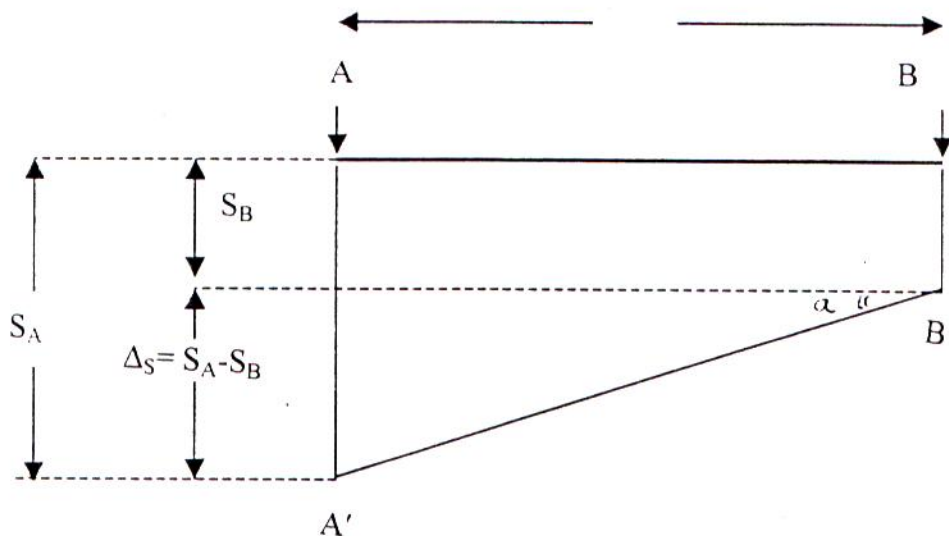
جهت دستیابی به تنش مجاز خاک  $q_s$  لازم است غیر از کنترل جلوگیری از ایجاد برش در خاک زیر پی،

کنترل جلوگیری از تغییر شکل نامطلوب که از طریق پی ها به ساختمان منتقل می گردد نیز انجام شود.

در شکل زیر نشست های مطلق پی های A و B و اختلاف نشست بین آن دو نشان داده شده است.

حداکثر مجاز S وقتی بدست می آید که مقدار تانژانت زاویه  $\alpha$  از حداکثر خود که برای ساختمانهای عادی

برابر 1:300 است، تجاوز ننماید.



محاسبه نشست مطلق پی ها از طریق دیاگرام کانی (Kany) که در پیوست گزارش آمده است به کمک

فرمول:

$$s = \frac{q'B}{E_s} f$$

انجام میگیرد. عبارات این معادله دارای معانی ذیل میباشند:

$S$  = نشست مطلق پی مورد محاسبه به واحد سانتی متر

$q$  = بار وارده از طرف پی به خاک ( $q$ ) به واحد  $\text{Kg/cm}^2$  پس از کسر تنش خاک در اثر گودبرداری

برابر با  $\gamma D$  و یا مطابق معادله:

$$q' = q - \gamma D$$

$B$  = بهنای پی به واحد سانتی متر

$E_s$  = مدول الاستیسیته خاک حوزه تاثیر بار پی به واحد  $\text{Kg/cm}^2$

$f$  = ضریب نشست (بدون واحد)

$D$  = عمق گودبرداری

محاسبات ظرفیت باربری و ایمنی در مقابل جلوگیری از برش در خاک و جلوگیری از نشست و اختلاف

نشست پی به کمک برنامه کامپیوتری برای پی های منفرد و نواری با بهنای مختلف  $B$  برابر با ۴،۳،۲،۱ و

۵ متر براساس مشخصات فنی معرف رفتار خاک به شرح ذیل انجام گردیده و نتایج به صورت جدول و

گراف به پیوست گزارش آمده است.

پی های مربعی و نزدیک به مربع مستطیل پی های منفرد هستند. هر گاه طول پی بیشتر از ده برابر

بهنای آن باشد آن پی، نواری تلقی میشود.

چنانچه معدل مقادیر تنش مجاز به دست آمده برای پی های نواری و منفرد هر یک به تنهایی برای پی مربوط به خود با پهنایهای مختلف تنش مجاز کلی خاک نامیده شود. مقدار آن برای پروژه در دست مطالعه برابر خواهد بود با:

$q_a = 2.95$	$kg/cm^2$	متوسط تنش مجاز خاک برای پی های منفرد
$q_a = 2.20$	$kg/cm^2$	متوسط تنش مجاز خاک برای پی های نواری

#### ۸- تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک جهت پی گسترده با در نظر گرفتن نشست:

با توجه به نتایج مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی ظرفیت باربری نهایی و مجاز پی های گسترده با نسبت های مختلف طول پی (L) به عرض پی (B) محاسبه گردیده است. تنش نهایی خاک برای پی گسترده در حالتی که خاک زیر پی در اثر تنش برشی وارده گسیخته میگردد از طریق معادله ذیل که در آنها کلیه ضرایب شکل و عمق پی (مطابق کتاب پی سازی Bowles) رعایت گردیده است، بدست می آید:

$$q_{ult} = (c N_c S_c i_c d_c + \gamma D_f N_q S_q i_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma)$$

به عبارت دیگر این معادله حالت کلی معادلات مربوط به پی های منفرد و نواری می باشد و عبارات آن

دارای معانی زیر است.

$$q_{ult} = \text{تنش نهایی خاک}$$

$$\gamma = \text{وزن مخصوص خاک با توجه به سطح آب}$$

$$D_f = \text{عمق پی برابر با کمترین فاصله زیر سطح پی تا کف تمام شده اطراف پی}$$

$$N_q = \text{ضریب قدرت برشی خاک در اثر عمق پی}$$

$$N_\gamma = \text{ضریب قدرت برشی خاک در اثر پهنای پی}$$

$$N_c = \text{ضریب قدرت برشی خاک در اثر مقاومت چسبندگی خاک}$$

$$B = \text{پهنای پی}$$

$$S_c S_q S_\gamma = \text{ضرایب شکل}$$

$$d_c d_q d_\gamma = \text{ضرایب عمق}$$

$$i_c i_q i_\gamma = \text{ضرایب شیب}$$

در اینجا محاسبات پی گسترده ای به ابعاد  $54.0 \times 35.0$  متر برای تعیین تنش مطمئن خاک  $q_s$  ارائه

میگردد.

الف - براساس کنترل برش در خاک:

براساس نتایج آزمایش برش مستقیم:

$$D_f = 16.0m$$

$$L = 35.0m$$

$$B = 54.0m$$

یا در نظر گرفتن مشخصات فنی خاک بر اساس نتایج آزمایش برش مستقیم خواهیم داشت:

$$\phi' = 32.0^\circ$$

$$N_q = 23.18$$

$$N_c = 35.49$$

$$N_\gamma = 30.22$$

$$S_q = 1 + \left( \frac{B}{L} \tan \phi' \right) = 1 + \left( \frac{35.0}{54.0} \tan 32.0^\circ \right) = 1.41$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q \times B}{N_c \times L} = 1 + \frac{23.18 \times 35.0}{35.49 \times 54.0} = 1.42$$

$$S_\gamma = 1 - \frac{0.4B}{L} = 1 - \frac{0.4 \times 35.0}{54.0} = 0.74$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan 32.0^\circ (1 - \sin 32.0^\circ)^2 \times \frac{16.0}{35.0} = 1.13$$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} = 1 + 0.4 \frac{16.0}{35.0} = 1.18$$

$$d_\gamma = 1.00$$

با توجه به افقی بودن پی و عمودی بودن بار وارده بر پی داریم:

$$i_c = i_q = i_\gamma = 1$$

لذا خواهیم داشت:

$$q_{ult} = (0.04 \times 10 \times 35.49 \times 1.42 \times 1.18 \times 1.00) + (1.93 \times 16.0 \times 23.18 \times 1.41 \times 1.13 \times 1.00) + (0.5 \times 1.93 \times 35.0 \times 30.22 \times 0.74 \times 1.00) = 1919.57 t/m^2 = 191.957 kg/cm^2$$

تنش مطمئن خاک  $q_s$  با در نظر گرفتن ضریب اطمینان معادل ۳ به شرح ذیل تعریف میگردد.

$$q_s = \frac{q_{ult}}{3} = \frac{1919.57}{3} = 639.86 t/m^2 = 63.986 kg/cm^2$$

ب) بر اساس محاسبه و کنترل نشست:

جهت دستیابی به تنش مجاز  $q_a$  لازم است غیر از کنترل جلوگیری ایجاد برش در خاک زیر پی کنترل

جلوگیری از تغییر شکل نامطلوب که از طریق پی ها به ساختمان منتقل میگردد. نیز انجام شود.

حداکثر مقدار نشست مطلق مجاز  $S$  پی ها به شرط اینکه به صورت یکنواخت در زیر کلیه پی های

ساختمان انجام شود میتواند تا حدود ۱۰ سانتیمتر باشد چون در اثر آن هیچگونه لنگری در اسکلت

ساختمان به وجود نمی آید و در نتیجه هیچگونه ترک در دیوارها ظاهر نميگردد. در مواردی که نشست



ساختمان یا پی ها یکنواخت انجام گیرد فقط تراز کفهای تمام شده ساختمان نسبت به اطراف آن تغییر می کند لیکن تا زمانی که از دیدگاه معماری این تغییر شکل قابل قبول باشد مشکلی بوجود نمی آید. از دیدگاه مکانیک خاک نشست مطلق در اکثر موارد به صورت یکنواخت انجام نمیگیرد و اگر انجام گیرد یک تصادف محض است. با توجه به این مطلب محققین مکانیک خاک حداکثر نشست مطلق مجاز ساختمانها را در شرایط کلی و عادی برای پی های منفرد و نواری برابر با یک اینچ (2.54 cm) و برای پی های صفحه ای دو اینچ (5.08 cm) توصیه نموده اند. محاسبه نشست مطلق پی ها از طریق دیاگرام کانی (Kany) که در پیوست گزارش آمده است به کمک فرمول :

$$S = \frac{q' B}{E_s} f$$

انجام میگردد. عبارات این معادله دارای معانی ذیل می باشند:

$S$  = نشست مطلق پی مورد محاسبه به واحد سانتیمتر

$q'$  = تنش خالص وارده از طرف پی به خاک ( $q$ ) به واحد  $\text{kg/cm}^2$  پس از کسر تنش خاک در اثر وزن خاک گودبرداری شده برابر  $\gamma D_f$  یا مطابق معادله:

$$q' = q - \gamma D_f$$

$D_f$  = عمق گودبرداری برای محاسبه نشست در جهت ضریب اطمینان ۵۰٪ عمق گودبرداری (۸/۰ متر) در نظر گرفته شده است.

$\gamma$  = وزن مخصوص مؤثر خاک

$B$  = پهنای پی به واحد سانتیمتر

$E_s$  = مدول الاستیسیته خاک حوزه تاثیر بار پی به واحد  $\text{kg/cm}^2$

$f$  = ضریب نشست بدون واحد

مقدار نشست که از طریق دیاگرام کانی محاسبه میگردد برابر است با نشست پی های صلب در تمام نقاط سطح پی و یا نشست پی های الاستیک در نقاط خاص آن. نقاط خاص یک قطعه پی الاستیک نقاطی هستند که مقدار نشست در آن برابر با مقدار نشست است که اگر همین پی صلب می بود در تمام نقاط آن بوجود میآمد.

مشخصات نقاط خاص و قوس نشست پی های صلب و الاستیک توسط اشکال در دیاگرام کانی نشان داده شده است. نشست در وسط پی الاستیک به حداکثر خود می رسد و مقدار آن برابر با ۱/۷۵ برابر مقدار نشست محاسبه شده در نقطه خاص پی میباشد.

در روش محاسبه نشست به کمک دیاگرام کانی علت اینکه از تنش که پی به خاک وارد می نماید ( $q$ ) مقدار  $\gamma D_f$  کسر میگردد این است که بار  $\gamma D_f$  اثر وزن خاک گودبرداری شده است که خاک نشست خود را تحت آن تا کنون انجام داده است.

ذیلاً نشست پی به کمک معادله و دیاگرام کانی محاسبه میگردد.

در صورتیکه نشست خاک زیر پی را یک اینچ در نظر بگیریم جهت محاسبه تنش مجاز خاک  $q_a$  با توجه به پارامترهای تعیین شده خواهیم داشت:

$$\frac{Z}{B} = 3 \quad \frac{L}{B} = \frac{54}{35} = 1.5 \Rightarrow f = 0.84 \quad D_f = 8.0 \text{ m}$$

$$q' = \frac{S \times E_s}{B \times f} = \frac{2.54 \times 850}{35 \times 100 \times 0.84} = 7.34 \text{ kg/cm}^2 = 0.734 \text{ t/m}^2$$

با توجه به عمق گودبرداری  $D = 8.0 \text{ m}$  خواهیم داشت:

$$q = q' + \gamma D = 0.734 + (1.93 \times 8.0) = 22.78 \text{ t/m}^2 = 2.278 \text{ kg/cm}^2$$

با توجه به اینکه عدد تنش به دست آمده از محاسبات فوق از ظرفیت باربری مطمئن خاک ( $q_s$ ) کمتر است بنابراین تحت این تنش در خاک گسیختگی ایجاد نخواهد شد لذا تنش مجاز پی گسترده با نشست یک اینچ برابر با  $q_a = 2.30 \text{ kg/cm}^2$  توصیه می شود در صورتیکه به جای نشست یک اینچ، نشست دو اینچ در نظر گرفته شود مقدار تنش مجاز خاک  $3.0 \text{ kg/cm}^2$  خواهد بود.

۹- توصیه های فنی لازم در مورد پی های سطحی :

۹-۱- طبقه بندی مرغوبیت خاک برای پی های سطحی :

جنس خاک زمین پروژه مورد مطالعه و مشخصات فنی آن توسط حفاری و انجام آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی شناسائی گردید و خلاصه نتایج آن در پروفیل گمانه ها مقابل عمق مربوطه نشان داده شده است. طبقه بندی مرغوبیت خاک بر اساس ارزیابی مقدار ظرفیت باربری خاک برای پی های منفرد به شرح ذیل میباشد.

$q_a \geq 4.5$	$\text{kg/cm}^2$	بسیار خوب
$3.0 \leq q_a < 4.5$	$\text{kg/cm}^2$	خوب
$2.0 \leq q_a < 3.0$	$\text{kg/cm}^2$	متوسط
$1.0 \leq q_a < 2.0$	$\text{kg/cm}^2$	ضعیف
$q_a < 1.0$	$\text{kg/cm}^2$	بسیار ضعیف

بر اساس طبقه بندی فوق خاک پروژه در دست مطالعه را از دیدگاه قدرت باربری میتوان از طبقه متوسط تا خوب در نظر گرفت.

### ۹-۲- عمق و ابعاد پی های سطحی :

عمق پی از نظر یخبندان، با توجه به شرایط جوی و جنس خاک و سطح آبهای زیرزمینی حداقل ۶۰ سانتی متر میباشد.

عمق مناسب پی ها حدود یک متر می باشد. منظور از عمق پی ( $D_f$ ) فاصله زیر سطح شالوده (کف بار گذاری) تا کف تمام شده پایین ترین طبقه ساختمان تا کف تمام شده خاک محوطه زمین هر کدام که پس از اتمام پروژه کمتر است، می باشد.

کلیه پی ها باید توسط تیر بتنی (شناژ) بهم متصل شوند تا از حرکت افقی آنها در هنگام وقوع زلزله جلوگیری به عمل آید.

اگر شدت بارهای ستونها زیاد باشد بطوریکه ابعاد پی های منفرد زیاد شده و بهم نزدیک شود استفاده از پی های نواری در امتداد ستونها و یا پی های مشترک از نظر فنی و اقتصادی بهتر از پی های منفرد با اتصالات شناژ می باشد. در مواردی که شدت بار کاملاً زیاد باشد می توان طرح پی های نواری را به جای نواری در یک جهت، در دو جهت در نظر گرفت که سطح پی زیادتری را در بر دارد.

در صورتیکه پی های نواری در دو جهت بیش از ۷۰ درصد از سطح زیر ساختمان را به صورت پی در بر گیرد، استفاده از پی های صفحه ای (Mat Foundation) به جای پی های نواری در دو جهت مناسبتر است.

پی های نواری در دو جهت و پی های صفحه ای از نظر نشست مناسبتر از سایر انواع پی ها می باشند. حتی المقدور باید سعی شود تراز کلیه پی ها یکسان باشد تا خسارات ناشی از زلزله به حداقل برسد. تنشهای مجاز داده شده در بالا برای حالتی است که شدت بار (عکس العمل خاک در زیر پی ها) یکنواخت باشد در صورتیکه به پی غیر از بار محوری لنگر نیز اثر نماید در این صورت مانند این است که بار پی خارج محور اثر نماید و دیاگرام عکس العمل خاک در زیر پی به صورت دوزنقه و یا مثلث ظاهر میشود. در اینگونه موارد مقدار تنش در مرکز ثقل دوزنقه و یا مرکز ثقل مثلث نباید از مقدار تنش مجاز داده شده تجاوز نماید. کنترل این مطلب برای پی هایی که علاوه بر بار محوری لنگری را نیز تحمل می نمایند، ضرورت دارد.

### ۹-۳- واژگونی پی های سطحی :

برای اینکه پی واژگون نگردد مقدار خروج از محور نباید از  $B/3$  زیادتر گردد. در این حالت دیاگرام عکس العمل خاک مثلثی شکل بوده و نصف پی به خاک فشرده می شود و نصف دیگر آن در حالت کششی

قرار دارد و تماس خود را با خاک قطع می کند (از روی خاک بلند میشود). به عبارت دیگر در این حالت مقدار ضریب اطمینان در مقابل واژگونی برابر با حداقل آن که ۱/۵ است خواهد بود. در هنگام اینگونه محاسبات اثر اتصال شنازها نادیده گرفته میشود.

تنش های مجاز داده شده برای نا مناسبترین ترکیب بارهائیکه که در دراز مدت اثر می نماید (ترکیبی از بارهای زنده و مرده که برای طراحی ستونها به کار برده شده است) معتبر است.

چنانچه تنش هائی که در کوتاه مدت اثر مینمایند (مانند تنش های ناشی از باد و زلزله) در نظر گرفته شوند میتوان تنش های مجاز داده شده را به میزان ۲۰ تا ۳۳ درصد اضافه تر در نظر گرفت. در مورد مصالح فولاد و بتن معمولاً کارشناسان درصد اضافی را معادل ۳۳ درصد در نظر میگیرند، لیکن در مورد خاک به علت تغییر شکل پذیری بیشتر انتخاب اعداد کمتر توصیه میشود.

#### ۹-۴- لغزیدن پی های سطحی :

چنانچه پی مورد طراحی علاوه بر بار عمودی (V) بار افقی (H) را نیز باید به خاک منتقل نماید مقدار تنش مجاز خاک باید در عبارت  $(1 - \frac{H}{V})$  ضرب شود تا مقدار آن کاهش یابد و اثر بار افقی رعایت گردد. عبارت فوق باید برای ترکیبی از بارها که حداکثر تنش را به خاک انتقال می دهد، مورد کنترل قرار گیرد. حداقل ضریب اطمینان در مقابل لغزیدن پی روی خاک برابر با ۱/۵ است و از طریق معادله ذیل کنترل می گردد :

$$F.S = \frac{\min V \tan\left(\frac{2\phi}{3}\right) + \frac{E_p}{2}}{\max H}$$

در این معادله max H حداکثر نیروی افقی وارده به پی ، min V حداقل نیروی عمودی وارده به پی ،  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی خاک که در بخش ۵ آمده است و  $E_p$  برآیند فشار خاک پاسیو در جلوی پی می باشد. علاوه بر آن در هنگام انجام اینگونه محاسبات توصیه می شود در صورت امکان از تأثیر نصف برآیند فشار خاک در محاسبات به نفع ضریب اطمینان صرف نظر شود. در صورتیکه انتقال بار افقی با در نظر گرفتن  $(E_p/2)$  هنوز هم مقدور نبود باید عمق پی از طریق پاشنه (key) اضافه شود.

#### ۹-۵- صلب یا الاستیک بودن پی های سطحی :

صلب یا الاستیک بودن پی ها را میتوان بر اساس فرمول ذیل بدست آورد:

$$k = \frac{E_c}{12E_s} \left(\frac{d}{L}\right)^3$$

K = ضریب سختی پی (بدون واحد)

$L$  = طول پی در جهتی که سختی آن مورد مطالعه می باشد.

$d$  = ضخامت پی

$E_c$  = مدول الاستیسیته بتن پی

$E_s$  = مدول الاستیسیته خاک

بر اساس مقادیر  $K$  می توان درباره صلب یا الاستیک بودن پی از دیدگاه علمی قضاوت نمود.

پی صلب است  $K \geq 0.5$

پی الاستیک است  $K < 0.5$

در مورد پی های الاستیک تمرکز فشار پی (عکس العمل خاک) در زیر محور بار زیادتر و در مورد پی های صلب تمرکز فشاری پی در کنار پی ها زیادتر می باشد .  
نشست پی های الاستیک در نقاط مختلف آن متفاوت است و گودال نشستی بوجود می آید که مقدار حداکثر آن در وسط پی و حداقل آن در کنار پی قرار دارد.  
در مورد پی های صلب مقدار نشست در زیر تمام نقاط پی یکسان می باشند بر اساس مقادیر  $K$  میتوان قضاوت نمود پی تا چه حد الاستیک و یا تا چه حد صلب است.

#### ۱۰- بررسی فشار خاک محرک و مقاوم در حالت استاتیکی:

مقدار فشار خاک وارده در پشت یک دیوار تابعی از حرکات دیوار ، سیستم استاتیکی دیوار و مشخصات فنی خاک و دیوار می باشد .

تجربه نشان داده است که مشخصات فنی خاکهای دانه ریز قبل از تحکیم یا بعد از تحکیم به تنهایی جهت محاسبه مقاومت برشی خاک کافی نیست. بلکه تغییرات آن در مدت بهره برداری از ساختمان نیز مطرح میباشد زیرا در لحظه اول بار گذاری بعلت ایجاد تنش خنثی یا فشار آب حفره ای (pore water pressure) مقاومت برشی خاک ضعیف و برابر با مقاومت کوتاه مدت خاک که حاصل از آزمایش برش سریع است می باشد.

پس از اینکه آب تحت فشار بارهای وارده از حوزه تأثیر بار سازه خارج شده و فشار آب حفره ای صفر گردید مقاومت برشی خاک افزایش یافته و برابر با مقاومت برشی بلند مدت حاصل از آزمایش برش کند (آهسته) می باشد. می گردد.

از دیدگاه تغییرات درجه حرارت روزانه و سالیانه محیط مقدار فشار خاک وارده به پشت دیوار به علت عوامل انقباض وانبساط دیوار تغییر می نماید چون این عوامل باعث حرکت و تغییر مکان دیوار میگردد.  
معمولاً مقدار فشار خاک فعال در مواقعی که دیوار در اثر حرکت خود به خاک فشرده می شود به حداکثر خود می رسد. این عمل در تابستان انجام می گیرد.

تغییرات فشار خاک در اثر تغییرات رطوبت خاک برای سازه‌هایی که در خشکی قرار دارند نیز مطرح است. در مورد خاکهای چسبدار این تغییرات به علت عامل تورم خاک نسبت به خاک‌های بدون چسب زیادتر میباشد.

در مورد خاکهای شن و ماسه‌ای تغییرات رطوبت باعث تغییرات وزن مخصوص خاک گردیده و نهایتاً مقدار فشار خاک وارده تغییر می‌نماید.

Kezdi گزارش میدهد که تغییرات فشار خاک در طول سال به ۳۰٪ میرسد. لذا طراحی دیوار باید طوری انجام گیرد که اگر فشار خاک وارده به پشت دیوار به مقدار ۳۰٪ افزایش یابد، تنش وارده به خاک به حد بحرانی خود نرسد.

علاوه بر مطالب بالا تغییرات سطح آب در جلو و در پشت دیوار نیز باعث تغییرات فشار آب و خاک میگردد. اگر حرکت دیوار حول پنجه آن مقدور باشد فشار خاک به حداقل خود که فشار خاک فعال میباشد می‌رسد. نحوه پخش فشار فعال خاک بر پشت دیوار برای مصالح خاکی هموزن به صورت خطی تابعی از عمق نقطه مورد نظر از سطح خاک می‌باشد و مقدار آن برابر است با:

$$P_{ah} = k_{ah}(\gamma \cdot h + q) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ah}}$$

$$P_{ph} = K_{ph}(\gamma \cdot h + q) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ph}}$$

$q$  = سر بار قائم به واحد  $t/m^2$

$P_{ah}$  = فشار خاک افقی محرک وارد بر دیوار به واحد  $t/m^2$

$P_{ph}$  = فشار خاک افقی مقاوم وارد بر دیوار به واحد  $t/m^2$

$\gamma$  = وزن مخصوص طبیعی خاک پشت دیوار ( در زیر آب و یا در بالای آب )  $t/m^3$

$h$  = ارتفاع نقطه ای که فشار  $p_{ah}$  اثر می‌نماید به واحد متر از سطح خاک

$\phi$  = زاویه اصطکاک داخلی خاک

$\alpha$  = زاویه شیب دیوار نسبت به خط شاقول

$\beta$  = زاویه شیب سطح خاک پشت دیوار نسبت به افق

$\delta$  = زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار.  $\delta = \frac{2}{3} \phi$

در روابط ذیل زوایای  $\alpha$  و  $\beta$  در جهت مثلثاتی ( خلاف جهت عقربه‌های ساعت ) با علامت مثبت و

در جهت مخالف با علامت منفی بایستی در نظر گرفته شود.

مؤلفه ضرائب فشار خاک فعال و مدافع  $k_{ph}$  و  $k_{ah}$  بر اساس روش کولمب و فرمولهای ذیل بدست

می‌آیند.

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{ph} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

مقادیر ضرائب فشار خاک فعال و مدافع کولمب ( $k_a$  و  $k_p$ ) برای دیوار با وجه پستی قائم و خاگریز با سطح افقی در جداول ذیل ارائه شده است.

ضرائب فشار خاک فعال کولمب ( $k_a$ ) برای  $\beta = 0^\circ$  و  $\alpha = 0^\circ$

$\phi$ (deg)	$\delta$ (deg)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2545
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

ضرائب فشار مقاوم کولمب ( $k_p$ ) برای  $\beta = 0^\circ$  و  $\alpha = 0^\circ$

$\phi$ (deg)	$\delta$ (deg)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

ضرائب فشار محرک و مقاوم (فعال و مدافع) کولمب در هنگام زلزله به دلیل بوجود آمدن نیروهای اینرسی در امتداد های افقی و قائم به صورت ذیل به دست می آیند :

$$k_{ahc} = k_{ae} \cdot \cos(\delta + \alpha)$$

$$k_{iie} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\beta - \alpha) \cos(\delta + \alpha + \theta)}} \right]^2} \cdot \cos(\delta + \alpha)$$

$$k_{phe} = k_{pe} \cdot \cos(\delta + \alpha)$$

$$k_{pne} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + \beta)}{\cos(\beta - \alpha) \cos(\delta - \alpha + \theta)}} \right]^2} \cdot \cos(\delta + \alpha)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

$$k_h = \frac{a_h}{g}$$

= مؤلفه افقی شتاب زلزله

$$k_v = \frac{a_v}{g}$$

= مؤلفه عمودی شتاب زلزله

با توجه به جنس خاک لایه فوقانی و مشخصات فنی آن مؤلفه افقی ضرایب فشار محرک و مقاوم (فعال و مدافع) خاک در حالت استاتیکی و همچنین در هنگام وقوع زلزله با فرض  $\alpha = \beta = 0.0$  ،  $\phi' = 32.0^\circ$

و  $\delta = \frac{2}{3}\phi'$  و  $\theta = 16.70^\circ$  به شرح ذیل ارائه میگردد:

$$K_o = 0.470$$

ضریب فشار سکون خاک

$$K_{ah} = 0.256$$

ضریب مؤلفه افقی فشار خاک فعال در حالت استاتیکی

$$K_{ph} = 6.830$$

ضریب مؤلفه افقی فشار خاک مدافع در حالت استاتیکی

$$K_{ahc} = 0.498$$

ضریب مؤلفه افقی فشار فعال خاک در هنگام وقوع زلزله

$$K_{phe} = 4.952$$

ضریب مؤلفه افقی فشار مدافع خاک در هنگام وقوع زلزله

#### ۱۱- تعیین پایداری شیپها و محاسبه زاویه شیب پایدار:

جهت تعیین زاویه شیب پایدار دائمی برای خاک محل می‌توان از روش شولتز استفاده نمود. دیاگرام این روش به پیوست گزارش آمده است. جهت استفاده از دیاگرام مذکور با در دست بودن زاویه اصطکاک داخلی مقاومت چسبندگی خاک، وزن مخصوص طبیعی خاک ( $\gamma_{wet}$ ) و همچنین عمق خاکبرداری (h) میتوان بطریق ذیل محاسبات را انجام داد:

ضریب اطمینانی که می‌بایستی بر روی زاویه اصطکاک داخلی خاک اعمال نمود  $\eta_\phi$  برابر  $1/3$  انتخاب

می‌گردد.



ضریب اطمینانی که می‌بایستی بر روی مقاومت چسبندگی خاک اعمال نمود  $\eta_c$  برابر  $1/73$  انتخاب می‌گردد.

با توجه به اینکه میدانیم  $\tan \phi'' = \frac{\tan \phi'}{\eta_c}$  زاویه  $\phi''$  محاسبه می‌گردد.

با توجه به اینکه میدانیم  $c'' = \frac{c'}{\eta_c}$  مقاومت چسبندگی  $c''$  محاسبه می‌گردد.

مقدار  $N$  از رابطه  $N = \frac{\gamma h}{c''}$  به دست می‌آید که با در دست داشتن  $N$  و با استفاده از دیاگرام شولتز

میتوان زاویه شیب پایدار را تعیین نمود.

باتوجه به جنس خاک محل و مشخصات فنی آن (لایه‌ای که باید خاکبرداری شود) زاویه شیب پایدار

به صورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$\phi' = 32.0^\circ \text{ و } c' = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$$

خواهیم داشت :

$$\tan \phi'' = \frac{\tan \phi'}{1.30} = \frac{\tan 32.0^\circ}{1.30} = 0.480 \Rightarrow \phi'' = 25.64^\circ$$

با توجه به اینکه خاک مورد نظر چسبندگی نیز دارد، خواهیم داشت:

$$c'' = \frac{c'}{\eta_c} = \frac{0.04 \times 10}{1.73} = 0.230 \Rightarrow N = \frac{\gamma h}{c''} = \frac{1.93 \times 5.0}{0.230} = 41.9$$

بنابراین زاویه شیب پایدار دائمی معادل  $42.0$  درجه نسبت به خط افق خواهد بود.

شیب پایدار موقتی برای سازه‌های غیر دائمی و کوتاه مدت مانند گودبرداری، به علت استفاده بیشتر از

خصوصیات فنی خاک معادل  $60.0$  درجه نسبت به خط افق برای گودبرداری تا عمق  $5/0$  متر توصیه

میشود. با توجه به عمق گودبرداری ( $16$  متر) توصیه می‌شود به ازای هر  $5/0$  متر ارتفاع یک متر تراس

افقی یا برم در نظر گرفته شود.

شایان ذکر است منظور از شیب پایدار دائمی، پایدار بودن خاک به طور دائمی در طول عمر مفید

سازه‌های موجود در پروژه می‌باشد. شیب پایدار موقتی نیز یعنی شیبی که در زمان احداث هر بخش از

پروژه (حدود  $6$  ماه) خاک در شرایط پایدار باقی بماند.

## ۱۲- سایر توصیه های فنی جهت پی سازی:

با توجه به آزمایشات شیمیایی انجام یافته نوع سیمان مصرفی شالوده ها را باید از سیمان تیپ V استفاده نمود.

میزان ضریب نفوذپذیری خاک را میتوان برابر  $3.8 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$  در نظر گرفت.

نوع زمین مورد مطالعه بر اساس مطالعات ژئوتکنیکی انجام شده طبق جدول شماره ۲ آیین نامه ۲۸۰۰ طرح ساختمانها در برابر زلزله (مرکز تحقیقات ساختمان ومسکن) از طبقه (II) میباشد. لذا با توجه به انتخاب نوع زمین طبق آیین نامه پریرود ارتعاش اسمی خاک ( $T_0$ ) 0.5 Sec و شتاب مبنای طرح 0.30 g میباشد.

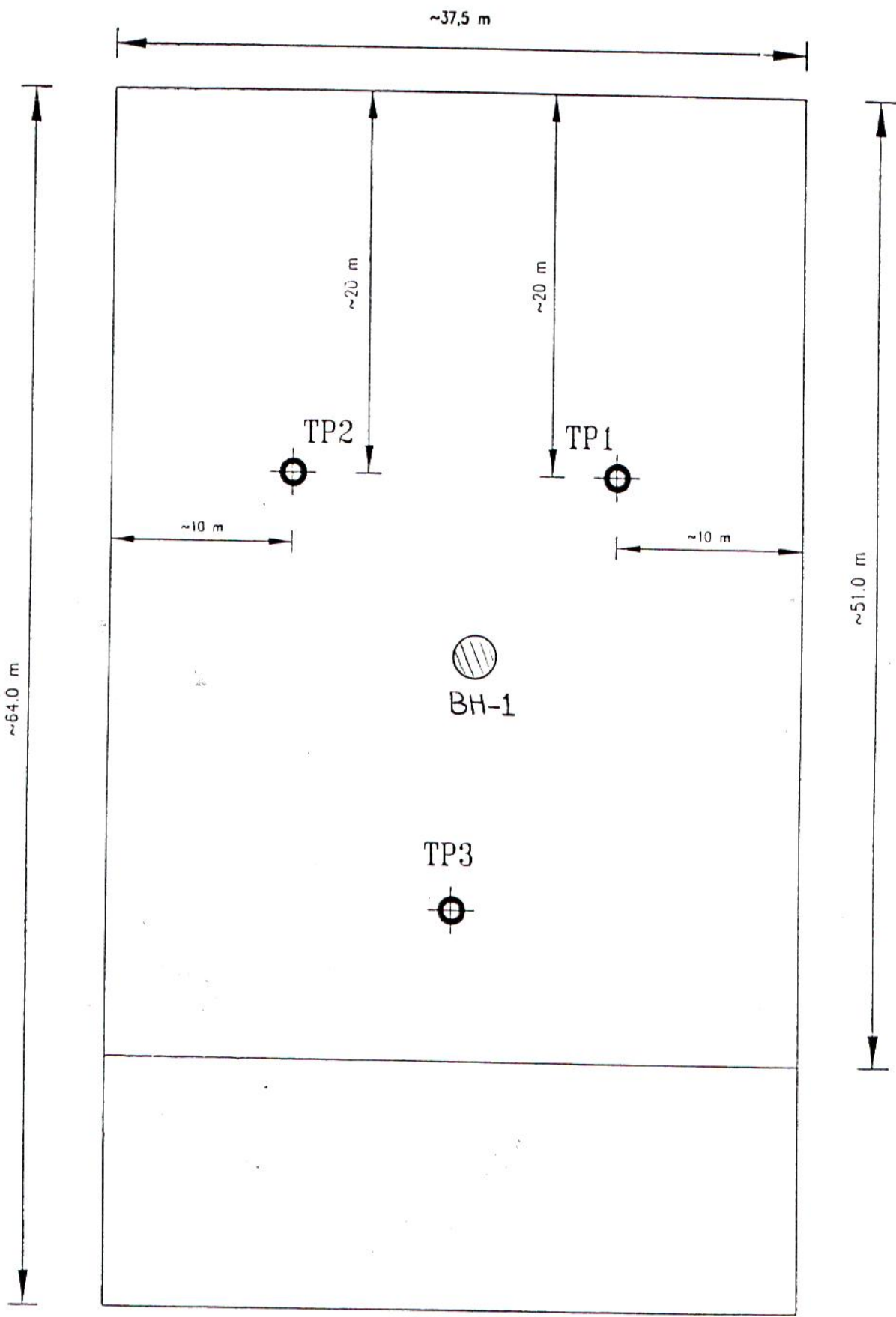
تهیه گزارش مکانیک خاک بر اساس نتایج حاصل از عملیات صحرایی و آزمایشگاهی توسط حداقل یک نفر کارشناس مکانیک خاک و پی سازی انجام گردیده است.

کلیه کارکنان فوق خدمات خود را در نهایت دقت انجام داده اند و به صحت کار خود اطمینان دارند از آنجا که امکان تغییرات جنس خاک در نقاط مختلف زمین وجود دارد، ممکن است جنس خاک در محل های حفاری نشده غیر از آنچه در محلهای حفاری شده مشاهده شده است، باشد. در این گونه موارد چنانچه خاک نقاط حفاری نشده از جنس دیگر باشد و بطور چشمگیر ضعیف تر و کم مقاوم تر از نقاط حفاری شده باشد. در این صورت این نکته در هنگام تهیه گزارش از دیدگاه کارشناس مخفی مانده و عملیات گودبرداری آنرا آشکار خواهد نمود.

لازم به ذکر است که این گونه موارد بسیار نادر و استثنایی بوده و احتمال وقوع آن نسبت به کل حجم کارهای انجام شده بسیار ناچیز میباشد. لیکن به دلیل اینکه تاکنون حتی در مورد پروژه های بزرگ در کشورهای صنعتی نیز برای کارشناسان پیش آمده است. لذا از مهندسین ناظر پروژه تقاضا میگردد چنانچه بعد از اتمام عملیات گودبرداری چنین مواردی مشاهده گردید، جهت رسیدگی و تجدید نظر احتمالی در مقاومت خاک و جلوگیری از بروز هر گونه حادثه با این مهندسین مشاور تماس حاصل فرمایند.

جدول نتایج آزمایش شیمیایی خاک

شماره چاهک	عمق نمونه (m)	$\text{SO}_3^{-2}$ %
T.P. 1	2.0	0.23



محل حفر چاهک ها

کروکی تقریبی محل حفر چاهک های پروژه مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان

# IRAN KHAKE CONSULTING ENGINEERS

## Borehole Log and Summary of Test Results

Project : منطقه بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان

Test Pit No. : TP - I

Water Level :

Elevation :

Run No.	IDENTIFICATION			CLASSIFICATION										DENSITY				STRENGTH				CONSOLIDATION				PERMEABILITY			CHEMICAL																								
	NO.	Type	Depth (m)	Soil Description and Classification	Symbol Log	Particle Size Distribution % Passing			% Atterberg Limits			% Water Content	Bulk $\gamma_{wt}$	Dry $\gamma_d$	SP-GR $\gamma_s$	SPT Blows Per 30cm	U U	Trapezoidal Test Deg. Kgf/cm <sup>2</sup>	Effective Stress Test Deg. Kg/cm <sup>2</sup>	Pressure Range Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /Kg	cm <sup>2</sup> /S	mv	C <sub>v</sub>	K	K	O.M. %	Sulphate %	Chlor %	PH																							
						76 mm	4.8 mm	75 $\mu$	2 $\mu$	LL	PL																				PI	W	76 mm	4.8 mm	75 $\mu$	2 $\mu$																	
1			0.5	Rt Dense Silty Clayey SAND with gravel (SM-SC)		100	82	41	8	28.0	22.0	6		2.67																																							
2			2	As above		100	78	42	--	-	-	N.P		2.67																																							
3			4	Rt Dense Silty SAND with gravel (SM)		100	43	24	5	31.0	20.0	11		2.65																																							
4			8	Rt Dense Silty Clayey GRAVEL with sand (GM-GC)		100	80	72	11	27.0	21.5	5.5		2.66																																							
5			10	Rt Hard Lean CLAY with gravel (CT)		100	39	16	--	4.2	1.93	1.85		2.65																																							
6			16	Rt Very dense Silty Clayey GRAVEL with sand (GM-GC)		100	45	26	9					32.0	0.04																																						
7			20	Rt Very dense Silty Clayey GRAVEL with sand (GM-GC)		100																																															

Legend

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--


# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## Borehole Log and Summary of Test Results

Project : متحف بزرگ اقامتی بندرلیس واقع در گرگان

Test pit No. : TP-2

Water Level :

Elevation :

IDENTIFICATION			CLASSIFICATION							DENSITY			STRENGTH			CONSOLIDATION			PERMEABILITY			CHEMICAL															
			Run No.	NO	Type	Depth (m)	Soil Description and Classification	Symbol Log	76 mm	4.8 mm	75 μ	2 μ	LL	PL	PI	% Atterberg Limits	% Water Content	W	Bulk g/cm <sup>3</sup>	Dry g/cm <sup>3</sup>	SP-GR g/cm <sup>3</sup>	SPT Blows Per 30cm	U U	Triaxial Test Deg Kg/cm <sup>2</sup>	Effective Stress Test Deg Kg/cm <sup>2</sup>	Pressure Range Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup> /Kg	cm <sup>3</sup> /S	PERMEABILITY	K	OM	SO <sub>3</sub>	Cl	PH			
	1	■	0.5	Br. Dense Silty Clay SAND with gravel (SM, SC)		100	80	39	3								2.67																				
	2	■	2	Br. Dense Lean CLAY with gravel (CL)		100	79	71	12	31.0	21.0	10					2.72																				
	3	■	4	Br. Very dense Silty Clay SAND with gravel (SM, SC)		100	83	43	5	27.0	22.0	5					2.72																				
	4	■	6	Br. Hard Lean CLAY with gravel (CL)		100	78	70	9								2.72																				
	5	■	13	Br. very dense Silty Clay GRAVEL with sand (GC)		100	45	22	9	32	22	10					1.90	1.84	2.65																		
	6	■	16	Br. very dense Silty GRAVEL with sand (GM)		100	43	18	--	--							2.65																				

**Legend**

GW

GP

GM

GC

SW

SP

SM

SC

ML

CL

OL

MH

CH

OH

SPT

Disturbed Sample

Undisturbed Sample

Field SPT

Core Sample

Field Density Sample

Modified SPT

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## Borehole Log and Summary of Test Results

Project : مجتمع بزرگ آفایش پتروشیمی واقع در گرگان Elevation :

IDENTIFICATION			CLASSIFICATION						DENSITY			STRENGTH			CONSOLIDATION			CHEMICAL										
			Run No.	Sample		Soil Description and Classification	Symbol Log	Partical Size Distribution % Passing		% Atterberg Limits		% Water Content	Bulk g/cm <sup>3</sup>	Dry g/cm <sup>3</sup>	SP-CR g/cm <sup>3</sup>	SPT Blows Per 30cm	U U Triaxial Test Deg Kg/cm <sup>2</sup>	Effective Stress Test Deg Kg/cm <sup>2</sup>	Pressure Range Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup> /Kg	cm <sup>3</sup> /S	PERMEABILITY cm/s	Organic Matter %	Sulphate %	Chlor %	PH		
NO	Type	Depth (m)		75 mm < 8 mm	75 μ			2 μ	LL	PL	PI	W	γ <sub>w1</sub>	γ <sub>d</sub>	γ <sub>s</sub>	N	N'	φ <sub>u</sub>	C <sub>u</sub>	φ'	C'	P	m <sub>v</sub>	C <sub>c</sub>	K	O M	SO <sub>3</sub>	Cl
1	█	0.5	Br Dense Silty Clay SAND (SM - SC)		100	100	47	8	28	22.5	5.5																	
2	█	3	Br Hard Silty Clay (CL-MH)		100	87	75	8	28.0	22.0	6																	
3	█	6	Br Very dense Silty GRAVEL with sand (GM)		100	41	18	--																				
4	█	8	Br Hard Lean CLAY with gravel (CL)		100	79	72	8	30.0	20.0	10																	
5	█	12	Br Very dense Poorly graded GRAVEL with silt (GW-GM)		100	41	11																					
6	█	16	Light Br Very dense Silty GRAVEL with sand (GM)		100	40	23	--																				
7	█	18	Light Br Very dense Silty GRAVEL with sand (GM)		100	41	18	--																				

**Legend**

	GW		GP		GM		GC		SW		SP		SM		SC		ML		CL		OL		MH		CH		OH
--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----

	SPT Disturbed Sample		Core Sample
	SPT Undisturbed Sample		Field Density Sample
	N' Modified SPT		Field Density Sample

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## Borehole Log and Summary of Test Results

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرشی واقع در گرگان

Borehole No. : BH-4

Water Level : 65.0 m

Elevation :

IDENTIFICATION			CLASSIFICATION				DENSITY			STRENGTH			CONSOLIDATION		PERMEABILITY		CHEMICAL									
Run No.	Sample		Soil Description and Classification	Symbol Log	Partical Size Distribution % Passing		% Atterberg Limits		% Water Content	Bulk Density	Dry Density	SF-GR	SPT Blows	U.U. Triaxial Test	Effective Stress Test	Pressure Range	cm <sup>3</sup> /Kg	cm <sup>3</sup> /S	PERMEABILITY	Organic Matter %	Sulphate %	Chlor %	PH			
	NO.	Type			7 <sub>6</sub> mm	4.75 mm	2 <sub>00</sub> μ	LL	PL	PI	w	γ <sub>wet</sub>	γ <sub>d</sub>	γ <sub>s</sub>	N	N'	q <sub>u</sub>	C <sub>u</sub>	φ	C	P	m <sub>v</sub>		C <sub>a</sub>	K	
1	1	■	Br Dense Silty Clay SAND (SM,SC)		100	42	9	28	22	6	2.67	45												0.14	0.013	8.0
2	2	■	Br Dense Silty Clay SAND (SM,SC)		100	39	12	28	22	6	2.67	32														
3	3	■	Br Dense Lean CLAY with gravel (CL)		100	78	11	32.0	20.0	12	2.72	32														
4	4	■	Br Dense Lean CLAY with gravel (CL)		100	84	72	9			2.72	>32														
5	5	■	Br Hard Silty Clay with gravel (CL,ML)		100	81	73	8	28.5	22.0	6.5	5.2	1.78	1.69	2.71	50	6.0	0.55	26.0	0.21						
6	6	■	As above																							

**Legend**

	GW		GP		GM		GC		SW		SP		SM		SC		ML		CL		OL		MH		CH		OH
												Disturbed Sample Undisturbed Sample		Core Sample Field Density Sample		Modified SPT											

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## Borehole Log and Summary of Test Results

Project : مجتمع ورزشی امامی پیرایه واقع در کرکاس

Borehole No. : BH 4

Water Level : 65.0 m

Elevation :

Run No.	IDENTIFICATION			CLASSIFICATION							DENSITY			STRENGTH			CONSOLIDATION		PERMEABILITY			CHEMICAL		
	NO.	Type	Depth (m)	Soil Description and Classification	Symbol Log	Particual Size Distribution % Passing	% Atterberg Limits	% Water Content	Bulk $\gamma_{wt}$	Dry $\gamma_d$	SP-GR $\gamma_s$	S P T Blows Per 30cm	U U Triaxial Test Deg Kg/cm <sup>2</sup>	Effective Stress Test Deg Kg/cm <sup>2</sup>	Pressure Range Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /Kg • 0.01	cm <sup>2</sup> /S • 0.001	cm/s	Organic Matter %	Sulphate %	Chlor %	PH		
15						76 mm	4.8 mm	75 $\mu$	2 $\mu$	LL	PL	PI	W											
16	7	■	16	Br Very dense Silty Clayey GRAVEL with sand (GM-GC)		100	39	21	9															
18	8	■	18	Br Hard Lean CLAY with gravel (CL)		100	81	75	9															
20	9	■	20	Gray very dense Silty Clayey GRAVEL (GM-GC)		100	41	21	8	28.0	22.0	6	3.9	1.92	1.85	2.65	>50							
22	10	■	22	Gray very dense Silty GRAVEL (GM)		100	46	18	-															
26	11	■	26	Dark gray Very dense Silty Clayey SAND with gravel (SM-GC)		100	82	41	8	28.0	22.0	6				2.67	>50							
30	12	■	30	As above																				

Legend

	GW		GP		GM		GC		SW		SP		SM		SC		ML		CL		OL		MH		CH		OH
--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----

	SPT Disturbed Sample		SPT Undisturbed Sample		Core Sample Field Density Sample		Modified SPT
--	----------------------	--	------------------------	--	----------------------------------	--	--------------



# IRAN KHAH CONSULTING ENGINEERS

## Borehole Log and Summary of Test Results

Project : محقق بزرگ امامی پتروشیمی واقع در گرگان  
 Borehole No. : BH-4  
 Water Level : 65.0 m  
 Elevation :

IDENTIFICATION			CLASSIFICATION							DENSITY			STRENGTH			CONSOLIDATION			PERMEABILITY			CHEMICAL											
			Run No.	NO	Type	Depth (m)	Soil Description and Classification	Symbol Log	Particle Size Distribution % Passing			% Atterberg Limits			% Water Content	Bulk $\gamma_{sat}$	Dry $\gamma_d$	SPGR $\gamma_s$	SPT Blows per 30cm	UU Triaxial Test	Effective Stress Test	Pressure Range	$e_v$	$e_c$	$k$	Organic Matter %	Sulphate %	Chlor %	PH				
70-75 $\mu$	75-200 $\mu$	200-750 $\mu$							LL	PL	PI	W	$\gamma_{sat}$	$\gamma_d$	$\gamma_s$	N	$q_u$	$C_u$	$\phi$	$C'$	P	$m_v$	$C_c$				OM	SO3	Cl				
	13	■	33	Br Very dense Silty Clayey GRAVEL with sand (GM/GC')		100	39	19	8	28.0	22.5	5.5	5.5	1.97	1.87	2.66	>50		33.0	0.03													
	14	■	35	Br Very dense Silty Clayey GRAVEL with sand (GM/GC')		100	46	21	6	28.0	22.5	5.5	5.5	1.97	1.87	2.66	>50		33.0	0.03													
	15	■	40	Br Very dense Silty Clayey GRAVEL with sand (GM/GC')		100	42	25	8	28.0	22.5	5.5	5.5	1.97	1.87	2.66	>50		33.0	0.03													
	16	■	45	As above																													

**Legend**

	GW		GP		GM		GC		SW		SP		SM		SC		ML		CL		OL		MH		CH		OH
													Disturbed Sample		Undisturbed Sample		Core Sample		Field Density Sample		Modified SPT						

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## Borehole Log and Summary of Test Results

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گلگان

Borehole No. : BH-4

Water Level : 65.0 m

Elevation :

Run No.	IDENTIFICATION			CLASSIFICATION							DENSITY			STRENGTH			CONSOLIDATION			PERMEABILITY			CHEMICAL		
	NO.	Type	Depth (m)	Soil Description and Classification	Symbol Log	Partical Size Distribution % Passing		% Atterberg Limits		% Water Content	Bulk $\gamma_{wt}$ g/cm <sup>3</sup>	Dry $\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>	SP-GR $\gamma_s$ g/cm <sup>3</sup>	SPT Blows Per 30cm	U U Triaxial Test Deg. Kg/cm <sup>2</sup>	Effective Stress Test Deg. Kg/cm <sup>2</sup>	Pressure Range Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup> /Kg	cm <sup>3</sup> /S	K cm <sup>2</sup> /s	O.M %	SO <sub>3</sub> %	Cl %	PH	
						76 mm	4.75 mm	LL	PL																PI
17	■	50	Br Very dense Silty GRAVEL with sand ( GM )		100	41	18	--				2.65	>50												
18	■	55	Br Very dense Silty GRAVEL with sand ( GM )		100	39	22	--				2.65	>50												
19	■	60	Br Very dense Silty GRAVEL with sand ( GM )		100	39	22	--				2.65	>50												

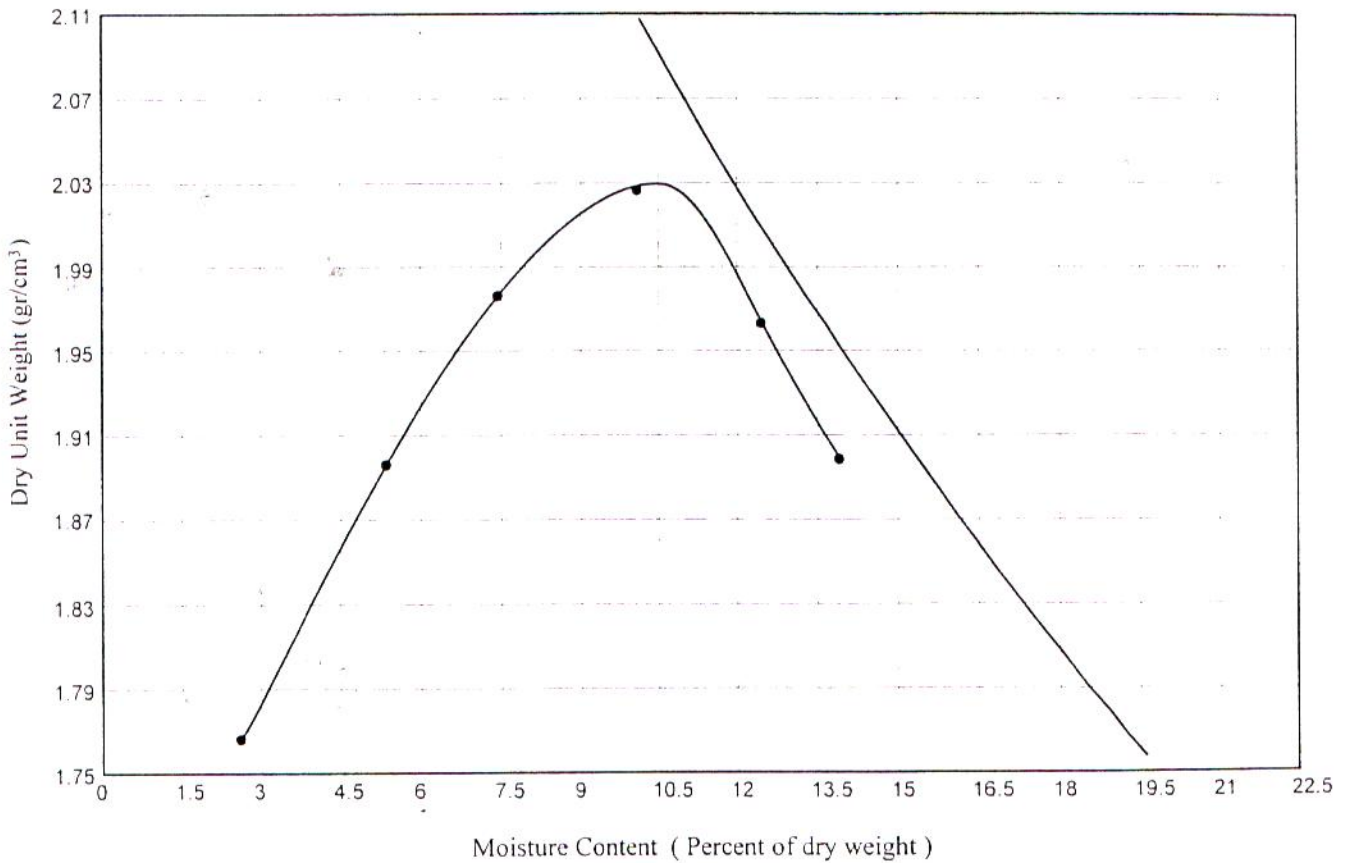
**Legend**


# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## SOIL COMPACTION TEST

T 180 - 74 / Method (C)

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان		
Borehole No. : T.P.2	Sample No. : 1	Depth : 0.5 m
Maximum dry unit weight : 2.03 (gr/cm <sup>3</sup> )	Optimum moisture content : 10.5 %	



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## C. B. R. TEST

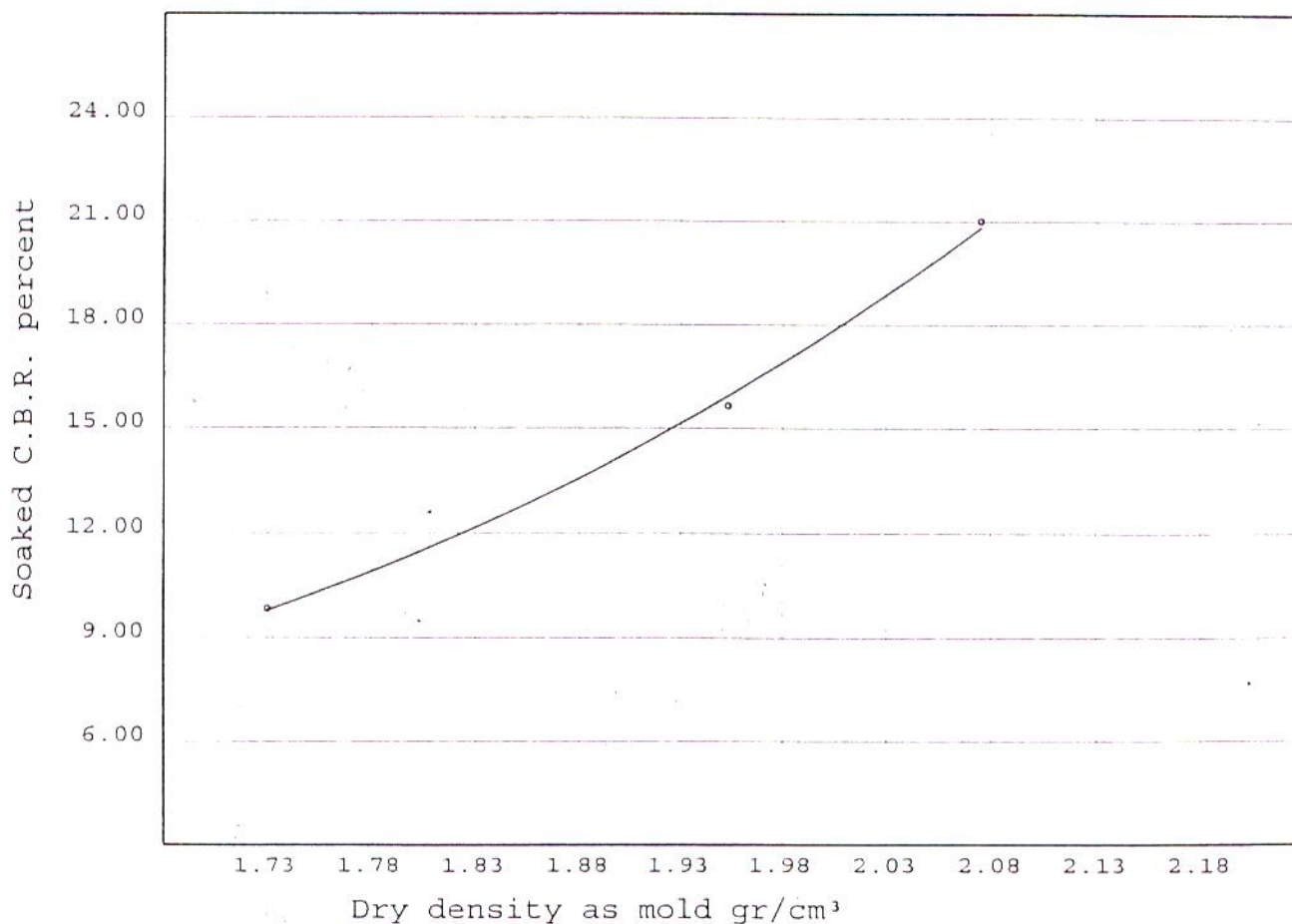
AASHTO T-193

Project		Testpit No	Sample No.	Type of test
مجمع بزرگ امامتی بیدرایی واقع در کرگان		2	1	Soaked
No of blows per. layer	Dry density of CBR specimen as molded gr/cm <sup>3</sup>	Moisture content of CBR specimen as molded %	Soaked CBR percent on base of specimen after 4 days soaking	Swell percent of original length
10	1.73	10.5	9.8	
30	1.95	10.5	15.7	
65	2.07	10.5	21.0	

Optimum moisture content = %10.5

Maximum of dry density by AASHTO T180 - 74 = 2.03 gr/cm<sup>3</sup>

Soaked C.B.R. Percent 19.0 at % 100 of dry density



Tested by :

Date : 1384.01.16

C. B. R. TEST

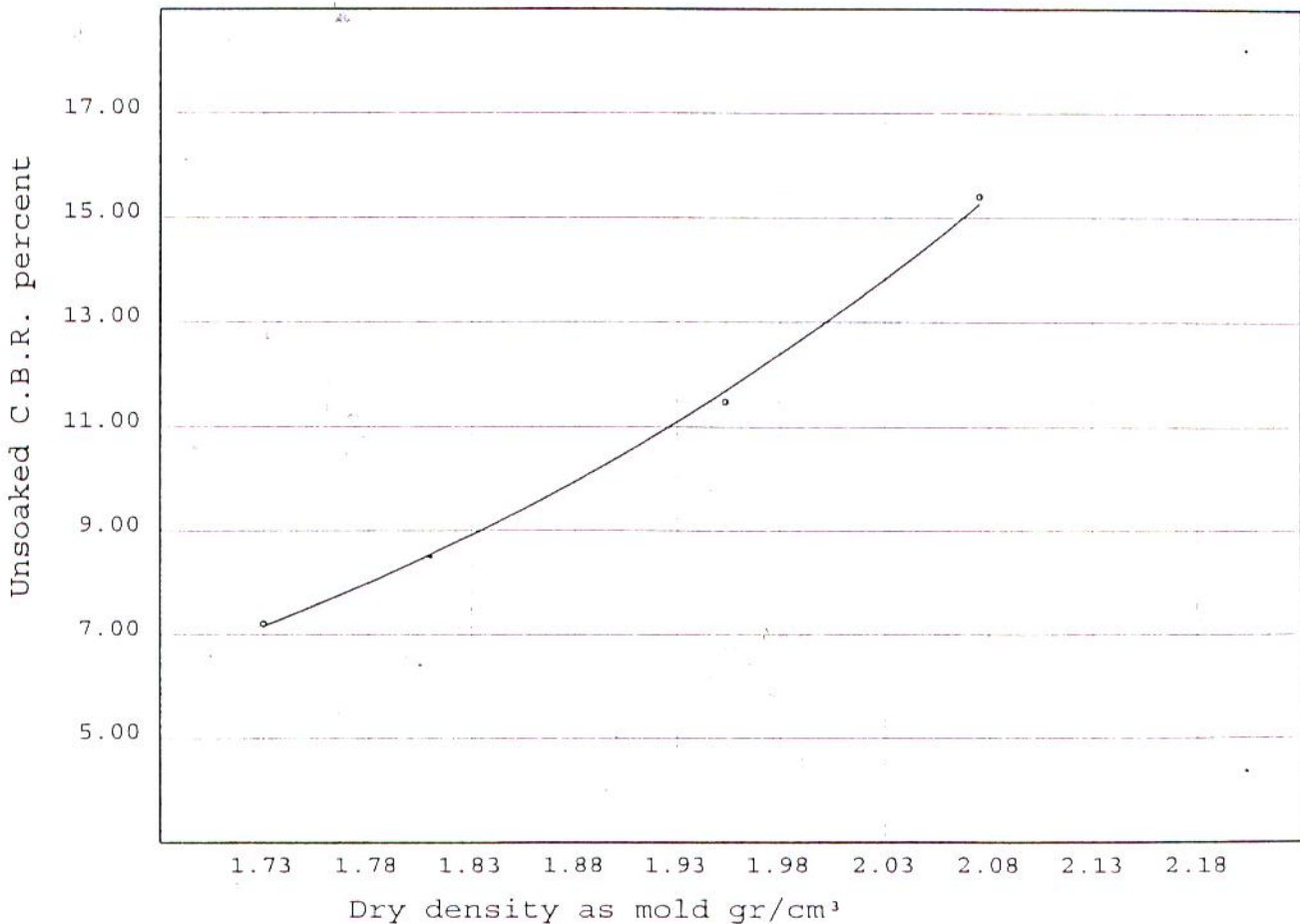
AASHTO T-193

Project		Testpit No	Sample No.	Type of test
مجمع بزرگ اقامتی بذرایی واقع در کرگان		2	1	Unsoaked
No of blows per. layer	Dry density of CBR specimen as molded gr/cm <sup>3</sup>	Moisture content of CBR specimen as molded %	Unsoaked CBR	Remarks
10	1.73	10.5	7.2	
30	1.95	10.5	11.5	
65	2.07	10.5	15.4	

Optimum moisture content = %10.5

Maximum of dry density by AASHTO T180 - 74 = 2.03 gr/cm<sup>3</sup>

UnSoaked C.B.R. Percent 14.0 at % 100 of dry density

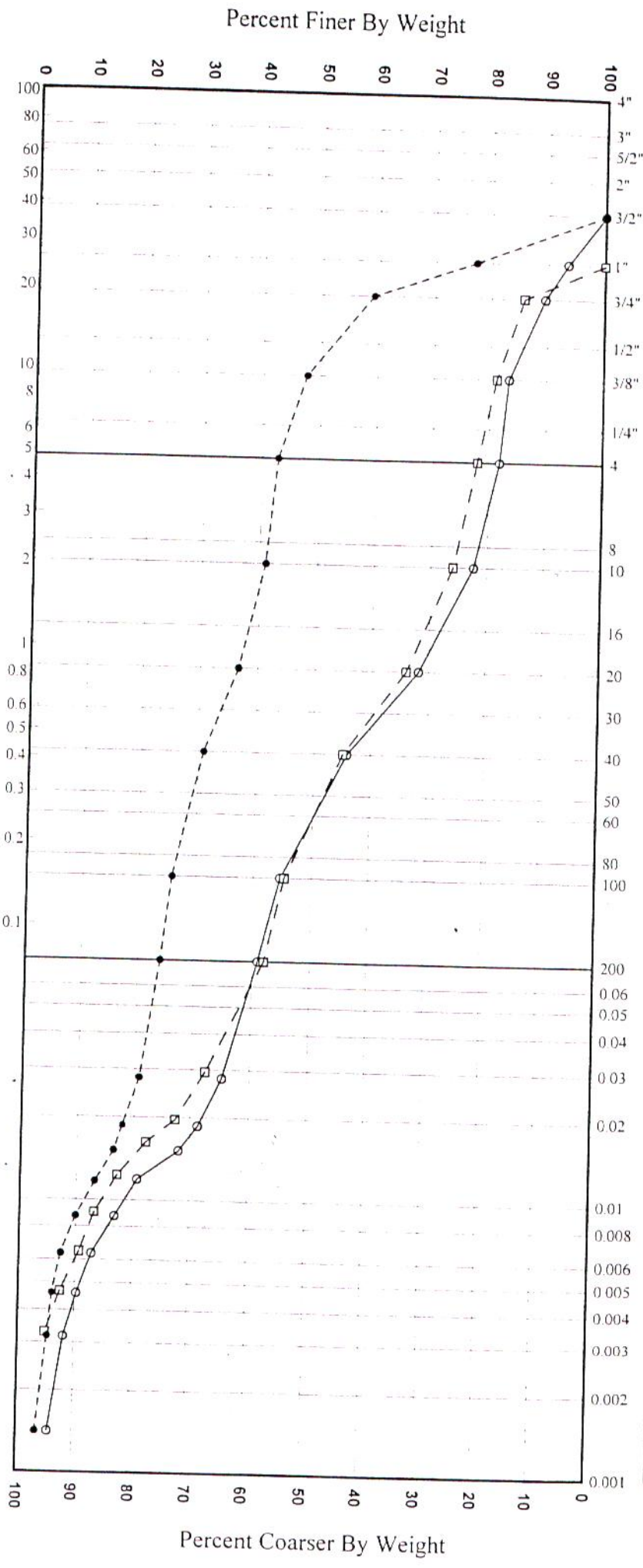


Tested by :

Date : 1384.01.16

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)	HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)
Size of opening in inches	No. of mesh per inch, U.S. standard
Grain size in mm.	



COBBLES	GRAVEL		SAND			FINES	
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine		
Test pit No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification	W%	LL	PL	PI
TP-1	1	0.5 m	SM-SC	0			
TP-1	3	4.0 m	SM				
TP-1	4	8.0 m	GM-GC				
<b>Project :</b> مجتمع بزرگ اقامتی بانبرلی واقع در گرگان <b>Date :</b> <b>GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)</b>							



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

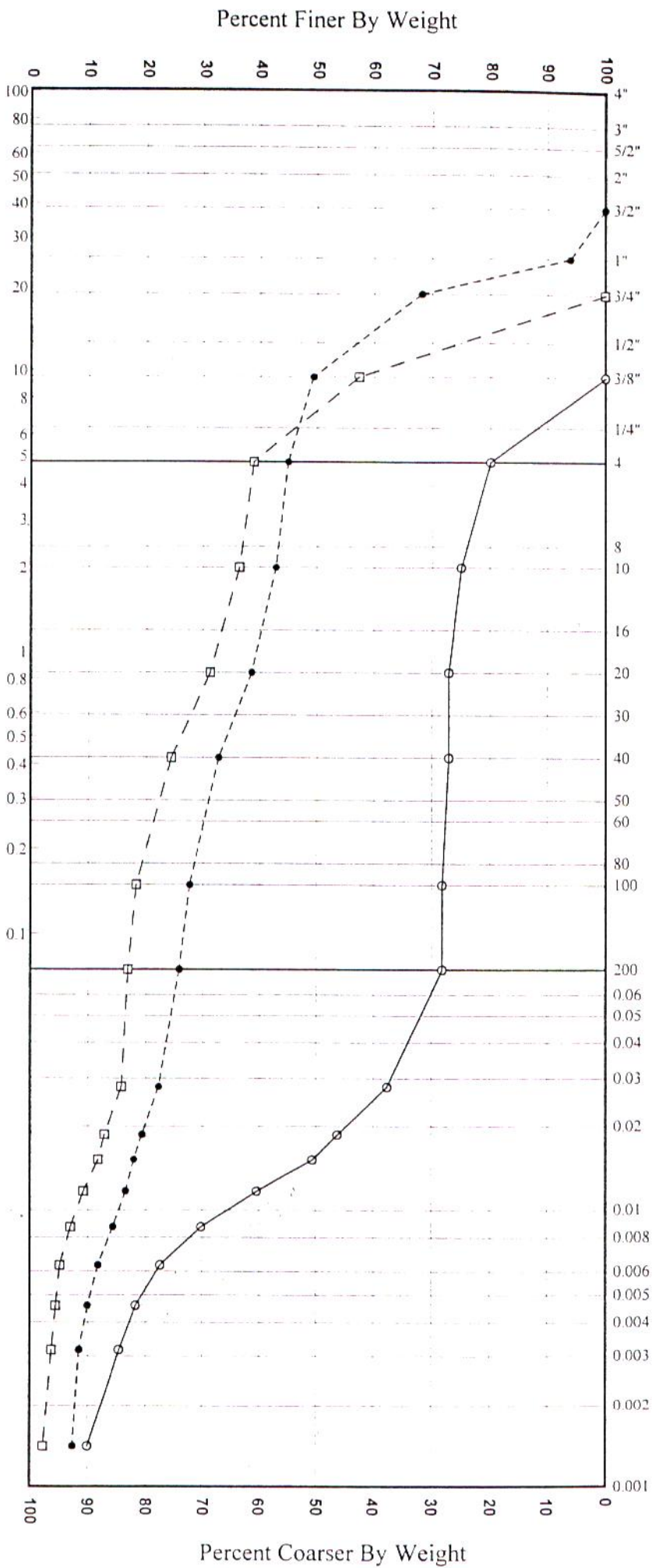
Size of opening in inches

No. of mesh per inch, U.S. standard

Grain size in mm.

SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)



COBBLES	GRAVEL		SAND			FINES
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine	
Test Pit No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification			
TP-1	5	10.0 m	CL	0		
TP-1	6	16.0 m	GM-GC	4.2		
TP-1	7	20.0 m	GM-GC			
			W %	LL	PL	PI
<p><b>Project :</b> مجتمع بزرگ اقامتی پهنای واقع در گرگان</p> <p><b>Date :</b></p> <p><b>GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)</b></p>						



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

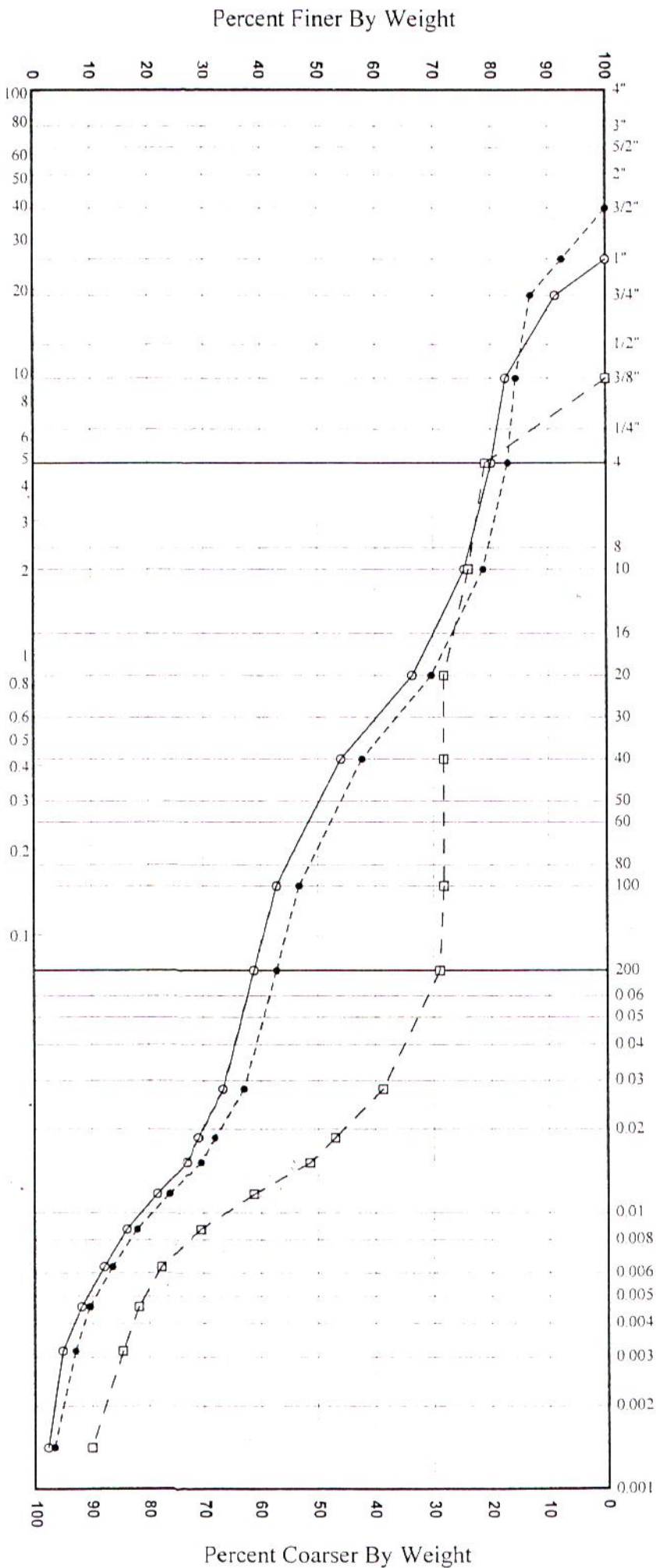
SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)

Size of opening in inches

No. of mesh per inch, U.S. standard

Grain size in mm.



COBBLES	GRAVEL		SAND			FINES	
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine		
Test pit No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification	W %	LL	PL	PI
TP-2	1	0.5 m	SM-SC	0			
TP-2	2	2.0 m	CL	10			
TP-2	3	4.0 m	SM-SC	10			
<b>Project :</b> مجتمع بزرگ اقامتی پهنابری واقع در گرگان <b>Date :</b> <b>GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)</b>							





# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

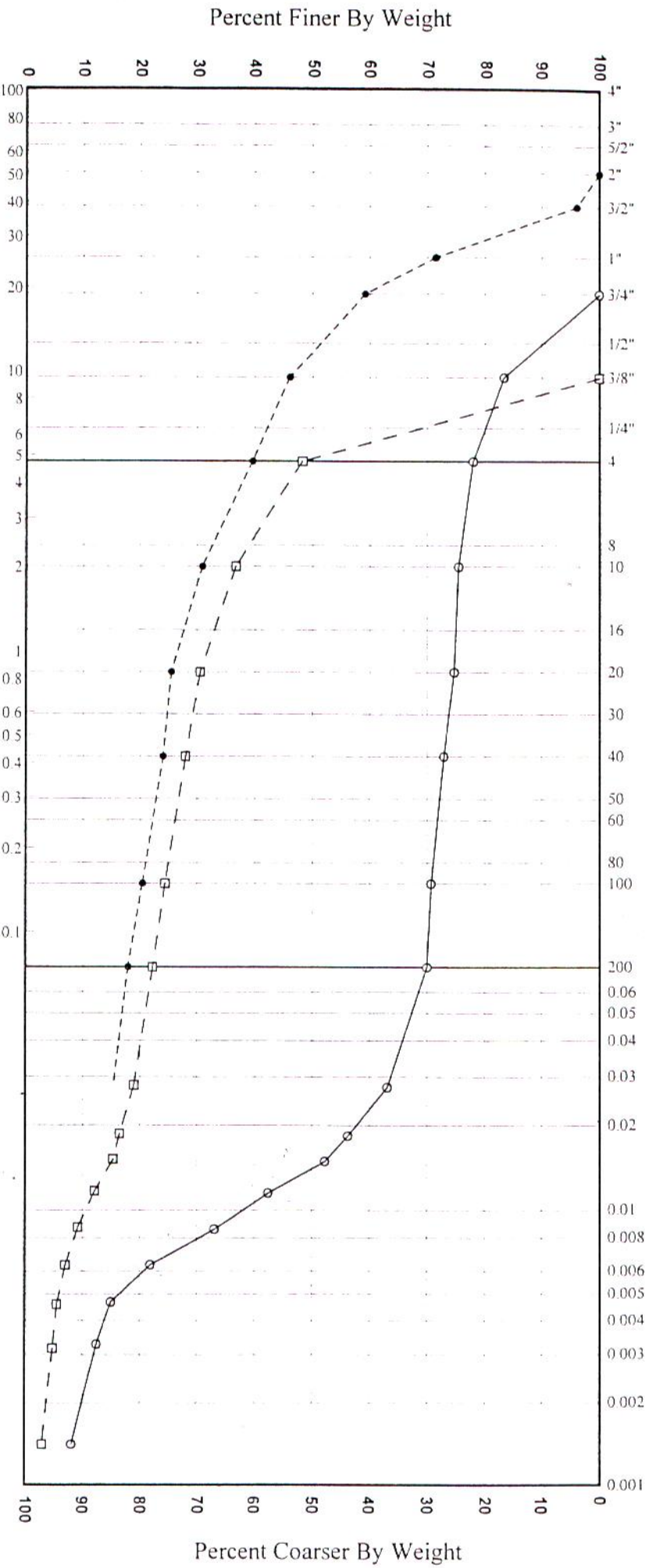
SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

Size of opening in inches

No. of mesh per inch, U.S. standard

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)

Grain size in mm.



COBBLES	GRAVEL		SAND			FINES
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine	
Test pit No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification			
TP-2	4	6.0 m	CL	0	0	
TP-2	5	13.0 m	GM-GC	1	3.4	
TP-2	6	16.0 m	GM			
			W%	LL	PL	PI
Project : مجتمع بزرگ اقامتی بندرلی واقع در گرگان Date : GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)						



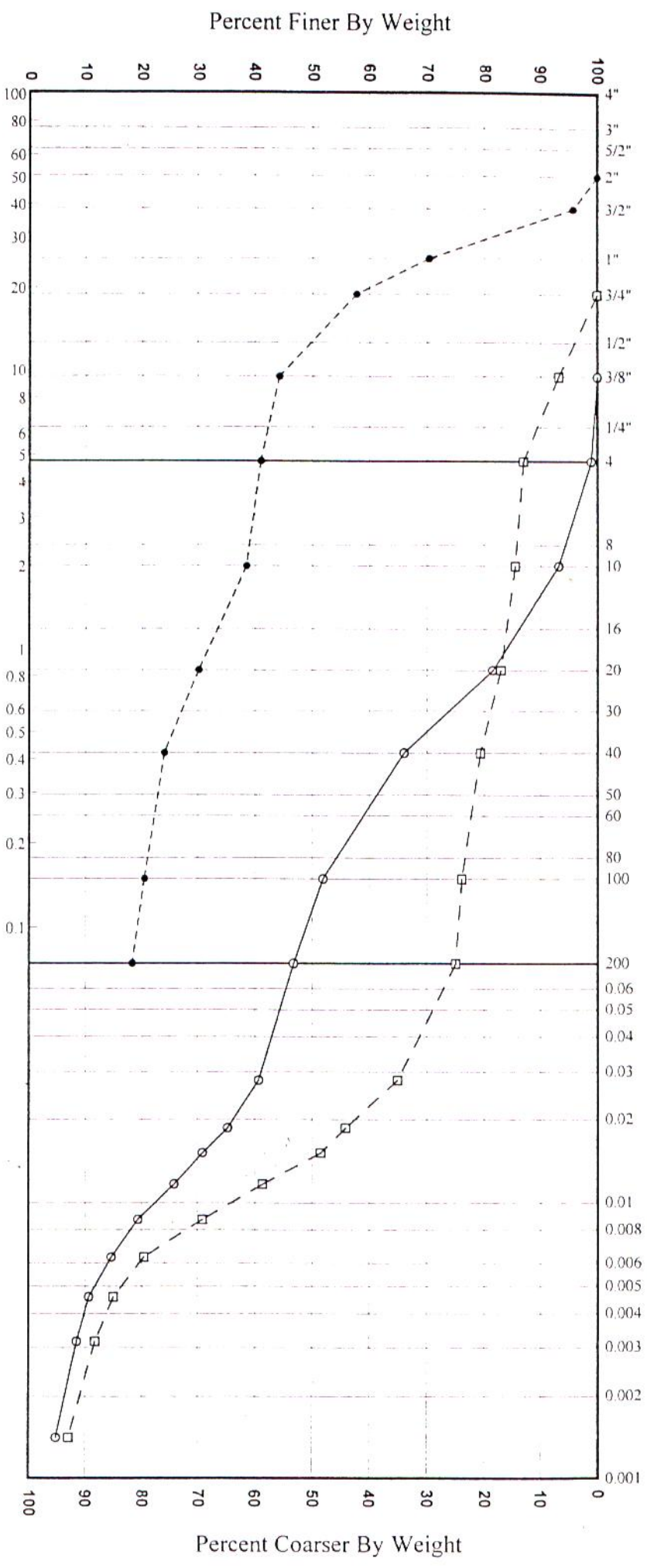
# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

No. of mesh per inch, U.S. standard

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)

Grain size in mm.



COBBLES	GRAVEL		SAND			FINES			
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine				
Test pit No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification			W%	LL	PL	PI
TP-3	1	0.5 m	SM-SC	O					
TP-3	2	3.0 m	CL-ML	P					
TP-3	3	6.0 m	GM	P					

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان  
 Date :  
 GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

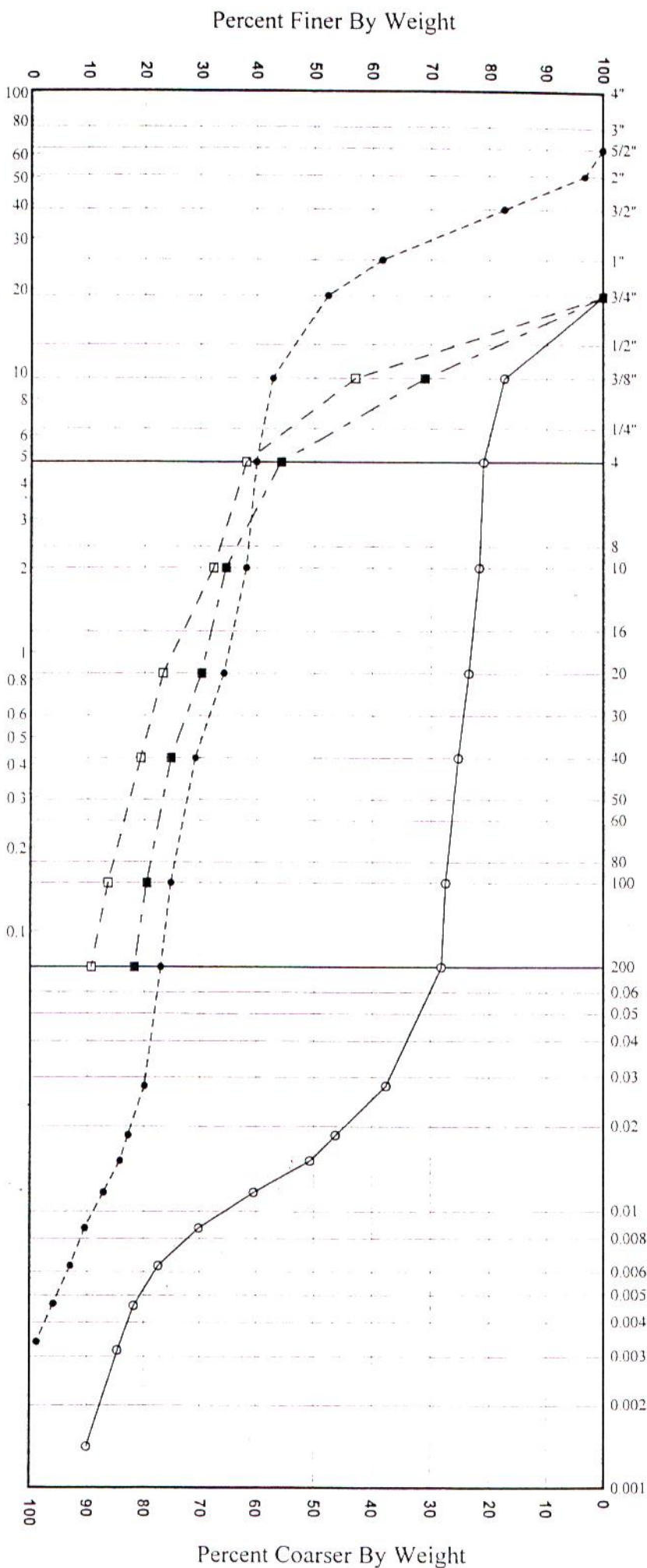
SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)

Size of opening in inches

No. of mesh per inch, U.S. standard

Grain size in mm.



COBBLES	GRAVEL		SAND			FINES
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine	
Test pit No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification			
TP-3	4	8.0 m	CL	O	4.5	
TP-3	5	12.0 m	GW-GM	M		
TP-3	6	16.0 m	GM			
TP-3	7	18.0 m	GM		3.7	

**Project :** مجتمع بزرگ اقامتی بین‌المللی واقع در گرگان

**Date :**

**GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)**



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

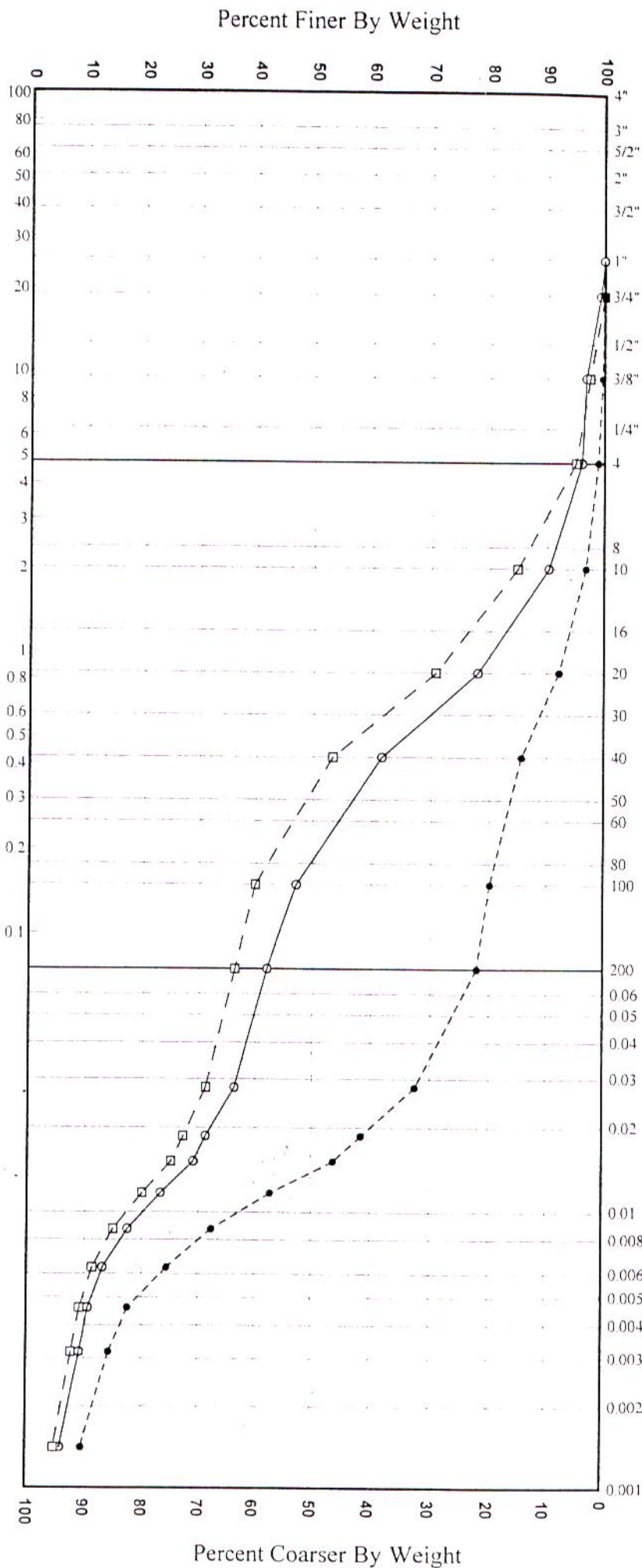
SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

Size of opening in inches

No. of mesh per inch, U.S. standard

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)

Grain size in mm.



BOBBLES	GRAVEL		SAND			FINES	
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine		
Borehole No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification	W%	LL	PL	PI
BH-4	1	1.0 m	SM-SC	0			
BH-4	2	3.0 m	SM-SC				
BH-4	3	5.0 m	CL				

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پهنوبسی واقع در گرگان

Date :

GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)



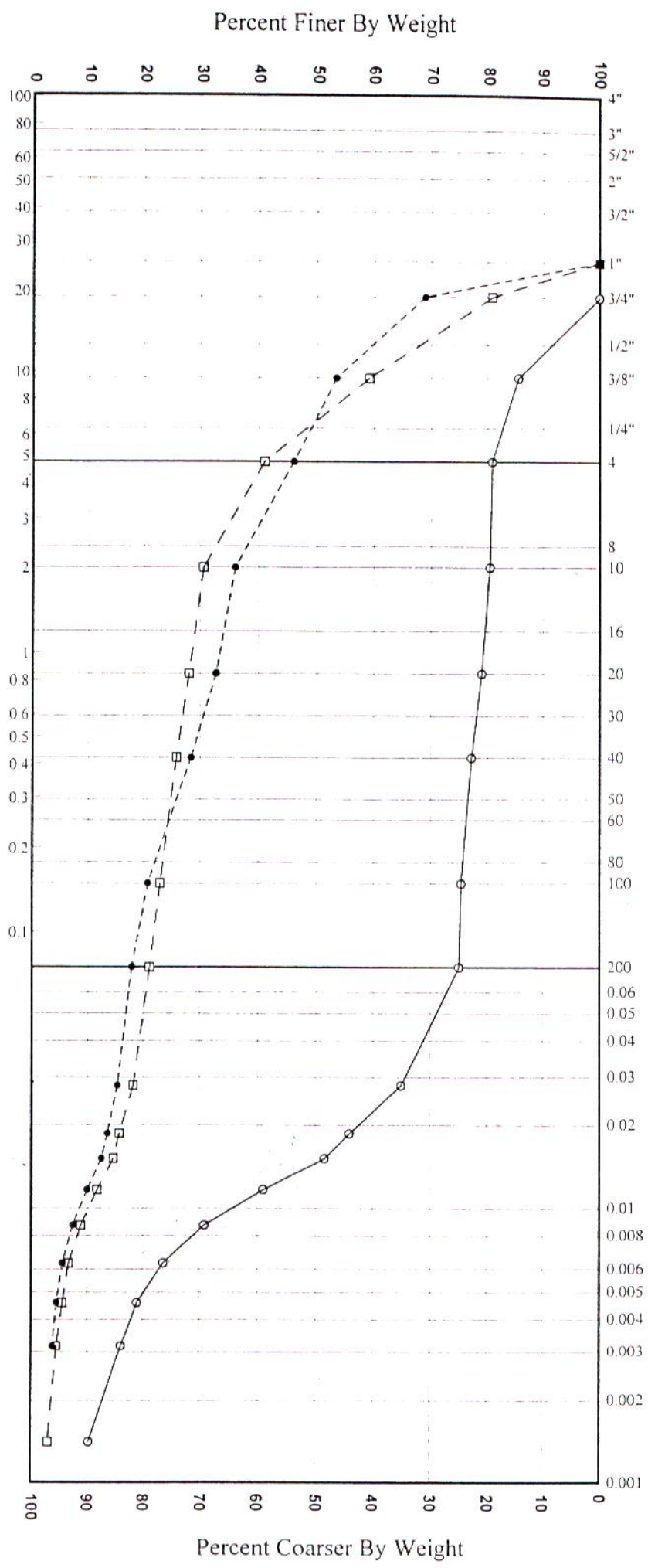
# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)

Size of opening in inches      No. of mesh per inch, U.S. standard

Grain size in mm.



BOBBLES	GRAVEL		SAND		FINES		
	Coarse	Fine	Coarse	Medium			
Borehole No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification	W%	LL	PL	PI
BH-4	8	18.0 m	CL	0			
BH-4	9	20.0 m	GM-GC	3.9			
BH-4	10	22.0 m	GM				
<b>Project :</b> مجتمع بزرگ آبشاری بندرلی واقع در گرگان <b>Date :</b> GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)							



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

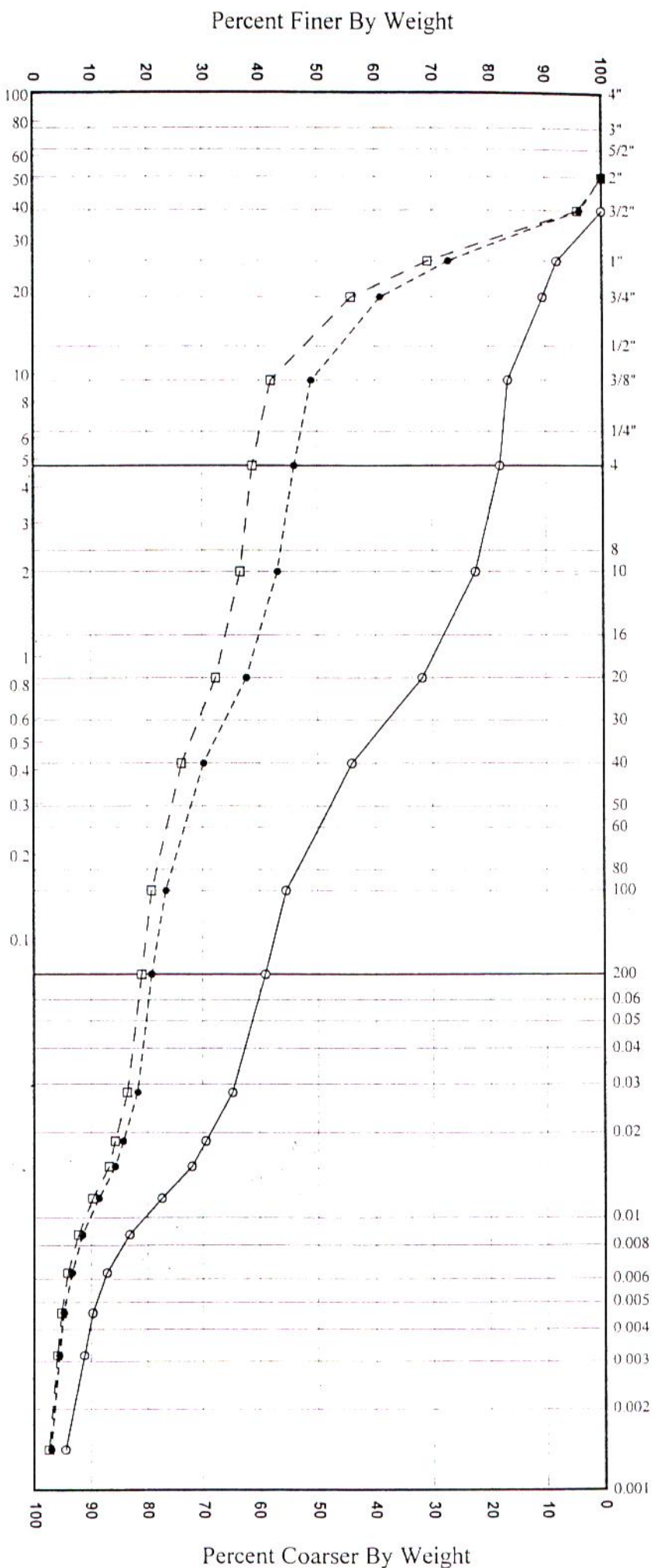
SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)

Size of opening in inches

No. of mesh per inch, U.S. standard

Grain size in mm.



COBBLES	GRAVEL		SAND			FINES
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine	
Borehole No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification			
BH-4	11	26.0 m	SM-SC	O		
BH-4	13	33.0 m	GM-GC			
BH-4	14	35.0 m	GM-GC			
			W %	LL	PL	PI
<b>Project :</b> مجتمع بزرگ آفاسی بندرلیس واقع در گرگان <b>Date :</b> GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)						



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

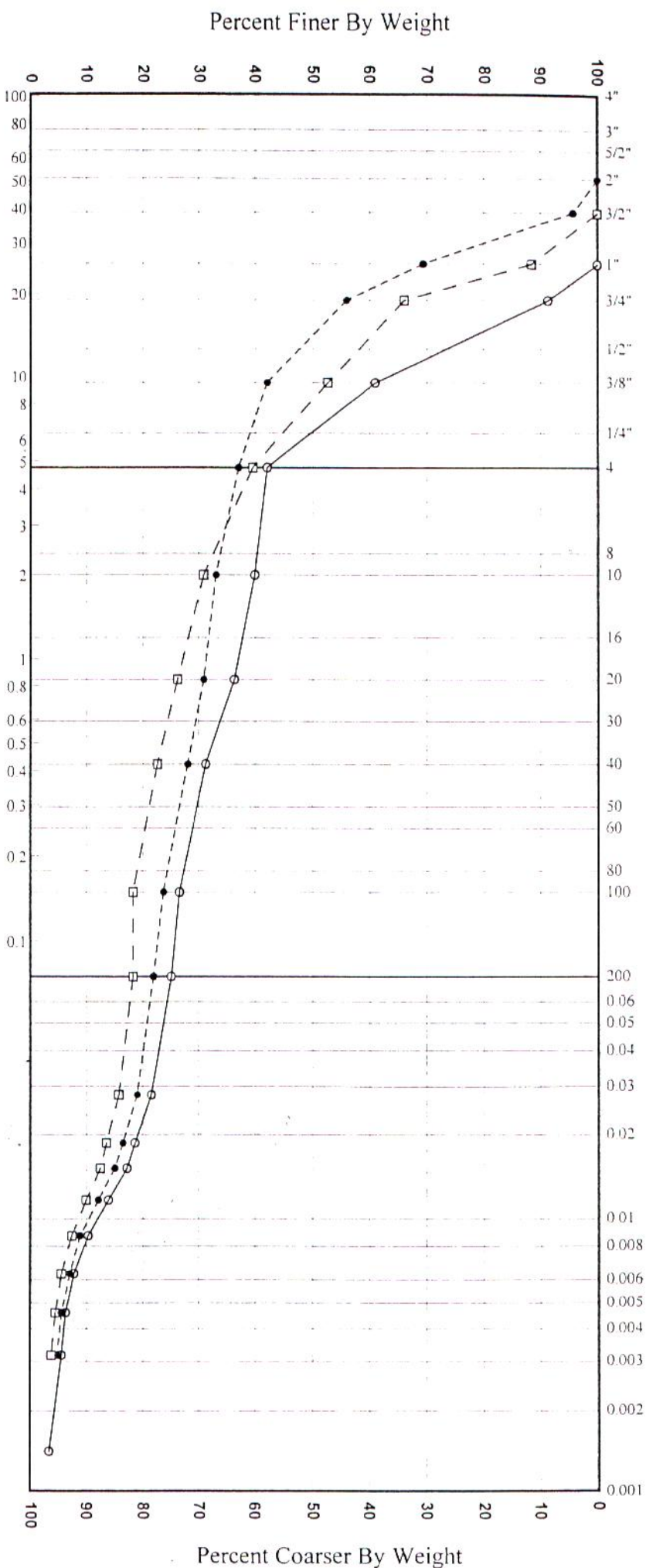
SIEVE ANALYSIS (ASTM D 422)

HYDROMETER ANALYSIS (ASTM D 422)

Size of opening in inches

No. of mesh per inch, U.S. standard

Grain size in mm.



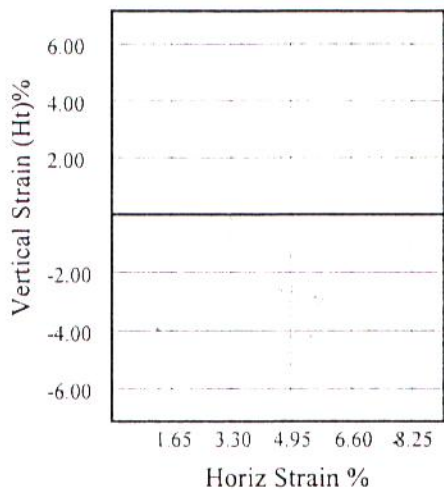
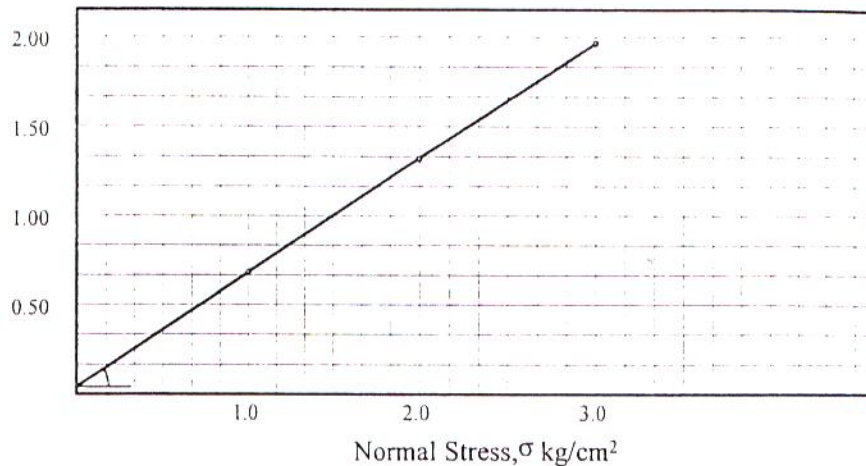
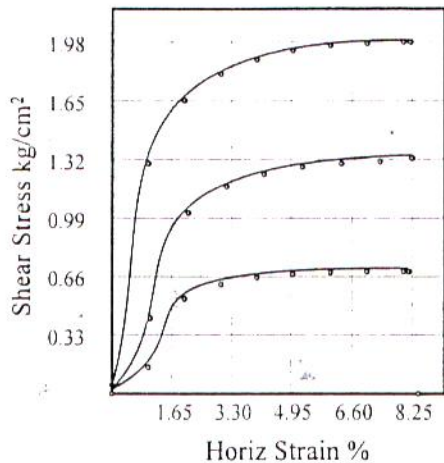
COBBLES	GRAVEL		SAND			FINES	
	Coarse	Fine	Coarse	Medium	Fine		
Borehole No.	Sample No.	Elev. or Depth	Classification	W %	LL	PL	<b>Project :</b> مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان Date : GRADATION CURVES (ASTM D 422 - 1992)
BH-4	15	40.0 m	GM-GC	0			
BH-4	17	50.0 m	GM	0			
BH-4	18	55.0 m	GM	0			



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## DIRECT SHEAR ASTM:D 3080 - 90

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان			Test Pit No. : TP-1	Sample No. : 6	Depth : 16.0 m
Soil Classification : GM-GC	Proving Ring No. : PR-001	Load Ring Constant : 4.8		Rate of Deformation : 0.25 mm/min	
Type of Sample : Remolded	Side D0 : 20.0 cm	Thickness : 10.0 cm	LL :	PL :	PI :
D10 :					



$$C' = 0.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg}(\varphi') = 0.64$$

$$\varphi' = 32.0$$

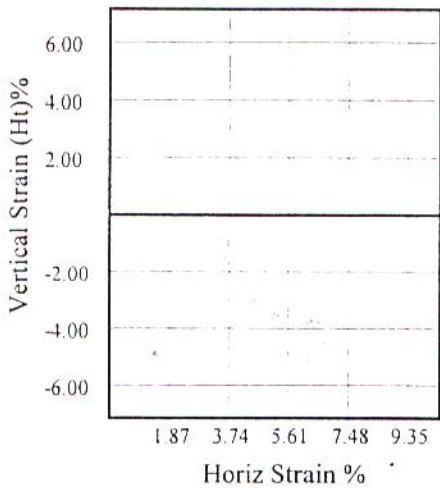
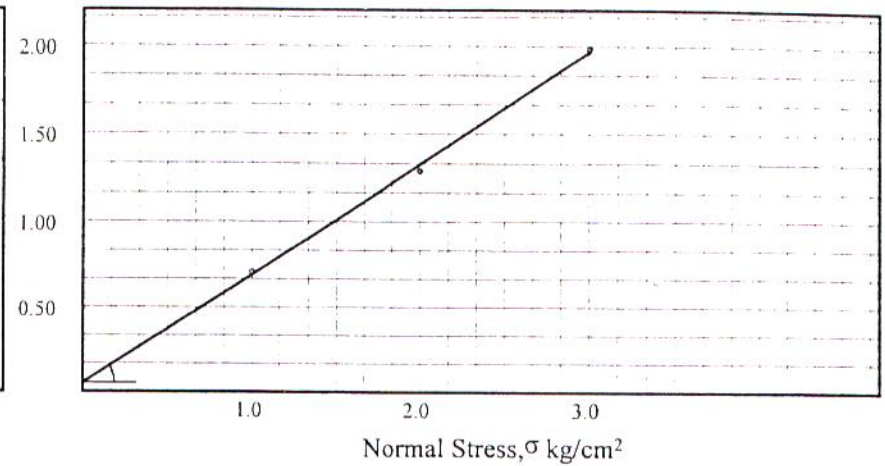
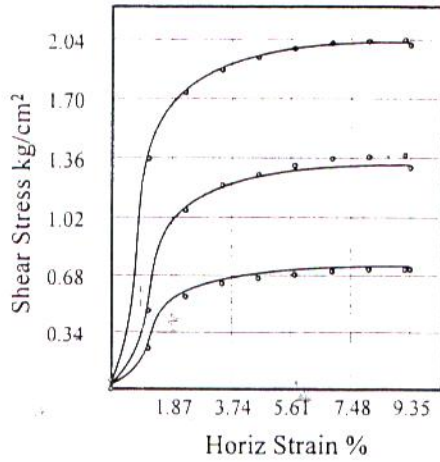
Test No.		1	2	3	4	Test No.		1	2	3	4
I n i t i a l	Water Content %	$W_0$	4.2	4.2	4.2	F i n a l	Water Content %	$W_f$	15.6	15.6	15.7
	Void ratio	$e_0$	0.438	0.438	0.438		Void ratio	$e_f$	0.438	0.438	0.438
	Saturation %	$S_{r0}$	25.52	25.52	25.52		Saturation %	$S_{rf}$	94.50	95.00	95.50
	Dry density gr/cm <sup>3</sup>	$\gamma_d$	1.85	1.85	1.85		Actual time to failure, min.	$t_f$			
Void ratio after consolidation	$e_c$	0.438	0.438	0.438	Normal stress kg/cm <sup>2</sup>	-	1	2	3		
Time for 50% consolidation	$t_{50}$				Maximum shear strength, kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$	0.68	1.32	1.97		



# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## DIRECT SHEAR ASTM:D 3080 - 90

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان			Test Pit No. : TP-2	Sample No. : 5	Depth : 13.0 m
Soil Classification : GM-GC	Proving Ring No. : PR-00	Load Ring Constant : 4.8		Rate of Deformation : 0.5 mm/min	
Type of Sample : Remolded	Side D0 : 20.0 cm	Thickness: 10.0 cm	LL :	PL :	PI : D10 :



$$C' = 0.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg}(\varphi') = 0.64$$

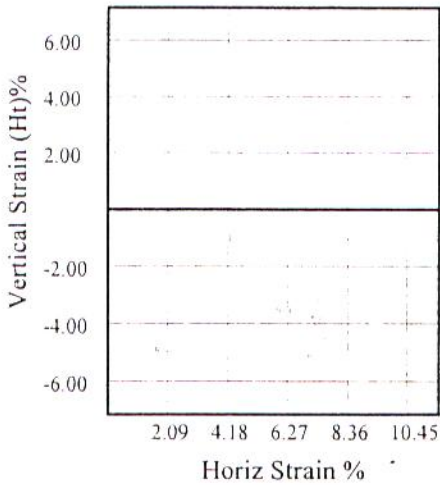
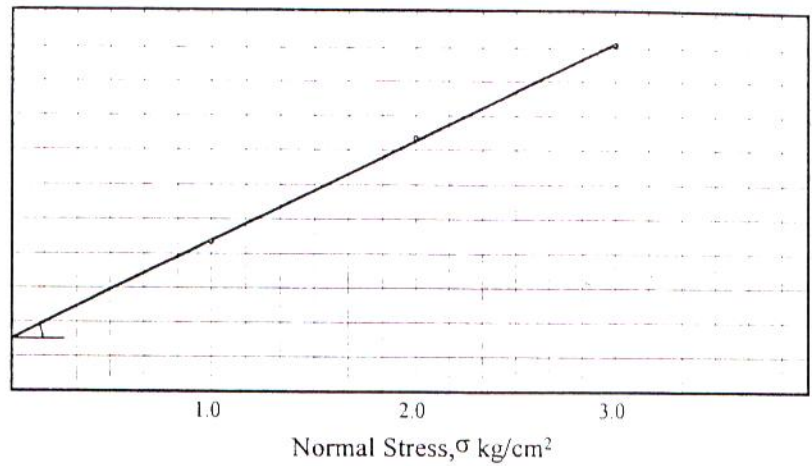
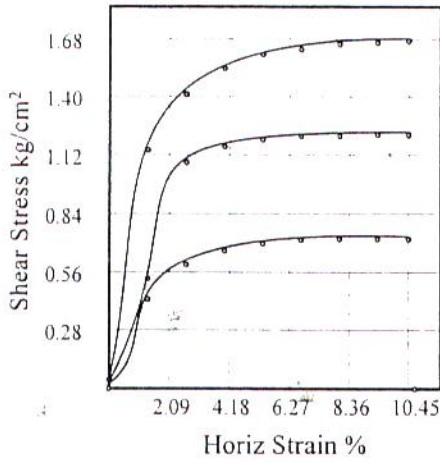
$$\varphi' = 32.5$$

Test No.		1	2	3	4	Test No.		1	2	3	4
I n i t i a l	Water Content %	$W_0$	3.4	3.4	3.4	F i n a l	Water Content %	$W_f$	15.8	15.9	15.9
	Void ratio	$e_0$	0.440	0.440	0.440		Void ratio	$e_f$	0.440	0.440	0.440
	Saturation %	$S_0$	20.47	20.47	20.47		Saturation %	$S_f$	95.00	95.50	96.00
	Dry density gt/cm <sup>3</sup>	$\gamma_d$	1.84	1.84	1.84	Actual time to failure, min.	$t_f$				
Void ratio after consolidation	$e_c$	0.440	0.440	0.440	Normal stress kg/cm <sup>2</sup>	-	1	2	3		
Time for 50% consolidation	$t_{50}$				Maximum shear strength, kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$	0.71	1.29	1.99		

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## DIRECT SHEAR ASTM:D 3080 - 90

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان			Test Pit No. : TP-3	Sample No. : 4	Depth : 8.0 m
Soil Classification : CL	Proving Ring No. : ?	Load Ring Constant : 0.42		Rate of Deformation : 0.25 mm/min	
Type of Sample : Remolded	Side D0 : 6.0 cm	Thickness : 2.0 cm	LL :	PL :	PI :
		D10 :			



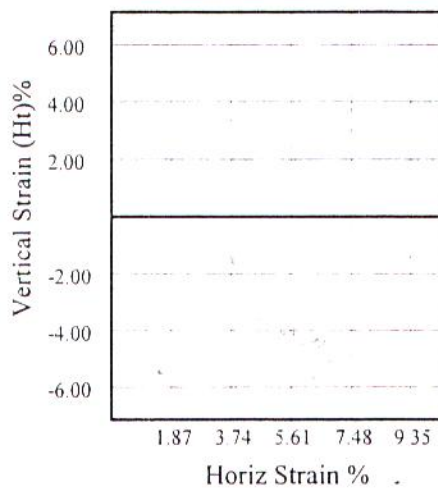
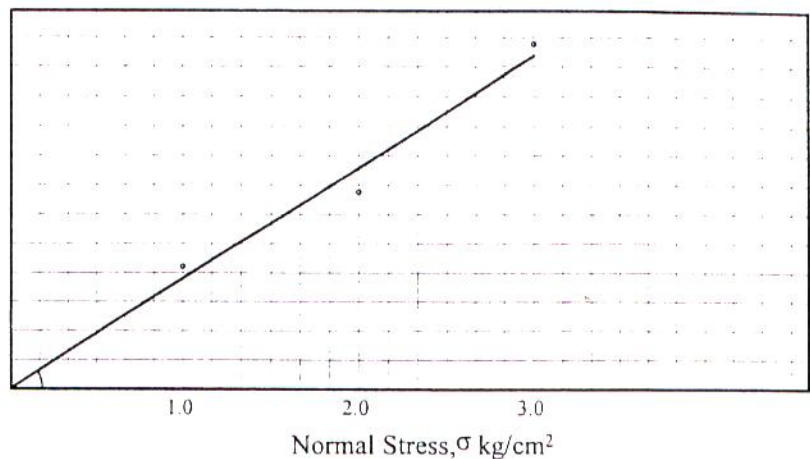
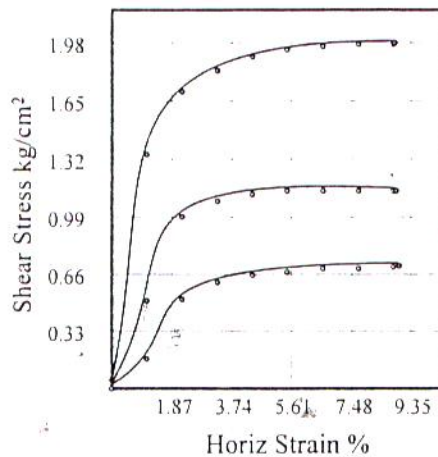
$C' = 0.25 \text{ kg/cm}^2$   
 $\text{tg}(\varphi') = 0.48$   
 $\varphi' = 25.5$

Test No.		1	2	3	4	Test No.		1	2	3	4
I n i t i a l	Water Content %	$W_0$	4.5	4.5	4.5	F i n a l	Water Content %	$W_f$	22.1	22.2	22.3
	Void ratio	$e_0$	0.619	0.619	0.619		Void ratio	$e_f$	0.619	0.619	0.619
	Saturation %	$S_0$	19.77	19.77	19.77		Saturation %	$S_f$	97.00	97.50	98.00
	Dry density gt/cm <sup>3</sup>	$\gamma_d$	1.68	1.68	1.68	Actual time to failure, min.	$t_f$				
Void ratio after consolidation	$e_c$	0.619	0.619	0.619	Normal stress kg/cm <sup>2</sup>	-	1	2	3		
Time for 50% consolidation	$t_{50}$				Maximum shear strength, kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$	0.72	1.23	1.68		

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## DIRECT SHEAR ASTM:D 3080 - 90

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان			Test Pit No. : TP-3		Sample No. : 7		Depth : 18.0 m	
Soil Classification : GM		Proving Ring No. : PR-00		Load Ring Constant : 4.8		Rate of Deformation : 0.5 mm/min		
Type of Sample : Remolded		Side D0 : 20.0 cm		Thickness : 10.0 cm		LL :	PL :	PI :
								D10 :



$$C' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg}(\varphi') = 0.63$$

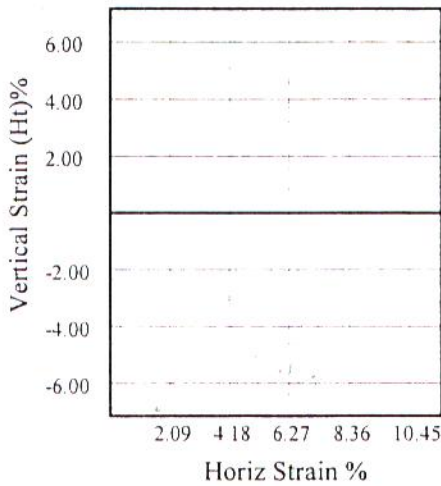
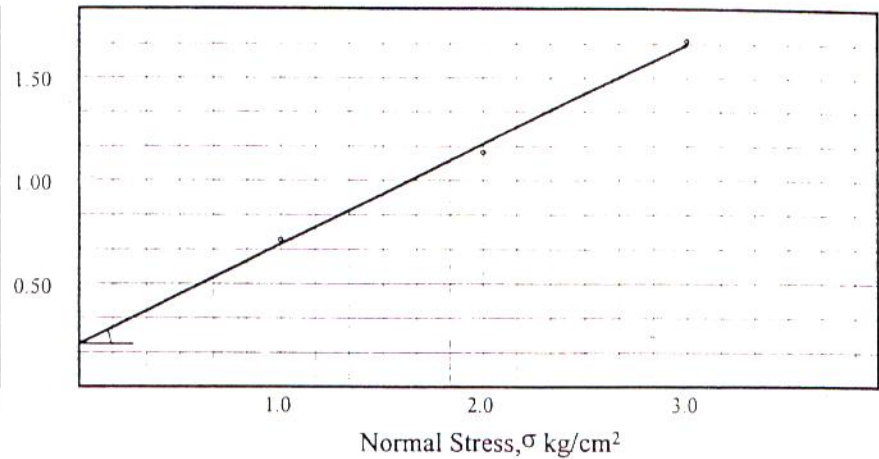
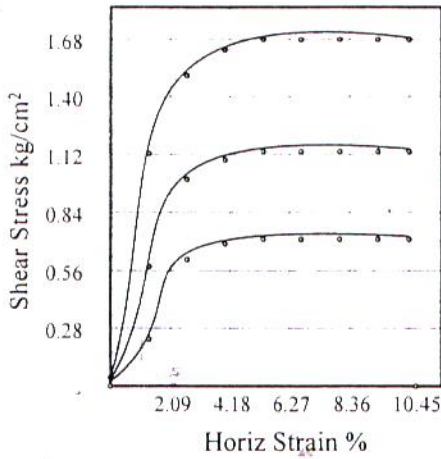
$$\varphi' = 32.0$$

Test No.		1	2	3	4	Test No.		1	2	3	4	
I n i t i a l	Water Content %	$W_0$	3.7	3.7	3.7		F i n a l	Water Content %	$W_f$	15.4	15.5	15.6
	Void ratio	$e_0$	0.432	0.432	0.432			Void ratio	$e_f$	0.432	0.432	0.432
	Saturation %	$S_0$	22.67	22.67	22.67			Saturation %	$S_f$	94.50	95.00	95.50
	Dry density	$\gamma_d$	1.85	1.85	1.85		Actual time to failure, min.	$t_f$				
Void ratio after consolidation	$e_c$	0.432	0.432	0.432		Normal stress	-	1	2	3		
Time for 50% consolidation	$t_{50}$					Maximum shear strength, kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$	0.70	1.13	1.96		

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## DIRECT SHEAR ASTM:D 3080 - 90

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان			Borehole No. : BH-4		Sample No.: 5		Depth : 12.0 m	
Soil Classification : CL-ML		Proving Ring No. : ?		Load Ring Constant : 0.42		Rate of Deformation : 0.25 mm/min		
Type of Sample : Remolded		Side D0 : 6.0 cm		Thickness: 2.0 cm		LL :	PL :	PI :
						D10 :		



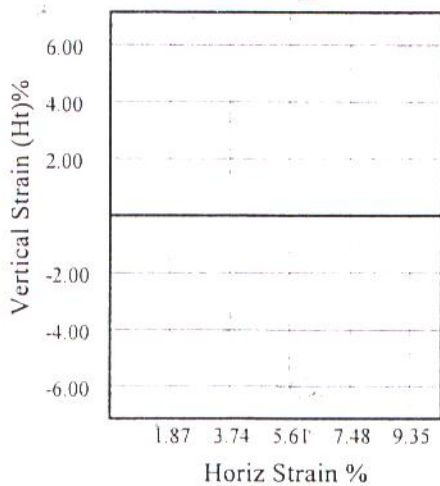
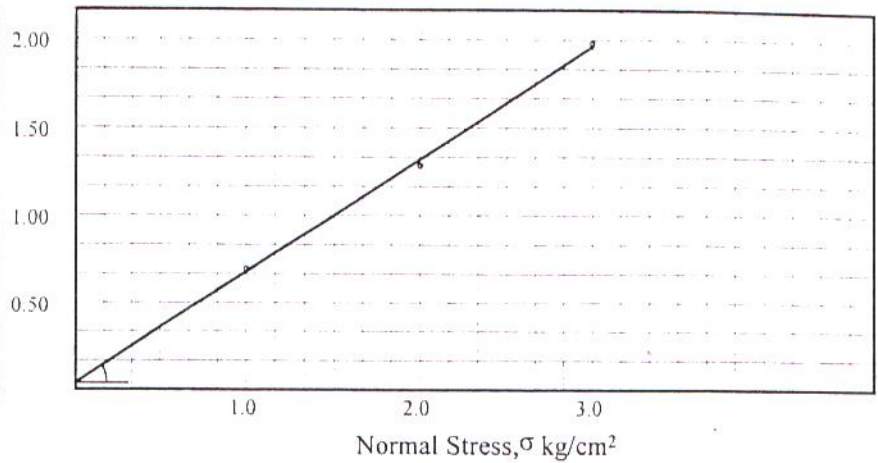
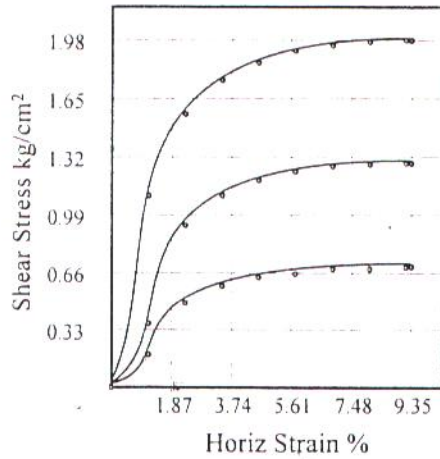
$C' = 0.21 \text{ kg/cm}^2$   
 $\text{tg}(\varphi') = 0.49$   
 $\varphi' = 26.0$

Test No.		1	2	3	4	Test No.		1	2	3	4	
I n i t i a l	Water Content %	$W_0$	5.2	5.2	5.2		F i n a l	Water Content %	$W_f$	21.6	21.7	21.8
	Void ratio	$e_0$	0.604	0.604	0.604			Void ratio	$e_f$	0.604	0.604	0.604
	Saturation %	$S_0$	23.35	23.35	23.35			Saturation %	$S_f$	97.00	97.50	98.00
	Dry density gr/cm <sup>3</sup>	$\gamma_d$	1.69	1.69	1.69		Actual time to failure, min.	$t_f$				
Void ratio after consolidation	$e_c$	0.604	0.604	0.604		Normal stress kg/cm <sup>2</sup>	-	1	2	3		
Time for 50% consolidation	$t_{50}$					Maximum shear strength, kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$	0.71	1.14	1.68		

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## DIRECT SHEAR ASTM:D 3080 - 90

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان			Borehole No. : BH-4	Sample No. : 9	Depth : 20.0 m	
Soil Classification : GM-GC	Proving Ring No. : PR-00	Load Ring Constant : 4.8		Rate of Deformation : 0.5 mm/min		
Type of Sample : Remolded	Side D0 : 20.0 cm	Thickness : 10.0 cm	LL :	PL :	PI :	D10 :



$$C' = 0.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg}(\varphi') = 0.64$$

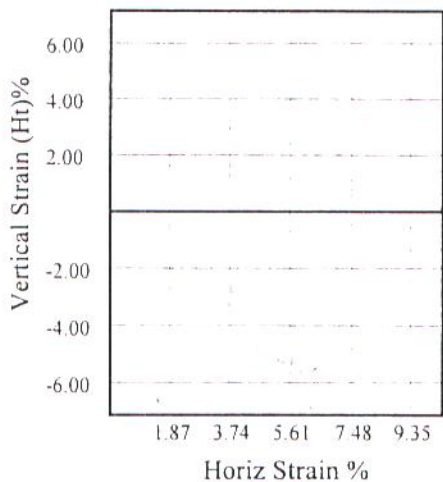
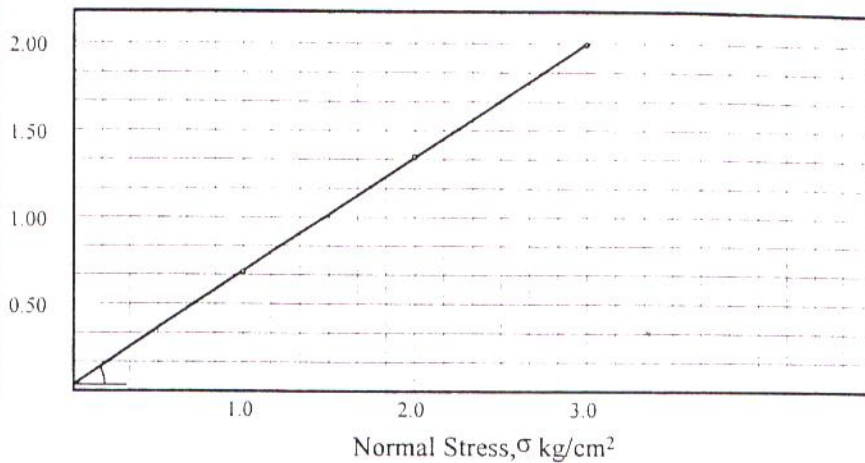
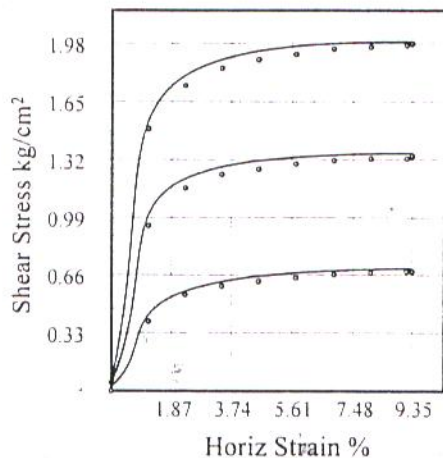
$$\varphi' = 32.5$$

Test No.		1	2	3	4	Test No.		1	2	3	4
I n i t i a l	Water Content %	$W_0$	3.9	3.9	3.9	F i n a l	Water Content %	$W_f$	15.4	15.5	15.6
	Void ratio	$e_0$	0.432	0.432	0.432		Void ratio	$e_f$	0.432	0.432	0.432
	Saturation %	$S_0$	23.90	23.90	23.90		Saturation %	$S_f$	94.50	95.00	95.50
	Dry density	$\gamma_d$	1.85	1.85	1.85		Actual time to failure, min.	$t_f$			
Void ratio after consolidation	$e_c$	0.432	0.432	0.432	Normal stress	-	1	2	3		
Time for 50% consolidation	$t_{50}$				Maximum shear strength, kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$	0.70	1.28	1.98		

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## DIRECT SHEAR ASTM:D 3080 - 90

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان			Borehole No. : BH-4		Sample No.: 14		Depth : 35.0 m	
Soil Classification : GM-GC		Proving Ring No. : PR-001		Load Ring Constant : 4.8		Rate of Deformation : 0.5 mm/min		
Type of Sample : Remolded		Side D0 : 20.0 cm	Thickness: 10.0 cm	LL :	PL :	PI :	D10 :	



$C' = 0.03 \text{ kg/cm}^2$   
 $\text{tg}(\varphi') = 0.65$   
 $\varphi' = 33.0$

Test No.		1	2	3	4	Test No.		1	2	3	4
Initial	Water Content %	$W_0$	5.5	5.5	5.5	Final	Water Content %	$W_f$	14.9	15.0	15.1
	Void ratio	$e_0$	0.422	0.422	0.422		Void ratio	$e_f$	0.422	0.422	0.422
	Saturation %	$S_0$	34.63	34.63	34.63		Saturation %	$S_f$	94.00	94.50	95.00
	Dry density	$\gamma_d$	1.87	1.87	1.87		Actual time to failure, min.	$t_f$			
Void ratio after consolidation		$e_c$	0.422	0.422	0.422	Normal stress		-	1	2	3
Time for 50% consolidation		$t_{50}$				Maximum shear strength, kg/cm <sup>2</sup>		$\tau$	0.69	1.35	1.99

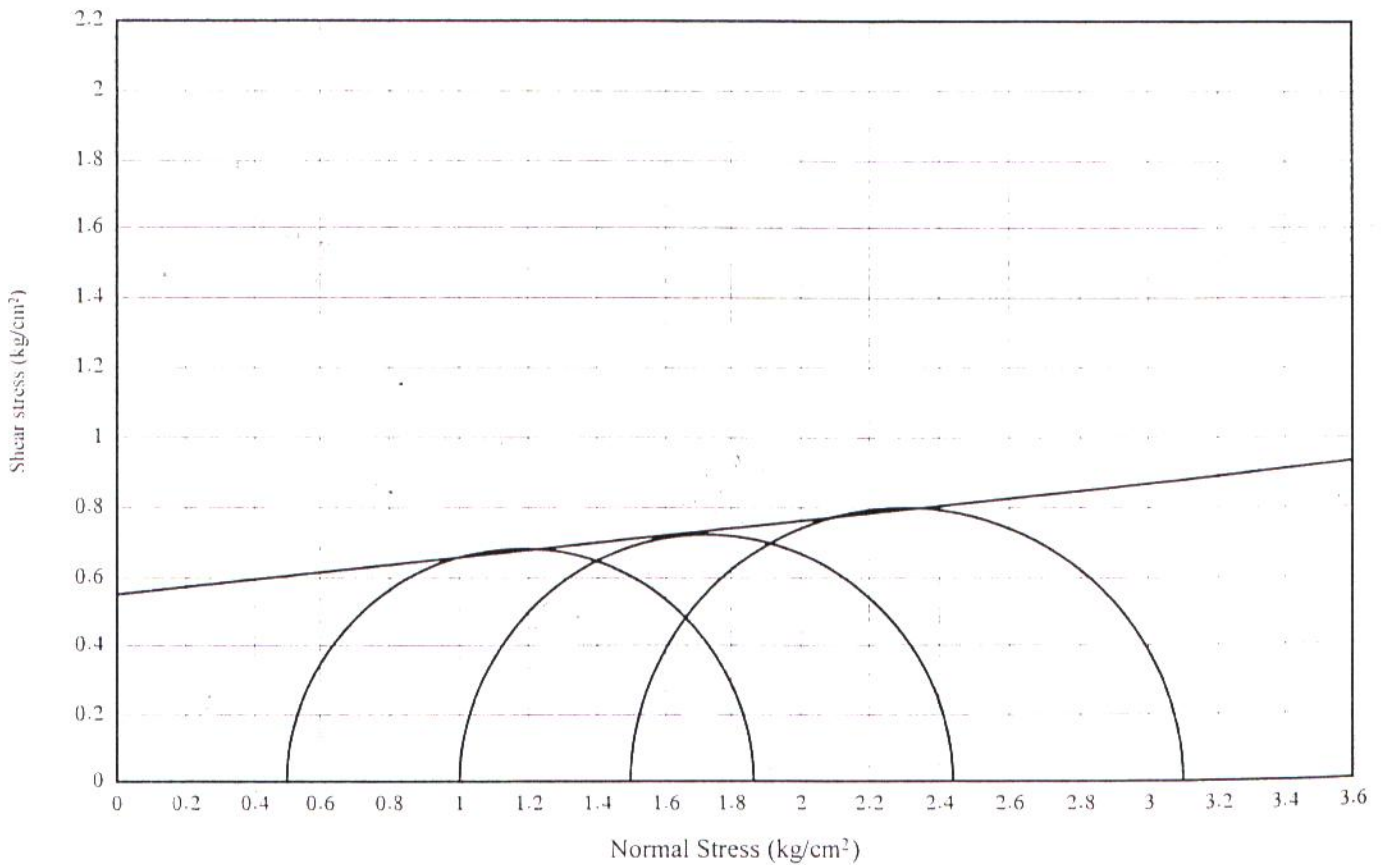
# TRIAxIAL TEST ( UU )

ASTM : D-2850

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان		
Borehole No. : BH-4	Sample No. : 5	Depth : 12.0 m
Soil Classification : CL-ML	Rate of deformation : 0.5 mm/min	
Type of Sample : Remoulded	Mode of Failure : Barreling	

No.	Specimen Initial			M.C. %	$\gamma_d$ gr/cm <sup>3</sup>	Stress (kg/cm <sup>2</sup> )			Strain in Max. Shear
	Length (cm)	Diameter(cm)	Weight (g)			$\sigma_3$	$\sigma_1$	Shear $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	
1	7.70	3.81	156.1	5.2	1.69	0.50	1.86	0.68	15
2	7.80	3.82	158.9	5.2	1.69	1.00	2.44	0.72	15
3	7.80	3.82	158.9	5.2	1.69	1.50	3.10	0.80	15

$C_u = 0.55$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_u = 6.0^\circ$
------------------------------------	----------------------



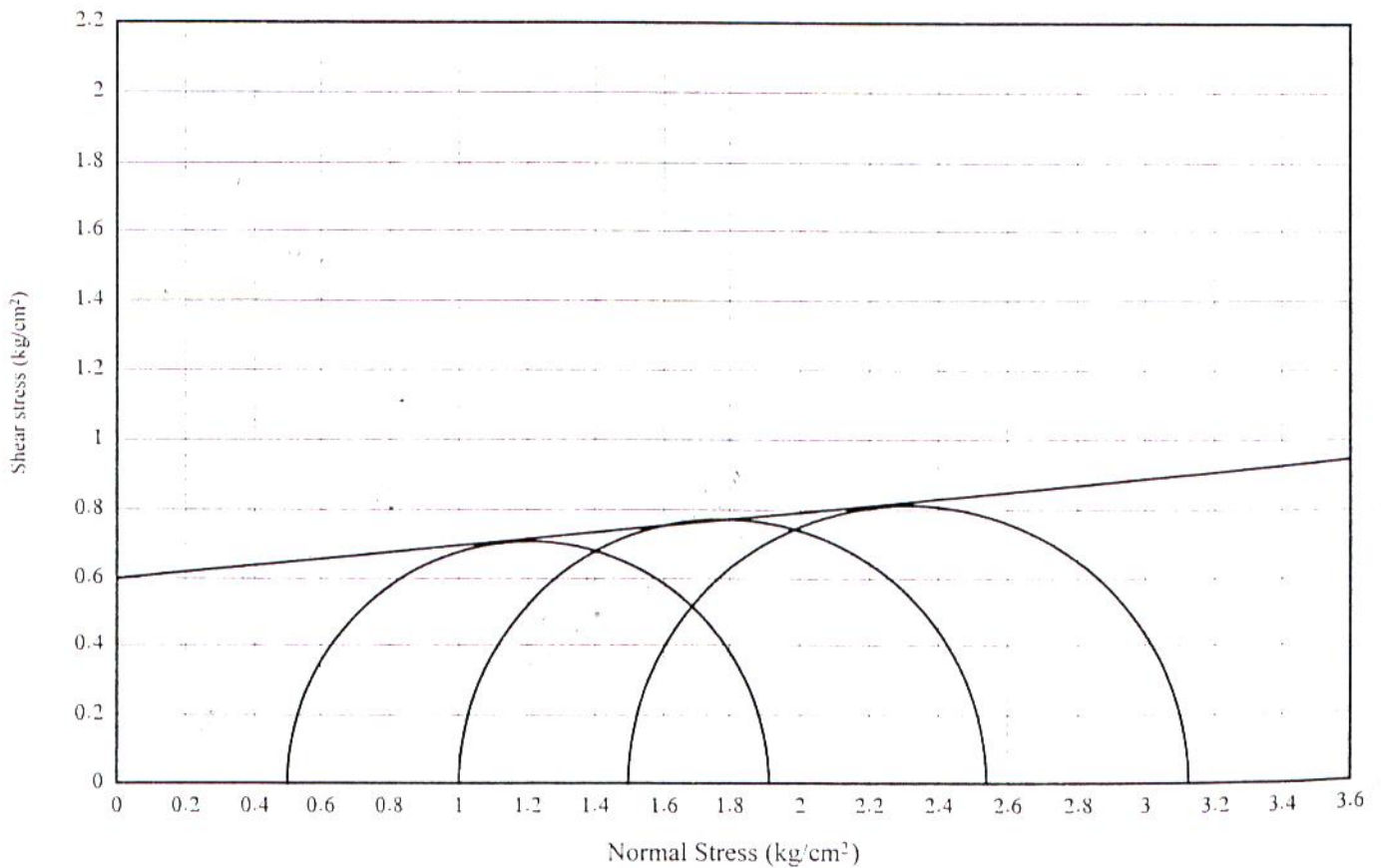
# TRIAXIAL TEST ( UU )

ASTM : D-2850

Project : مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان		
Borehole No. : TP-3	Sample No. : 4	Depth : 8.0 m
Soil Classification : CL	Rate of deformation : 0.5 mm/min	
Type of Sample : Remoulded	Mode of Failure : Barreling	

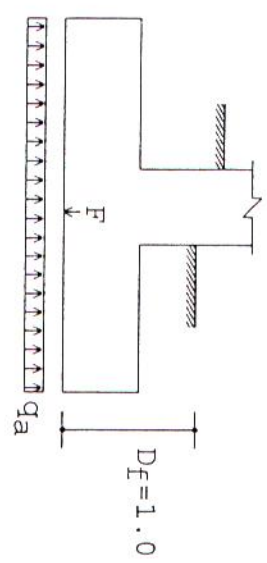
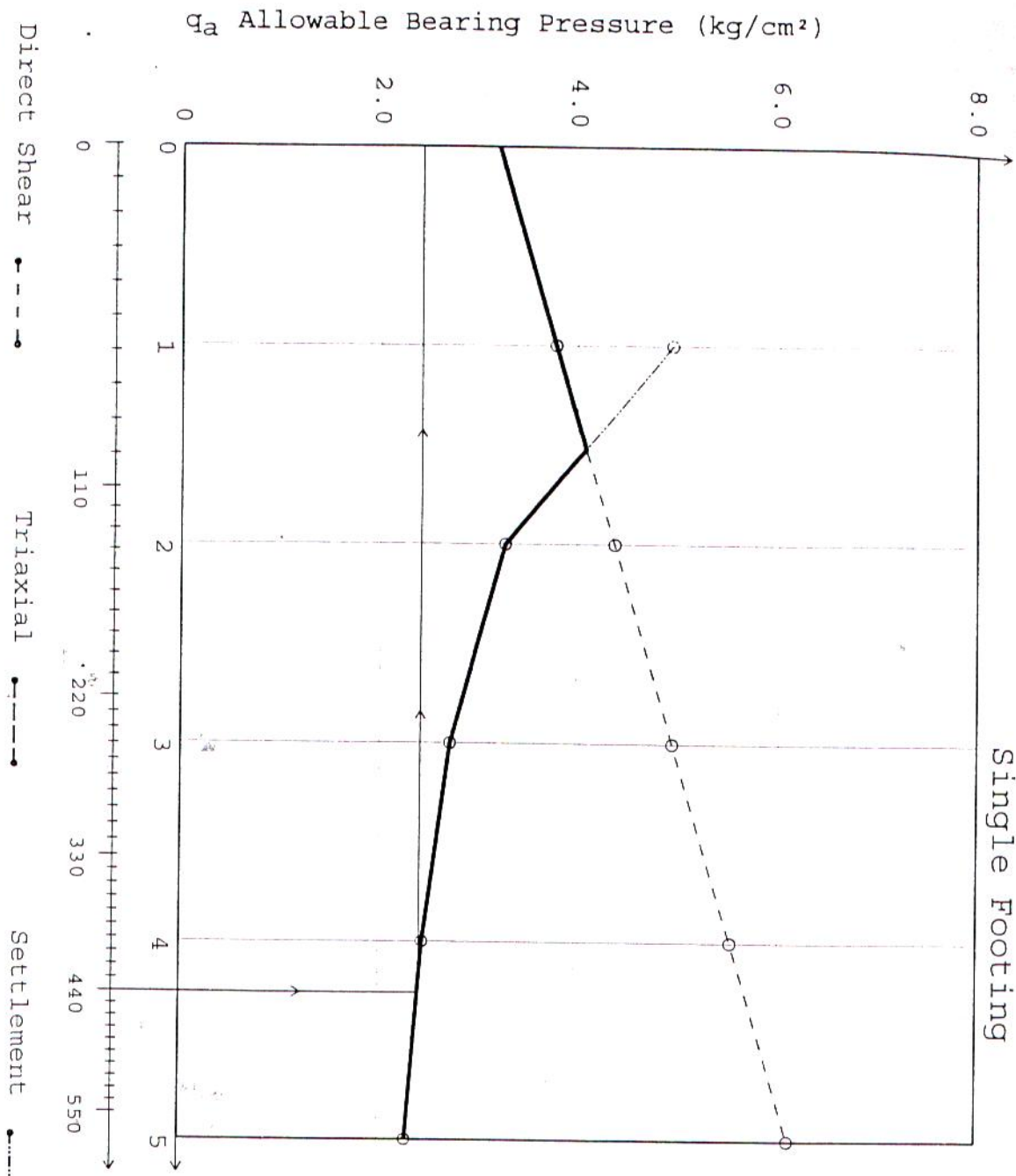
No.	Specimen Initial			M.C. %	$\gamma_d$ gr/cm <sup>3</sup>	Stress (kg/cm <sup>2</sup> )			Strain in Max. Shear
	Length (cm)	Diameter(cm)	Weight (g)			$\sigma_3$	$\sigma_1$	Shear $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$	
1	7.70	3.80	154.1	4.5	1.68	0.50	1.91	0.71	15
2	7.70	3.82	154.9	4.5	1.68	1.00	2.54	0.77	15
3	7.70	3.82	154.9	4.5	1.68	1.50	3.12	0.81	14

$C_u = 0.60$	(kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_u = 5.5^\circ$
--------------	-----------------------	----------------------





Allowable Bearing Pressure  
Single Footing



Settlement = 2.54

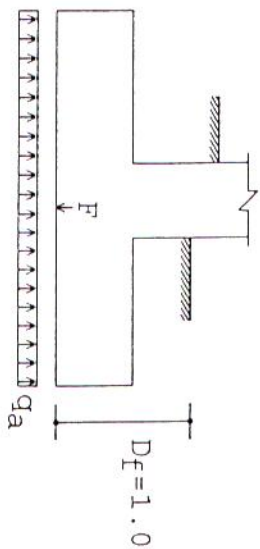
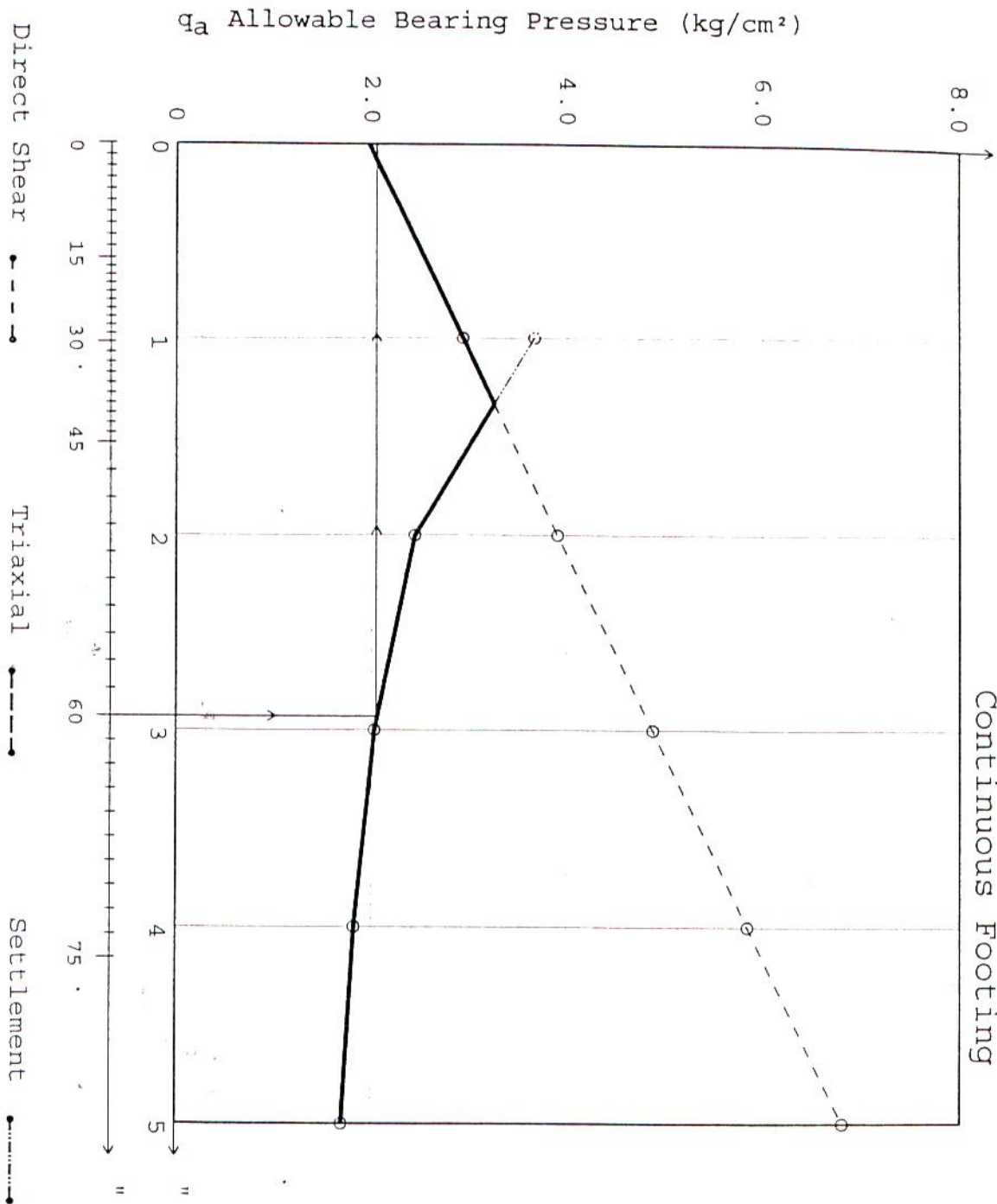
$$F = q_a \cdot B^2 \quad (t)$$

Example :

F (t)	B (m)	qa (kg/cm <sup>2</sup> )
110	1.72	3.70
220	2.77	2.86
330	3.57	2.59
440	4.26	2.42
550	4.87	2.32

" B " Width of footing ( m )  
 " F " ( ton )  
 Reading Curve

Allowable Bearing Pressure  
Continuous Footing



Settlement = 2.54

$$F = q_a * B \quad (t/m)$$

Example :

F (t/m)	B (m)	$q_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
15	0.59	2.54
30	1.02	2.95
45	1.53	2.95
60	2.93	2.05
75	4.16	1.80

" B " Width of footing ( m )  
" F " ( t/m )

Reading Curve

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## COMPUTATION OF ALLOWABLE BEARING CAPACITY SINGLE FOOTING

$$q_{ult} = (1 + tg\phi) \gamma D_f N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma + (1 + N_q/N_c) C N_c$$

$$q_s = 3.202 + 0.583 B \quad \text{kg/cm}^2 \quad ($$

) خاک سار طوبت طبیعی

B = 1 m	B = 2 m	B = 3 m	B = 4 m	B = 5 m	Es 140 kg/cm <sup>2</sup>	Es 186 kg/cm <sup>2</sup>	Es 232 kg/cm <sup>2</sup>	Es 279 kg/cm <sup>2</sup>	Es 325 kg/cm <sup>2</sup>
					B = 1 m	B = 2 m	B = 3 m	B = 4 m	B = 5 m
q <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>	q'	q'	q'	q'	q'
3.785	4.368	4.950	5.533	6.115	4.939	3.284	2.733	2.457	2.292
kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
					q''	q''	q''	q''	q''
* q <sub>a</sub> = 2.910 kg/cm <sup>2</sup>					kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
D <sub>f</sub> = 1.0 m									

- تعیین تنش محاز خاک سادرنظرگرفتن حد اکثرمیزان نشست برابری ۲/۵ سانتیمتر برای پی‌های منفرد بر اساس نتایج آزمایش برش مستقیم
- \* تنش محاز، معادل متوسط کمترین مقدار q<sub>s</sub> و q' برای عرض‌های مختلف پی می‌گردد.
- پروژه مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در گرگان

Computed by : م

Date : 1382.12.23

COMPUTATION OF ALLOWABLE BEARING CAPACITY  
CONTINUOUS FOOTING

$$q_{ult} = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma + C N_c$$

$$q_s = 1.963 + 0.971 B \quad \text{kg/cm}^2 \quad ($$

خاک بار طوت طبیعی )

B = 1 m	B = 2 m	B = 3 m	B = 4 m	B = 5 m	Es 195 kg/cm <sup>2</sup>	Es 259 kg/cm <sup>2</sup>	Es 324 kg/cm <sup>2</sup>	Es 388 kg/cm <sup>2</sup>	Es 452 kg/cm <sup>2</sup>
					B = 1 m	B = 2 m	B = 3 m	B = 4 m	B = 5 m
q <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>	q <sub>s</sub>	q'	q'	q'	q'	q'
2.934 kg/cm <sup>2</sup>	3.905 kg/cm <sup>2</sup>	4.875 kg/cm <sup>2</sup>	5.846 kg/cm <sup>2</sup>	6.817 kg/cm <sup>2</sup>	3.669 kg/cm <sup>2</sup>	2.440 kg/cm <sup>2</sup>	2.030 kg/cm <sup>2</sup>	1.825 kg/cm <sup>2</sup>	1.702 kg/cm <sup>2</sup>
* q <sub>a</sub> = 2.186 kg/cm <sup>2</sup> D <sub>f</sub> = 1.0 m					q''	q''	q''	q''	q''
					kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>

- تعیین تنش مجاز خاک بادر نظر گرفتن حد اکثر میزان نشست برابر با ۲/۵۴ سانتیمتر برای بی‌های نواری  
 بر اساس نتایج آزمایش برش مستقیم  
 \* تنش مجاز ، معادل متوسط کمترین مقدار q<sub>s</sub> و q' برای عرض های مختلف بی می‌باشد .  
 - پروژه مجتمع بزرگ اقامتی پذیرایی واقع در کرگان

Computed by : م

Date : 1382.12.23

COMPUTATION OF ALLOWABLE BEARING CAPACITY  
MAT FOUNDATION

Project			$E_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_{wt}$ gr/cm <sup>3</sup>	$\gamma_b$ gr/cm <sup>3</sup>	S ( cm )
مجمع بزرگ انامتی پذیرایی واقع در کرگان			850	1.93		2.54
L ( m )	B ( m )	$D_f$ ( m )	C' kg/cm <sup>2</sup>	$\phi'$ Degree	C kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$ Degree
54	35	16.0	0.04	32.0		
تراز سطح آب (WL) : m			محاسبات بر اساس خاک بارظوت طبیعی			

بر اساس نتایج آزمایش برش مستقیم

$N_q = 23.18$	$N_c = 35.49$	$N_\gamma = 30.22$
$i_q = 1.00$	$i_c = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$
$g_q = 1.00$	$g_c = 1.00$	$g_\gamma = 1.00$
$b_q = 1.00$	$b_c = 1.00$	$b_\gamma = 1.00$

$$S_q = 1 + (B / L) * \text{tg } \phi = 1.41$$

$$S_c = 1 + (N_q * B) / (N_c * L) = 1.42$$

$$S_\gamma = 1 + (B / L) * 0.4 = 0.74$$

$$d_q = 1 + 2 * \text{tg } \phi * (1 - \sin \phi)^2 * (D_f / B) = 1.13$$

$$d_c = 1 + (D / B) * 0.4 = 1.18$$

$$d_\gamma = 1.00$$

$$q_{ult} = (C * N_c * S_c * d_c * i_c * g_c * b_c) + (q * N_q * S_q * d_q * i_q * g_q * b_q) + (1/2 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * g_\gamma * b_\gamma)$$

$$q_{ult} = 1919.57 \text{ t/m}^2 = 191.957 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_s = q_{ult} / 3 = 639.86 \text{ t/m}^2 = 63.986 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = (q_s * B * f) / E_s = 151.29 \text{ cm} > 2.54 \text{ cm}$$

$$q' = S * E_s / B * f = 7.34 \text{ t/m}^2 = 0.734 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_a = q' + \gamma_{wt} * D_f = 22.78 \text{ t/m}^2 = 2.278 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_a = 2.278 \text{ kg/cm}^2$$

Computed by :  
Date : 1384.05.01

زلزله های تاریخی محدوده سایت

No.	Event	Date	Long	lat	Ms
1	20	۲۲ دسامبر ۸۵۶	54.3	36.2	7.9
2	23	۸۵۹	54.3	36.2	
3	28	۸۷۴	55.2	37.2	6
4	35	اوت ۱۹۴۳	57	37.6	7.6
5	54	۱۱۰۲	54.1	36.3	
6	59	۱۱۲۷	53.6	36.3	6.8
7	79	۱۳۰۱	53.2	36.1	6.7
8	99	۱۴۳۶	55.2	37.2	5.3
9	105	۱۴۷۰	54.6	37.1	5.5
10	111	۱۴۹۸	55.2	37.2	6.5
11	137	۱۶۸۷	52.6	36.3	6.5
12	139	۱۱ مه ۱۶۹۵	57	36.8	7
13	166	۱۸۰۵	52.4	36.2	
14	172	۲۶ ژوئن ۱۸۰۸	54.5	35.3	6.6
15	173	۱۹ اکتبر ۱۸۰۸	52.4	36.2	
16	175	۱۸۰۹	52.5	36.3	6.5
17	189	۱۸۲۵	52.6	36.1	6.7
18	197	۲۷ مارس ۱۸۳۰	52.5	35.7	7.1
19	198	۶ آوریل ۱۸۳۰	52.6	35.9	
20	215	۲۵ آوریل ۱۸۵۲	54.3	35.9	
21	248	۲۸ آوریل ۱۸۸۳	56.2	37	5.8
22	254	۱۱ ژوئیه ۱۸۹۰	54.6	36.6	7.2
23	266	۱۵ ژانویه ۱۸۹۸	54.7	36.6	

ردیف	رویداد	تاریخ رویداد	زمان رویداد	Mb	Ms	Mw	MI	Long	Lat	مرجع
1	12	1903/02/09	05:18:00		5			54.9	36.5	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
2	81	1917/10/24	11:00:00		5			54.31	36.94	مرکز لرزه نگاری امبولوگ-فیلپس
3	99	1923/09/17	07:09:04	6.1	6			56.5	37.97	بحسود مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
4	109	1924/07/03	08:08:30	5				55	35.5	
5	110	1924/07/03	08:18:05	5				55	35.5	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
6	123	1924/09/27	10:12:00		5			53	37	
7	160	1928/04/26	15:40:01	4.5				55	37.5	مرکز مطالعات زلزله - کانادا
8	172	1929/05/13	05:32:00	4.5				55.5	35.5	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
9	264	1932/05/20	19:16:11		5			53.5	36.5	بالار رود مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
10	299	1935/03/05	10:26:42		6			53.21	35.91	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
11	300	1935/04/11	23:14:49		5			53.1	36.36	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
12	301	1935/04/12	01:06:35		6			53.4	36	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
13	302	1935/04/12	22:31:48		5			53.5	36.3	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
14	303	1935/04/12	00:33:39		5			53.5	36	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
15	304	1935/04/12	01:11:14		6			52.8	36	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
16	305	1935/04/12	12:44:30		5			53.5	36	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
17	306	1935/04/13	02:29:02		4			54	36	
18	308	1935/04/15	23:04:47	4.5				53.5	36.3	
19	309	1935/04/17	13:36:35	4.5				53.5	36.3	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
20	316	1935/09/08	01:16:12		4			54.4	37.3	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
21	354	1939/04/06	04:08:02		5			54.5	35.5	
22	372	1940/05/04	18:28:22	6.2	6			55	37.5	گرگان مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
23	402	1944/04/05	18:05:53		5			54.5	36.7	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
24	442	1947/09/26	12:16:07		4			55	37	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
25	494	1949/11/05	15:05:45		5			54.7	36.7	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
26	506	1950/02/14	00:05:58		5			54.7	36.7	مرکز زلزله شناسی لک دو بویت - کانادا
27	539	1952/05/20	00:00:00		5			53.4	36.6	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
28	556	1952/10/09	19:12:21		5			54.5	36.6	برود مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
29	564	1953/02/12	08:15:00	6.9	7			55.08	35.39	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
30	566	1953/02/22	00:00:00					55	35.8	مرکز لرزه نگاری برگن-هلند
31	569	1953/04/18	06:32:34	4.8				54.41	36.83	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
32	600	1955/08/22	12:19:05		5			56	36.6	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
33	617	1956/07/07	10:30:33		4			56.1	37.3	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
34	629	1957/06/09	22:44:00		4			55.6	37.4	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
35	630	1957/07/02	14:22:43		4			52.7	36	مرکز لرزه نگاری برگن-هلند
36	631	1957/07/02	00:42:00	7.3	7			52.47	36.074	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
37	632	1957/07/02	01:16:54		5			52.5	36.2	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
38	633	1957/07/02	03:45:03		5			52.7	35.8	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
39	634	1957/07/02	04:56:10		4			52.8	36	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
40	638	1957/10/25	08:24:20		4			53.2	36.4	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
41	644	1958/01/17	08:30:00		4			52.7	36.5	مرکز لرزه نگاری سملاچنگ - روسیه
42	654	1958/06/25	11:04:04		4			52.8	36.28	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
43	655	1958/06/26	10:56:18		4			56.2	37.3	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
44	666	1958/09/23	17:13:00		4			56.1	37.2	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
45	667	1958/09/29	17:12:22		4			56.1	37.2	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
46	668	1958/10/06	09:29:27		5			54.3	37.6	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا

ردیف	رویداد	تاریخ رویداد	زمان رویداد	Mb	Ms	Mw	MI	Long	Lat	مرجع
47	788	1962/03/19	23:05:08		4			54.3	37.5	موسسه ژئو فیزیک مولکریس - اسپانیا
48	792	1962/04/25	01:14:49		4			56.57	37.29	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
49	800	1962/07/21	03:07:03		4			55.4	36.8	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
50	801	1962/07/28	09:02:00		5			54.8	36.6	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
51	811	1962/09/29	19:23:22		4			53.3	36	مرکز لرزه نگاری لوس آنجلس - آمریکا
52	826	1962/12/08	09:02:54		5			54.8	36.6	مرکز ملی اطلاعات زمین لرزه - آمریکا
53	856	1963/08/11	08:43:47	4.4				55.2	37.1	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
54	931	1964/12/01	08:21:53	4.6				54.57	36.8	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
55	932	1964/12/03	22:32:38	5				55.34	36.8	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
56	951	1965/05/07	01:03:05	4.6				54.82	36.17	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
57	1000	1966/10/03	17:05:08	4.9				53.44	35.8	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
58	1022	1967/02/03	11:17:38	4.3				53.7	36.7	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
59	1052	1967/08/06	20:40:13	4.7				54.94	36.9	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
60	1054	1967/09/02	08:02:09	5.1				54.95	36.71	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
61	1058	1967/11/10	02:50:52	4.9				53.89	36	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
62	1061	1967/12/10	10:52:50	4.9				53.69	36.19	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
63	1075	1968/05/19	16:49:50	4.6				53.35	36.61	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
64	1103	1968/07/29	16:03:43	4.5				53.85	36.72	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
65	1142	1968/12/12	18:54:47	4.9				53.49	35.8	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
66	1145	1969/01/26	02:25:53	4.7				54.47	36.81	مرکز ملی اطلاعات زمین لرزه - آمریکا
67	1169	1969/09/25	15:25:59	5.1				55.12	36.71	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
68	1185	1969/11/23	11:40:42	4.8				55.53	38.37	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
69	1186	1969/11/24	15:44:18	5				55.44	38.57	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
70	1187	1969/11/25	09:16:08	4.7				55.53	38.56	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
71	1194	1970/01/09	09:23:04	4.9				55.52	38.48	مرکز ملی اطلاعات زمین لرزه - آمریکا
72	1198	1970/01/27	14:05:52	5.1				55.14	36.86	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
73	1204	1970/02/25	15:07:47	5				55.71	37.44	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
74	1214	1970/04/03	20:53:50	5				54.74	37.13	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
75	1215	1970/04/04	17:56:52	4				55.28	36.94	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
76	1232	1970/07/30	13:26:08	4.2				55.86	37.8	مروه نه مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
77	1233	1970/07/30	00:52:20	5.7		6.4		55.94	37.85	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
78	1234	1970/07/30	02:35:11	4.8				55.87	37.52	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
79	1235	1970/07/30	02:02:02	4.8				55.94	37.71	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
80	1236	1970/08/01	11:40:37	4.9				55.84	37.98	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
81	1238	1970/08/24	13:09:35	5.1				55.8	37.6	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
82	1239	1970/08/30	16:17:31	5				56.1	37.65	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
83	1256	1970/12/06	19:26:13	4.6				55.74	38	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
84	1257	1970/12/12	11:16:10	4.4				55.99	37.7	حابلان - میامی مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
85	1264	1971/02/14	16:27:31	5.3		5.7		55.738	36.621	بائل کنار مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
86	1288	1971/08/09	02:54:34	5.2				52.809	36.271	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
87	1294	1971/08/28	16:34:42	4.8				56.159	37.747	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
88	1303	1971/10/15	14:19:32	4.6				54.587	37.332	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
89	1391	1972/08/08	00:44:55	4.8				52.769	36.514	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
90	1413	1973/01/29	13:25:00	4.3				55.96	37.702	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
91	1448	1973/08/02	19:56:26	5.1				56.575	37.353	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
92	1449	1973/08/02	20:28:55	4.9				56.603	37.317	مرکز ملی اطلاعات زمین لرزه - آمریکا



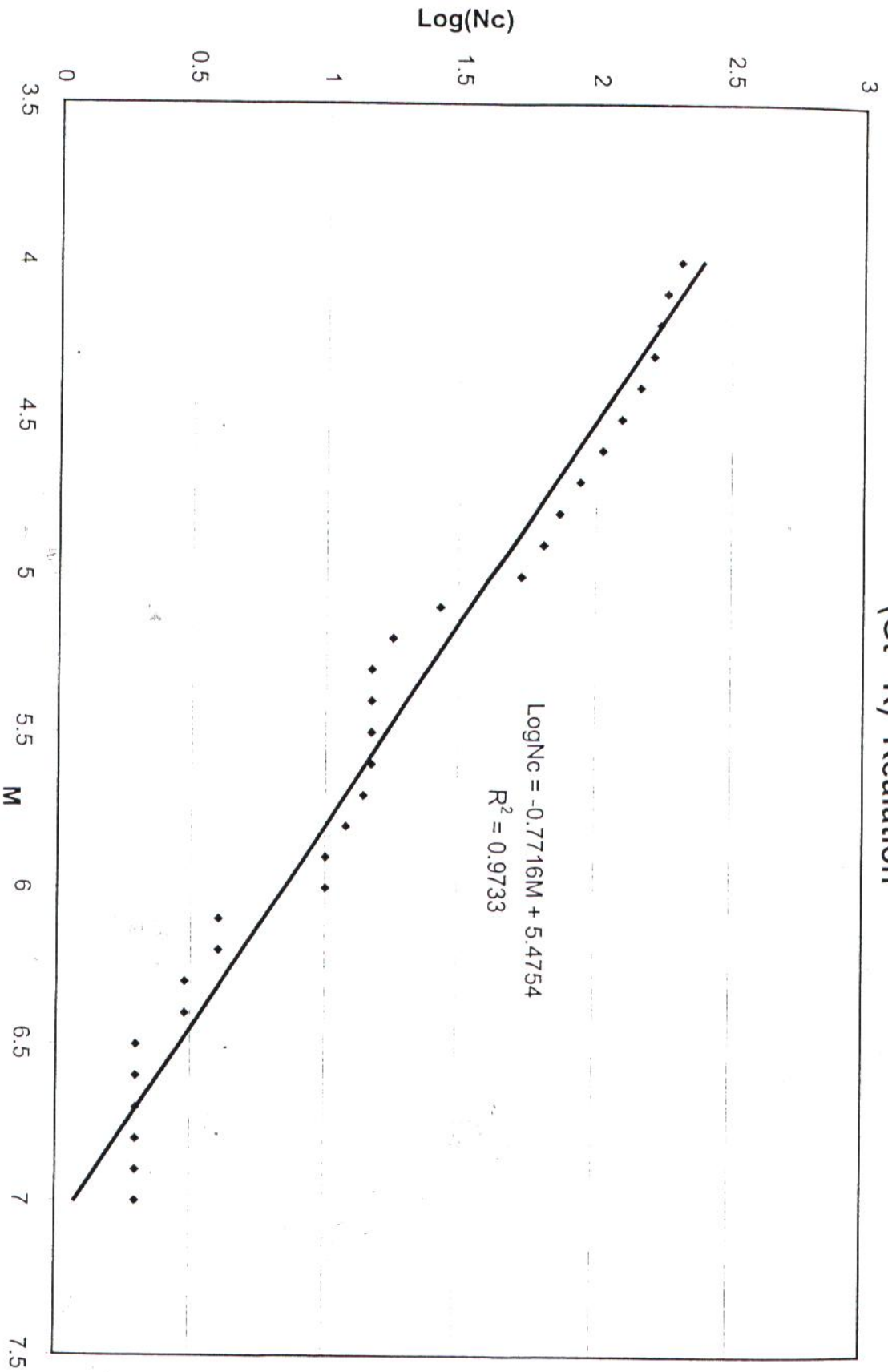
ردیف	رویداد	تاریخ رویداد	زمان رویداد	Mb	Ms	Mw	MI	Long	Lat	مرجع
93	1450	1973/08/04	18:12:08	4.5				56.463	37.375	مرکز ملی اطلاعات زمین لرزه - آمریکا
94	1466	1973/10/27	14:22:46	4.3				52.567	35.767	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
95	1496	1974/03/07	11:36:02	5.2				55.952	37.648	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
96	1498	1974/03/11	16:42:05	4.1				55.541	36.852	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
97	1528	1974/11/05	20:02:20	4.6				53.015	36.291	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
98	1533	1974/11/23	03:31:57	4.1				55.331	38.216	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
99	1534	1974/11/26	00:59:25	4.3				55.121	36.352	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
100	1625	1975/11/06	04:09:32	4.6				53.145	35.999	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
101	1657	1976/01/07	21:35:08	4.4				56.456	37.47	مرکز ملی اطلاعات زمین لرزه - آمریکا
102	1663	1976/01/31	07:52:13	4.2				53.808	36.63	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
103	1686	1976/06/01	02:17:34	4.4				54.516	37.521	مرکز ملی اطلاعات زمین لرزه - آمریکا
104	1703	1976/09/17	23:08:03	4.1				56.109	37.483	مرکز ملی اطلاعات زمین لرزه - آمریکا
105	1836	1977/05/02	15:17:48	5.1				55.327	37.057	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
106	1886	1977/09/03	22:05:06	4.6				55.968	36.995	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
107	1920	1978/03/02	11:42:16	4.6				54.46	37.184	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
108	1939	1978/06/14	16:25:33	4.8	5			56.383	37.997	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
109	1948	1978/07/20	10:20:24	4.3				55.244	38.664	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
110	2078 <sup>2</sup>	1979/02/24	13:56:51	4.7	5			56.658	37.219	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
111	2085	1979/03/18	05:19:53	4.5	4			52.647	36.339	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
112	2119	1979/06/08 <sup>2</sup>	17:46:10	4.4	4			55.616	37.075	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
113	2141	1979/08/30	17:11:56	4.7				56.372	37.536	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
114	2143	1979/09/03	02:07:12	4.3	4			55.028	36.696	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
115	2154	1979/10/02	18:38:25	4.4				55.843	37.043	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
116	2225	1979/12/21	22:53:51	4.3				53.27	37.265	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
117	2233	1980/01/11	17:42:46	4.6				56.032	37.054	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
118	2285	1980/07/23	10:52:33	4.8	4			56.26	36.858	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
119	2368	1981/04/27	21:10:10	4.1				54.653	37.254	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
120	2446	1981/08/09	13:08:17	4.9	5			55.293	36.919	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
121	2448	1981/08/12	11:27:46	4.3	4			55.262	37.029	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
122	2515	1982/01/07	17:17:05	4.2				55.11	36.694	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
123	2590	1983/04/22	23:07:45	4.5				56.245	38.347	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
124	2640	1983/09/23	01:08:12	4.4				55.215	36.96	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
125	2692	1984/05/11	09:58:49	4.9				55.004	36.707	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
126	2698	1984/06/15	18:50:10	4.4				55.394	37.211	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
127	2702	1984/07/01	19:46:48	4.3				54.791	36.526	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
128	2783	1985/05/09	14:08:32	4.7				56.555	38.291	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
129	2789	1985/06/27	05:07:17	4.4				55.348	36.881	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
130	2793	1985/07/08	17:02:35	4.7				53.712	36.274	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
131	2804	1985/08/22	15:15:46	4.3	4			55.214	36.883	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
132	2813	1985/10/14	15:28:31	4.7	4			52.702	35.516	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
133	2814	1985/10/29	13:13:40	6	6			54.811	36.745	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
134	2815	1985/10/29	13:42:13	4.5				54.73	36.517	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
135	2816	1985/10/29	14:23:07	5.1	6	6.2		54.85	36.838	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
136	2817	1985/10/29	13:49:20	4.7				54.593	36.584	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
137	2822	1985/11/06	19:47:58	4.5				54.629	36.698	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
138	2826	1985/11/24	17:22:35	4.7				54.886	36.901	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان

ردیف	رویداد	تاریخ رویداد	زمان رویداد	Mb	Ms	Mw	MI	Long	Lat	مرجع
139	2828	1985/12/01	20:31:44	4.6				56.623	37.632	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
140	2855	1986/03/26	15:18:09	4.6				53.679	36.011	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
141	2925	1986/12/26	17:39:39	4.5				56.192	37.004	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
142	3013	1987/11/25	02:09:38	4.4				53.07	35.672	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
143	3024	1988/01/13	05:56:57	4.9				54.37	37.277	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
144	3066	1988/03/11	07:38:38	4.8	5			56.262	37.271	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
145	3067	1988/03/12	15:34:47	4.4				56.657	37.169	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
146	3091	1988/05/08	06:50:21	4.7	4			55.943	35.326	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
147	3102	1988/06/07	02:08:40	4.6	4			55.557	38.427	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
148	3160	1988/11/12	21:02:53	4.2				52.506	35.451	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
149	3245	1989/09/13	07:01:31	5.1	4			54.254	37.281	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
150	3277	1990/01/20	02:15:07	4.6				53.291	35.987	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
151	3278	1990/01/20	01:27:10	5.5	6			52.999	35.892	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
152	3284	1990/02/16	05:55:05	4.8	5			54.471	35.946	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
153	3298	1990/04/14	19:58:12	4.6				56.264	37.811	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
154	3305	1990/04/21	21:57:52	4.5				53.097	36.126	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
155	3414	1990/08/18	09:51:41	4.9	5			56.211	37.055	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
156	3449 <sup>2</sup>	1990/10/31	17:29:14	4.3				54.713	36.587	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
157	3528	1991/05/29	15:15:21	4.5				53.239	36.232	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
158	3544	1991/08/23 <sup>3</sup>	22:14:21	5	5			53.274	35.99	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
159	3546	1991/09/08	04:20:34	4.4				53.354	35.473	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
160	3590	1991/11/25	10:39:00	4.7	4			55.68	37.203	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
161	3618	1992/01/25	13:20:08	4.7				56.077	35.579	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
162	3657	1992/05/31	16:39:23	4.3				55.802	38.743	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
163	3676	1992/08/29	07:23:01	4.6	4			56.512	37.522	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
164	3680	1992/09/09	17:12:59	4.9	4			55.265	36.912	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
165	3694	1992/09/22	14:05:55	5.1	4			52.719	36.339	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
166	3697	1992/10/06	08:57:20	4.7	5			56.486	38.378	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
167	3792	1993/06/19	17:01:57	4.5	4			54.87	36.892	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
168	3796	1993/06/30	23:05:38	4.6	4			53.564	35.221	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
169	3800	1993/07/09	23:06:05	4.1				55.226	36.877	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
170	3804	1993/07/13	14:22:54	4.6	4			55.306	37.012	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
171	3825	1993/10/18	01:28:24	4.5				53.775	36.547	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
172	3850	1994/03/15	21:46:15	4.4				54.815	36.852	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
173	3875	1994/06/04	10:38:57					54.76	36.718	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
173	3891	1994/07/11	20:57:38	4.7	4			54.456	37.513	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
174	3893	1994/07/12	00:12:16	4.2				54.569	37.695	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
175	3896	1994/07/23	07:08:14	4.7	4			54.388	37.406	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
176	4000	1995/06/03	20:08:34	4.2				53.086	35.915	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
177	4058	1995/11/23	19:29:35	4				53.404	36.048	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
178	4074	1995/12/30	18:56:23	4.3				54.904	36.917	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
179	4229	1996/08/25	14:17:09	4.2				53.02	36.001	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
180	4291	1997/02/05	03:53:02	4.3				56.661	37.959	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
181	4305	1997/02/17	22:53:53	4.2				54.738	36.852	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
182	4501	1997/08/26	00:44:51	4.4	3			53.055	36.594	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
183	4508	1997/09/16	12:15:33	4.4	4			54.106	36.868	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان

ردیف	رویداد	تاریخ رویداد	زمان رویداد	Mb	Ms	Mw	MI	Long	Lat	مرجع
184	4510	1997/09/18	03:50:05	4				56.653	37.257	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
185	4553	1997/11/03	06:59:30	4.5	5			54.475	36.258	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
186	4596	1998/01/24	22:51:56	4.1	4			53.574	35.906	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
187	4760	1998/12/10	10:06:29	4	3			54.592	36.076	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
188	4902	1999/06/05	07:15:38	4.1	4			56.607	37.193	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
189	4930	1999/08/10	19:33:57	4.4	4			54.643	36.182	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
190	4965	1999/11/19	04:40:25	5.2	5			54.405	37.344	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
191	5094	2000/06/04	07:32:27	4.4	4			56.497	36.412	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
192	5104	2000/07/03	05:08:16	4.1				54.79	35.943	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
193	5150	2000/08/16	12:53:02	4.8	4			54.375	36.79	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
194	5416	2001/02/26	08:42:19	4				56	36	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
195	5486	2001/05/01	09:45:57	4.4	4			56.108	37.097	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
196	5497	2001/05/11	09:45:57	4.4	4			56.108	37.097	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
197	5501	2001/05/16	07:24:29	4	4			52.662	36.261	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
198	5707	2001/11/02	23:23:28	4				56.636	37.539	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
199	5969	2002/06/22	21:32:49	4.5				55.529	36.476	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
200	5990	2002/06/28	19:27:30	4.4				54.12	36.256	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
201	6031	2002/09/11	16:20:35	4.3				55.658	38.447	مرکز مطالعات حاشیه ها - نیوز
202	6034	2002/09/17	03:06:00	4.1				54.665	36.905	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
203	6060	2002/10/18	22:24:53	4.2				52.514	36.279	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
204	6076	2002/11/27	04:55:31	4.5				56.329	37.277	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
205	6146	2003/03/12	00:30:07	4.1				55.388	37.407	مرکز بین المللی زلزله شناسی - انگلستان
206	6153	2003/03/30	19:08:17	4.3				54.414	37.357	موسسه زئو فیزیک مادرید - اسپانیا
207	6195	2003/06/21	15:01:01	4.5				52.966	35.705	موسسه زئو فیزیک دانشگاه تهران
208	6197	2003/06/22	03:39:14	4.4				52.765	35.556	موسسه زئو فیزیک دانشگاه تهران
209	6291	2003/12/11	16:27:46	5.8				53.101	37.573	موسسه زئو فیزیک دانشگاه تهران
210	6664	22/04/1383	09:13:57	4.2				54.33	37.07	موسسه زئو فیزیک دانشگاه تهران
211	6704	11/08/1383	23:50:15	4.3				55.5	37.29	مرکز لرزه نگاری اروپا مدیترانه
212	6847	21/10/1383	22:17:31	5.8				54.47	37.13	بزهشگاه بین المللی زلزله
213	6848	21/10/1383	22:17:00	5.3				54.49	37	موسسه زئو فیزیک دانشگاه تهران
214	6859	21/10/1383	05:17:25				5.6	54.58	37.39	بزهشگاه بین المللی زلزله
215	6957	22/11/1383	06:37:23	4.1				56.68	35.48	موسسه زئو فیزیک دانشگاه تهران
216	6958	22/11/1383	06:37:22				4	56.47	35.39	بزهشگاه بین المللی زلزله

پیش لرزه ها و پس لرزه ها	
بزرگا بر اساس امواج سطحی	Ms
بزرگا بر اساس امواج درونی	Mb
بزرگا بر اساس امواج محلی	MI
بزرگا بر اساس امواج گشتاوری	Mw
طول جغرافیایی	long
عرض جغرافیایی	lat

### (Gt - R) Realation



◆ Log(Nc)  
— Gt - R

الف - طبقه بندی خاکهای چسبنده (دانه ریز) از نظر شاخص سختی CI بر اساس نتایج آزمایش اس پی. تی. و یا نتایج آزمایشات حد روانی LL، حد خمیری PL و تعیین رطوبت طبیعی خاک  $W_n$  و یا مقاومت تک محوری  $q_u$

$$CI = \frac{LL - W_n}{LL - PL}$$

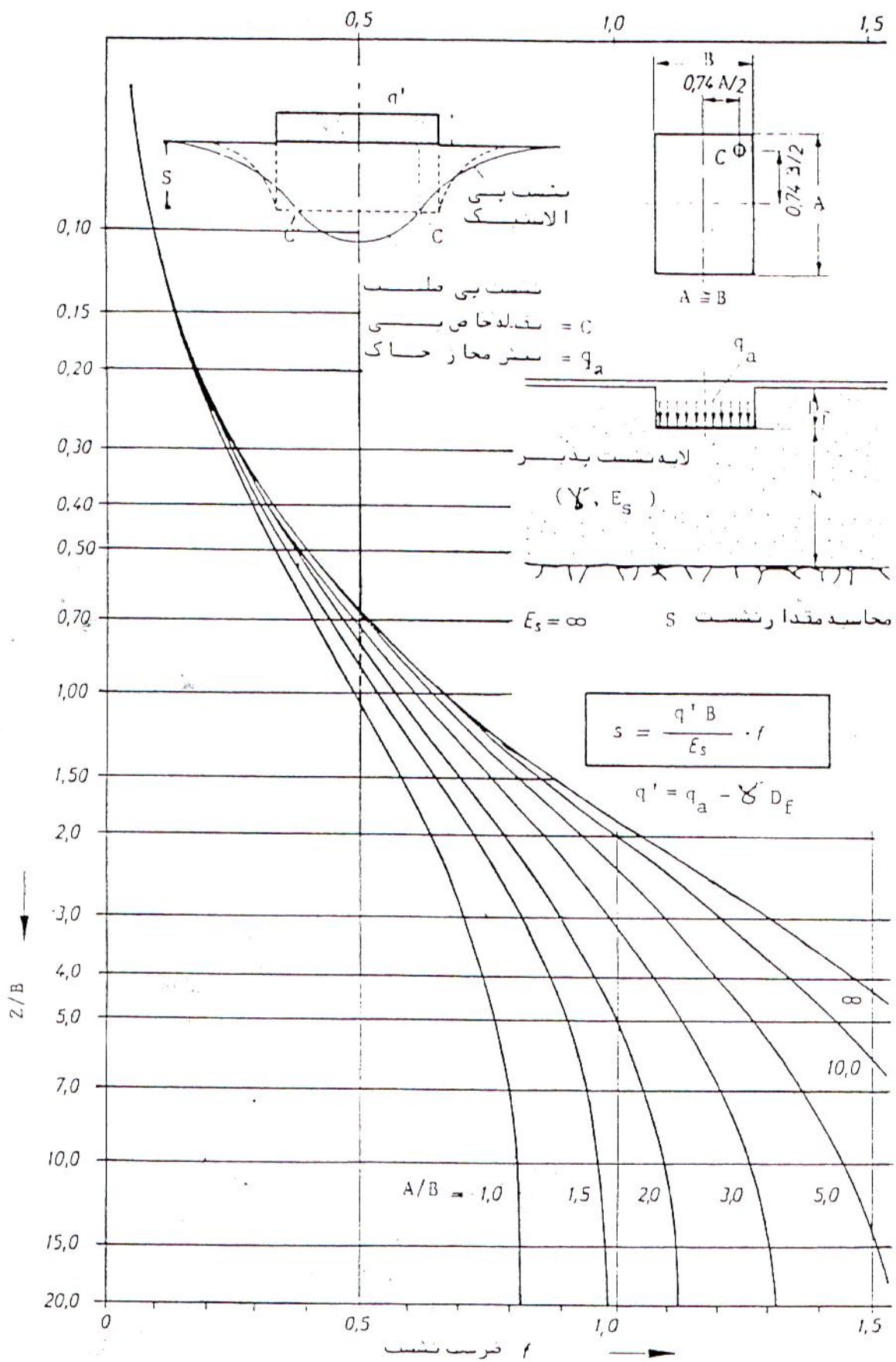
طبقه بندی واژه ای CI Consistency index	خیلی نرم Very Soft	نرم Soft	متوسط Medium	سفت Stiff	خیلی سفت Very Stiff	سخت Hard
طبقه بندی عددی CI	0-0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.0	1.0- $CI_{SL}$	$CI_{SL}$ - $CI_0$
ضربات اس پی. تی. N	0-2	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
$q_u$ $kg/cm^2$	0-0.25	0.25-0.50	0.5-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	4.0-8.0

ب - طبقه بندی خاکهای غیر چسبنده (دانه درشت) از نظر تراکم نسبی بر اساس نتایج آزمایش اس پی. تی. و یا نتایج آزمایشات تعیین حداقل نسبت حفره ها  $e_{min}$  و حداکثر نسبت حفره ها  $e_{max}$  و تعیین نسبت حفره ها با دانسیته طبیعی خاک  $e$  و یا زاویه اصطکاک داخلی خاک

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

طبقه بندی واژه ای $D_r$ Relative Density	خیلی شل Very loose	شل Loose	متوسط Medium	سفت Dense	خیلی سفت Very Dense
طبقه بندی عددی $D_r$	0-0.15	0.15-0.50	0.50-0.70	0.70-0.85	0.85-1.00
ضربات اس پی. تی. N	0-4	4-20	20-35	35-50	Over 50
زاویه اصطکاک داخلی خاک	Less 24	24-30	30-36	36-41	Over 41

جداول طبقه بندی شاخص سختی خاکهای چسبنده CI و تراکم نسبی خاکهای غیر چسبنده  $D_r$  و روابط آن با نتایج سایر آزمایشات مکانیک خاک



- دیاگرام کانی ( Kany ) جهت محاسبه مقدار نشست در نقطه خاص C  
 بی‌های طلب با الاستیک

# IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

## Table of Bearing Capacity Factor Of Shallow Foundations

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.26	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.49	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.33	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	256.51	613.16	1.15	1.15
50	266.86	319.07	762.89	1.20	1.19

## IRAN KHAK CONSULTING ENGINEERS

### Attack on concrete by soils and waters containing various sulfate concentrations

Relative degree of sulfate attack	Percent water – soluble sulfate (as SO <sub>3</sub> ) in soil samples	(as SO <sub>4</sub> ) p/m sulfate in water samples	Type of using cements
Negligible	0.00 to 0.10	0 to 150	Use type I cement
Positive	0.10 to 0.20	150 to 1500	Use type II cement
Severe	0.20 to 2.00	1500 to 10000	Use type V cement .or approved Portland – pozzolan Cement providing comparable sulfate resistance when used in concrete
Very severe	2.00 or more	10000 or more	Use type V cement plus approved pozzolan which has been determined by tests to improve sulfate resistance when used in concrete with type V cement

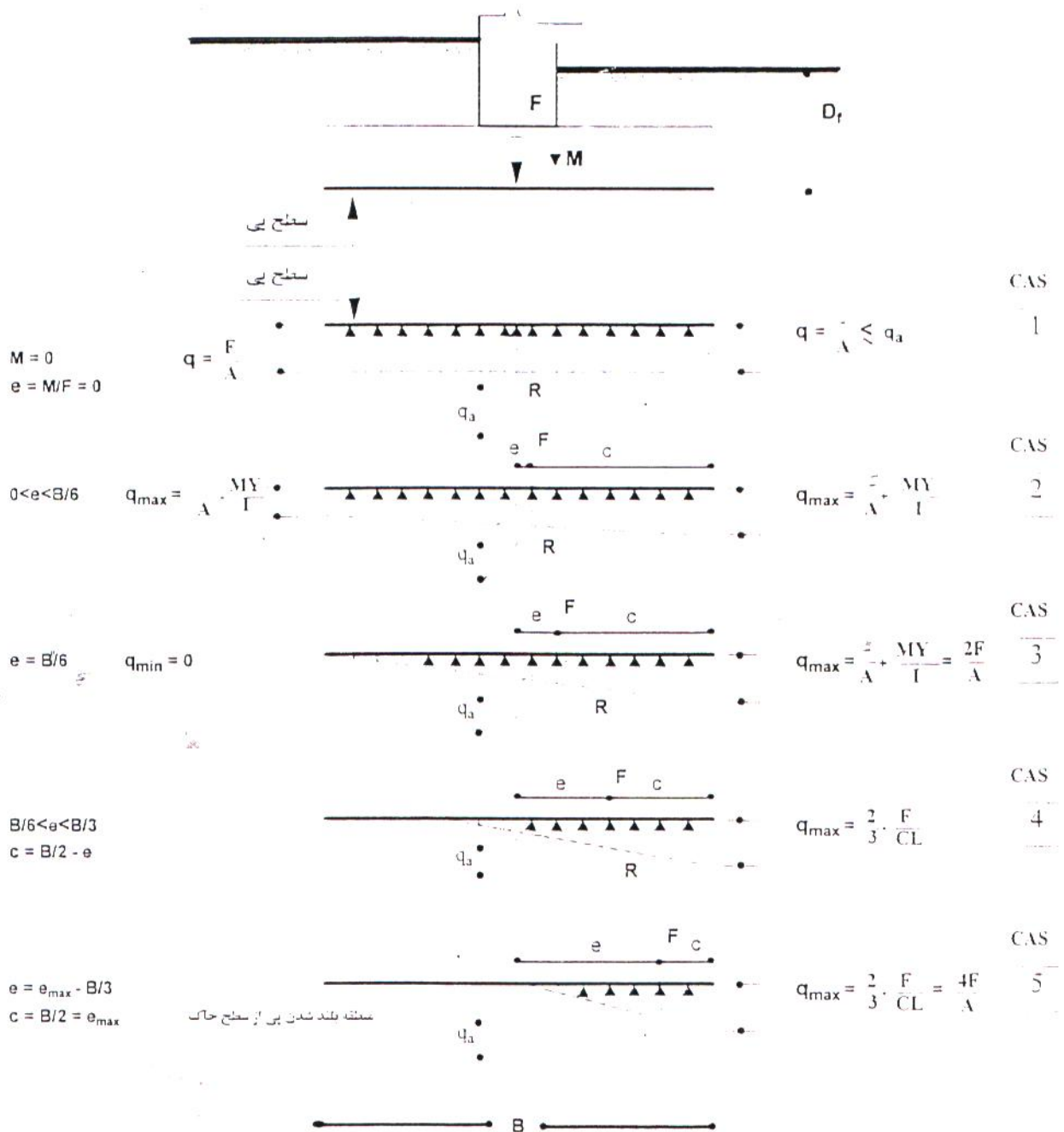


**جدول طبقه بندی نوع زمین در برابر زلزله**  
**بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰ جدید طرح ساختمانها در برابر زلزله**

نوع زمین	توصیف مواد متشکله	حدود تقریبی $\bar{V}_s$ (متر بر ثانیه)
I	الف - سنگهای آذرین (دارای بافت درشت دانه و ریز دانه). سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده ای (گنایس ها - سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر	بیشتر از 750 $375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
II	الف - سنگ های آذرین سست (مانند توف)، سنگهای سست رسوبی سنگهای دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که در اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده اند. ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیش از ۳۰ متر	$375 \leq \bar{V}_s \leq 750$ $375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
III	الف - سنگهای متلاشی شده در اثر هوازدگی ب - خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه ای و رس با سختی متوسط	$175 \leq \bar{V}_s \leq 375$ $175 \leq \bar{V}_s \leq 375$
IV	الف - نهشته های نرم با رطوبت زیاد در اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب - هر گونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد.	کمتر از 175

$(\bar{V}_s)$ ، سرعت موج برشی می باشد که با رعایت اثر ضخامت لایه ها در فاصله ۳۰ متری عمق زمین میانگین گیری شده است. مثلاً اگر  $(d_i)$  و  $(V_{si})$  به ترتیب ضخامت لایه  $(i)$  و سرعت موج برشی در آن باشند، می توان از رابطه ای مشابه زیر  $(\bar{V}_s)$  را محاسبه نمود.

$$\bar{V}_s = \frac{\sum d_i}{\sum d_i / V_{si}}$$



$F$  = نیروی وارد بر پی با توجه به نقطه اثر نیروی آن  
 $R$  = برآیند تکس العمل خاک  
 $M$  = ممان وارد بر پی  
 $Y$  = دورترین فاصله مقطع پی نسبت به تار خشی  
 ( در شکل های فوق برابر  $B/2$  )  
 $B$  = عرض پی

= مرکز ثقل دیاگرام تنش  
 $e$  = خروج از محور  
 $I$  = ممان اینرسی پی در جهت مورد بررسی  
 $A$  = سطح پی  
 $L$  = طول پی

توضیح : از برابری نیروها در جهت قائم نتیجه میگیریم  $R = F$  همچنین از تعادل ممانها نسبت به هر نقطه دلخواه از پی نتیجه میگیریم خط اثرهای  $F$  و  $R$  در یک راستاست. از دو شرط تعادل منگور  $q_{max}$  ضمن محاسبه حجم دیاگرام تنش بدست می آید

(e) دیاگرام توزیع تنش در زیر پی بر اساس مقادیر مختلف خروج از محور

عدد پایداری =  $N$

ضریب اطمینان زاویه اصطکاک داخلی خاک

=  $\gamma_c$

ضریب اطمینان زاویه چسبندگی خاک

=  $\gamma_c$

وزن مخصوص خاک

=  $\gamma$

ارتفاع خاک رسز

=  $h$

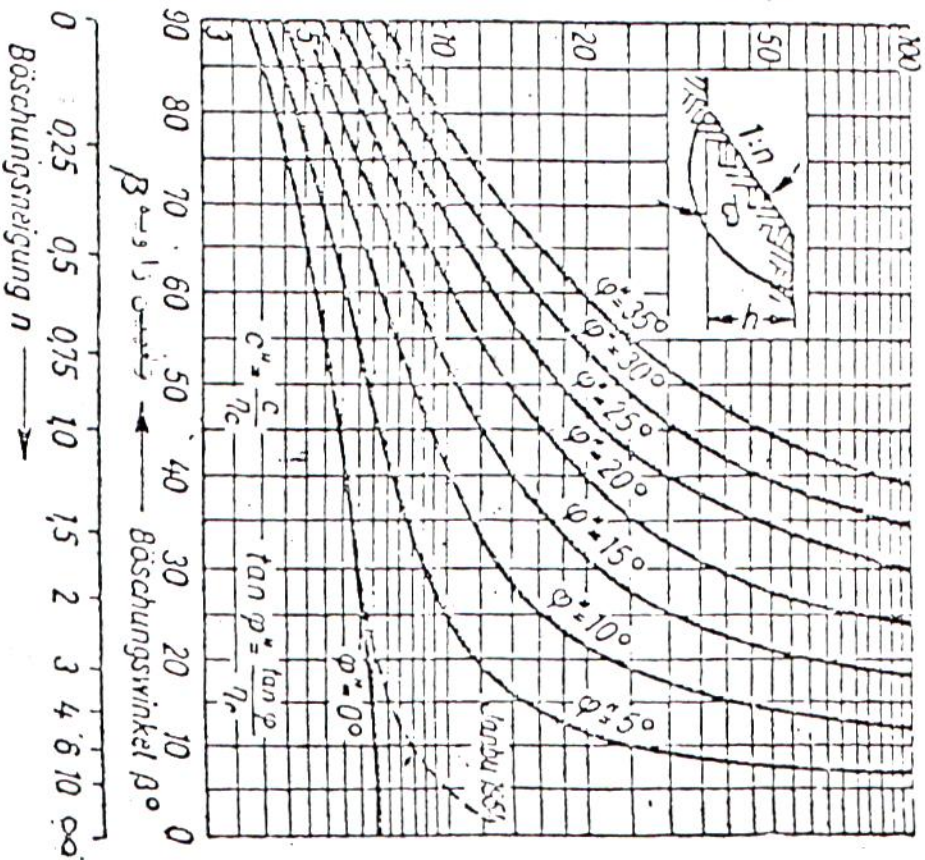
عدد پایداری بروش سولسه

### 153.1

Bestimmung des zulässigen Böschungswinkels bei Böden mit Reibung und Kohäsion nach Taylor/Fellenius (Diamgramm nach Janbu/Schultze [36])

تعیین زاویه مجاز شیب شروانی در مورد خاکها شکله مطابق چسبندگی و مطابق اصطکاک داخلی دارند

Stand sicherheitszahl nach Schultze (1970)  $N = \frac{\gamma_c h}{c}$   
nach Janbu (1954)  $N_0 = \frac{\gamma h}{c}$



شیب شروانی 1 : n مقدار (n)