

دفترچه گزارش مکانیک خاک



کارفرما : آقای احمد قاسمی بور بور

شماره پرونده : ۲۰۰۸۰۱۹۶

تهیه کننده : شرکت مهندسی گیتی عمران آزما

اسفند ماه ۱۴۰۱

فهرست مطالب :

فصل اول : کلیات

۱-۱- مقدمه

۱-۲- مشخصات کلی سازه

۱-۳- زمین شناسی مهندسی منطقه طرح

۱-۴- ویژگی های لرزه ای منطقه طرح

فصل دوم : عملیات اکتشافی

۲-۱- مقدمه

۲-۲- آزمایش های صحرایی

۲-۳- آزمایش های آزمایشگاهی

فصل سوم : تجزیه و تحلیل نتایج آزمایش های خاک

۳-۱- مقدمه

۳-۲- توصیف و طبقه بندی خاک

۳-۲-۱- خاک نباتی و دستی

۳-۲-۲- خاک طبیعی

۳-۳- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک

۳-۳-۱- خصوصیات فیزیکی خاک

۳-۳-۲- خصوصیات مکانیکی خاک

۳-۳-۲-۱- پارامتر های سختی خاک

۳-۳-۲-۲- پارامتر های مقاومتی خاک

۳-۴- خصوصیات شیمیایی خاک

فصل چهارم : پارامتر های طراحی ژئوتکنیکی

۴-۱- مقدمه

۴-۲- ظرفیت باربری شالوده

۴-۲-۱- مدول عکس العمل بستر

۴-۲-۲- ظرفیت باربری پی گسترده

۴-۳- محاسبات نشست شالوده

۴-۳-۱- نشست آنی

۴-۳-۱-۱- نشست آنی پی گسترده

۴-۴- تنش مجاز شالوده

۴-۵- فشار های جانبی خاک

فصل پنجم : توصیه های فنی

- ۵-۱- مقدمه
- ۵-۲- پیشنهاد مربوط به نوع خاک و ضریب افقی شتاب زلزله
- ۵-۳- نوع شالوده
- ۵-۴- عمق یخبندان
- ۵-۵- بهسازی زمین
- ۵-۶- عمق استقرار پی ها
- ۵-۷- پیشنهاد های مربوط به گود برداری
- ۵-۸- عمق پایدار گود برداری
- ۵-۹- آبهای زیرزمینی
- ۵-۱۰- سیستم دفع فاضلاب و آبهای سطحی
- ۵-۱۱- قناتها، چاه ها قدیمی و تونل های فاضلاب
- ۵-۱۲- اجرای کف سازی های بتنی
- ۵-۱۳- پیشنهاد های مربوط عملیات خاک ریزی و تراکم

مراجع

- پیوست ۱ : نتایج آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی
- پیوست ۲ : چک لیست ژئوتکنیک

فصل اول : کلیات

۱-۱- مقدمه

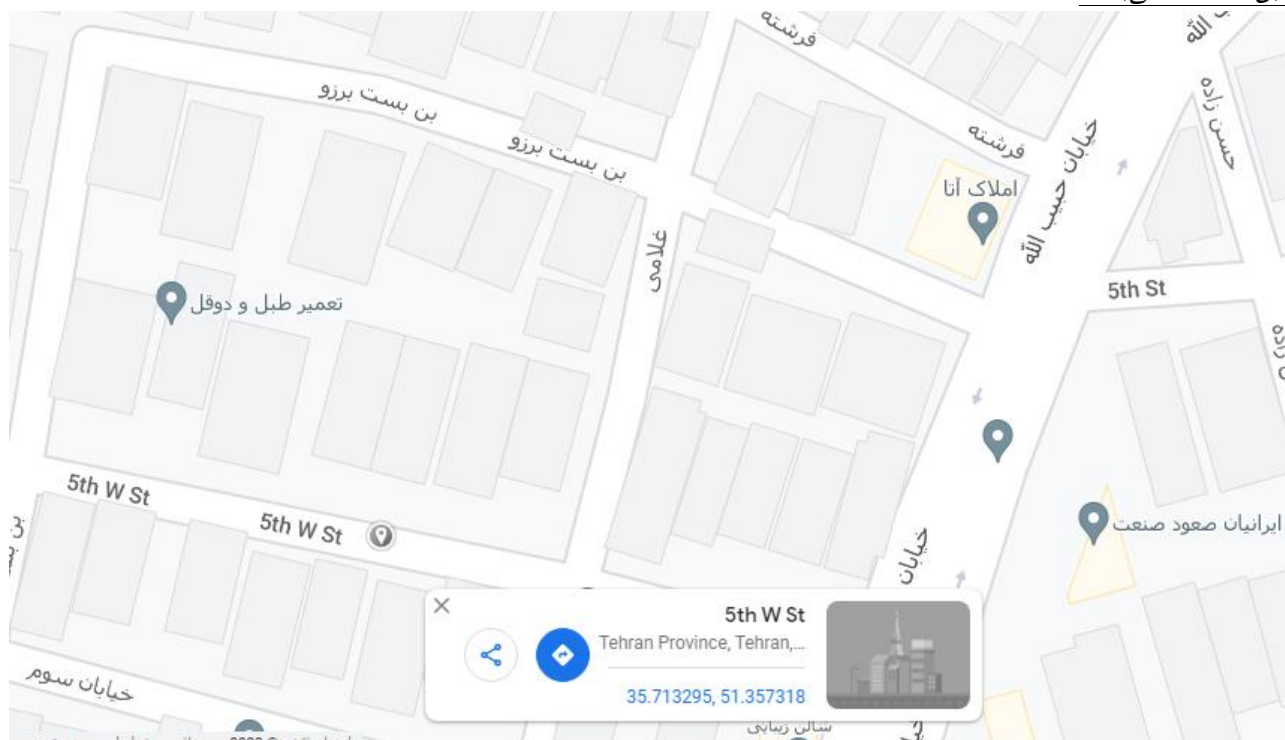
گزارش مطالعات ژئوتکنیک و مکانیک خاک ساختمان مسکونی واقع در منطقه ۲ تهران: حبیب الهی سروش یکم غلامی شمالی بن بست لاله پلاک ۳ و به شماره پرونده ۲۰۰۸۰۱۹۶ و پلاک ثبتی ۲۳۹۵/۳۹۰۳۲/۱ و به مالکیت آقای احمد قاسمی بوربور که بر اساس مطالعات ژئوتکنیک گمانه آزمایشی، انجام آزمایش های آزمایشگاهی و همچنین محاسبات مربوط به پارامترهای خاک و ظرفیت باربری به درخواست آقای احمد قاسمی بوربور تهیه گردیده است.

۱-۲- مشخصات کلی سازه

محل اجرای پروژه در شهرداری منطقه ۲ شهر تهران می باشد. موقعیت جغرافیایی محل پروژه در شکل شماره ۱-۱ و مشخصات ثبتی پروژه در صفحه اول آورده شده است. مساحت زمین محل احداث پروژه، ۲۳۴،۰۷ مترمربع می باشد. در ملک فوق ساختمانی با اسکلت بتنی با قاب خمشی در ۷ طبقه (۱ زیرزمین + ۱ همکف + ۵ طبقه فوقانی) احداث می شود. تراز قرارگیری فونداسیون ها در عمق تقریبی ۳،۰۰ متر نسبت به سطح ساختمان های اطراف قرار دارد.

بدیهی است مطالعات و بررسی ها انجام شده در این رابطه صرفاً در مورد زمین فوق انجام شده است و نتایج آن برای زمین دیگری

قابل استفاده نمی باشد.



شکل شماره ۱-۱ : موقعیت جغرافیایی محل احداث پروژه

۱-۲- کاربرد و اهداف مطالعه

با توجه به افزایش روز افزون ساخت و ساز و اینکه شالوده سازه ها بر روی خاک استقرار می یابد، در اختیار داشتن اطلاعات کافی از خواص مکانیکی و فیزیکی لایه های تحت الارضی زمین محل و همچنین تعیین و پیش بینی رفتار خاک درمقابل بارگذاری سازه و یا تاثیر شرایط زلزله موجب طراحی ایمن شالوده ها و در نهایت سازه خواهد شد.

مهمترین اهداف مطالعه حاضر در راستای کاربرد ارایه شده شامل موارد ذیل می باشد :

- ۱- بررسی زمین شناسی منطقه اجرای سازه درحد مرور اطلاعات و نقشه های موجود
- ۲- بررسی زمین ساخت، لرزه خیزی و خطر زمین لرزه در ساختگاه در حد اطلاعات موجود
- ۳- شناسایی و تعیین خواص فیزیکی و مکانیکی لایه های زمین محل ساختگاه

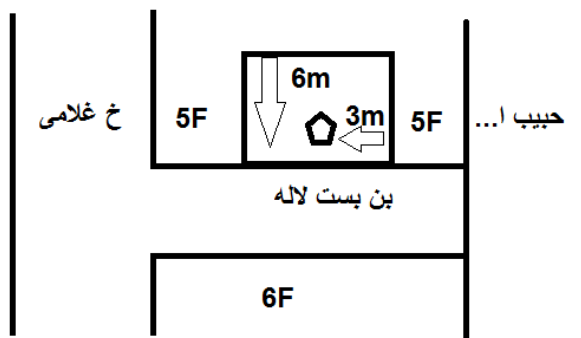
۴- تعیین قابلیت باربری نهایی و ایمن خاک

۵- بررسی و تخمین نشست لایه های خاک تحت اثر تنش وارده

۶- تعیین مشخصه های فیزیکی و مکانیکی خاک نظیر ضرایب فشار جانبی خاک، مدول عکس العمل بستر و..

۷- نتیجه گیری و پیشنهاد بهترین نوع سیستم شالوده با توجه به شرایط و نیازهای سازه و ارائه توصیه های فنی.

جهت دستیابی به اهداف فوق در محدوده مورد بررسی یک حلقه گمانه ماشینی به عمق ۳۳/۰۰ متر در محل پروژه حفر گردید و توسط مختصصین این شرکت نسبت به اخذ نمونه گیری و انجام آزمایشات لازم و استاندارد اقدامات لازم به عمل آمده و نتایج بررسی ها در ادامه گزارش ارائه گردیده است.



محل حفار گمانه ماشینی

محل حفار گمانه دستی

محل چاه فاضلاب

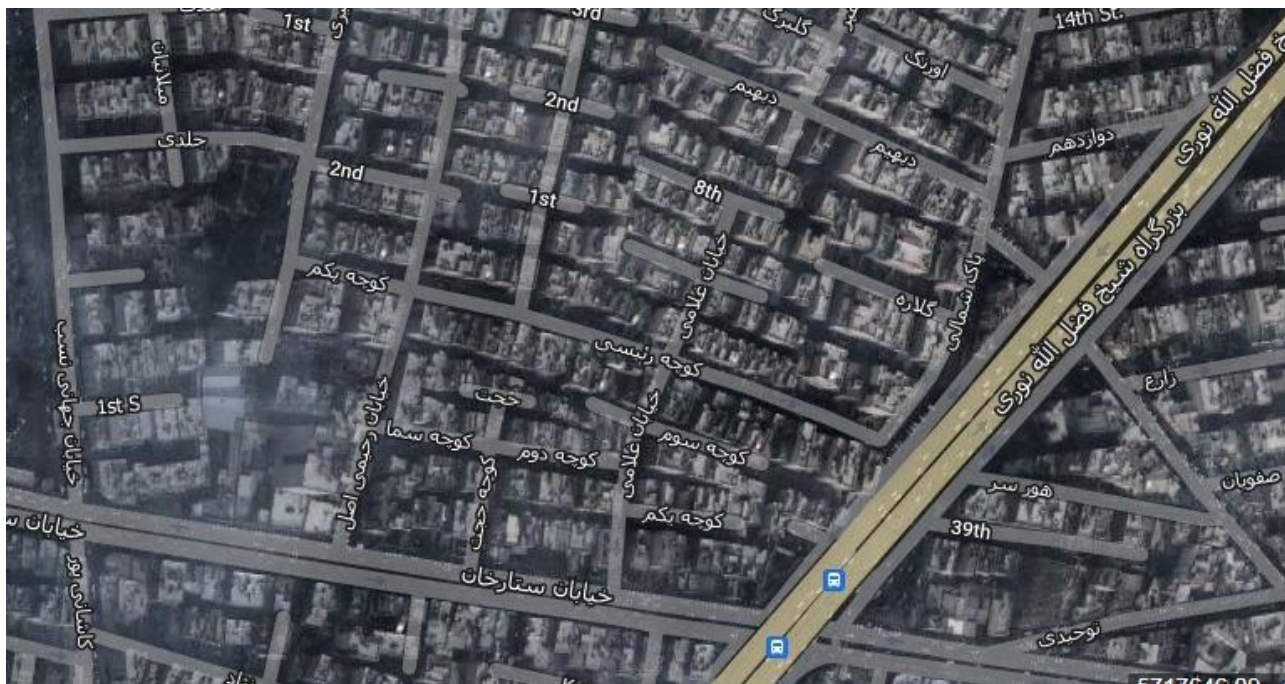
تذکر: کروکی ترسیم شده مقیاس شده نمی باشد.

شکل شماره ۱-۲ موقعیت قرارگیری گمانه های ماشینی

جدول شماره ۲-۳: مشخصات گمانه های حفاری شده

شماره گمانه	تراز روی گمانه (m)	تراز پی (m)	عمق گمانه (m)	عمق آب	
				زیر زمینی (m)	موقعیت گمانه
BH۱	۰,۰۰	-۳,۰۰	۳۳,۰۰	NWL	۳۵,۷۱۳۲۹۵ شرقی
					۵۱,۳۵۷۳۱۸ شمالی

تا عمق منفی ۳ متر (تراز پی) Core Box گرفته شده است

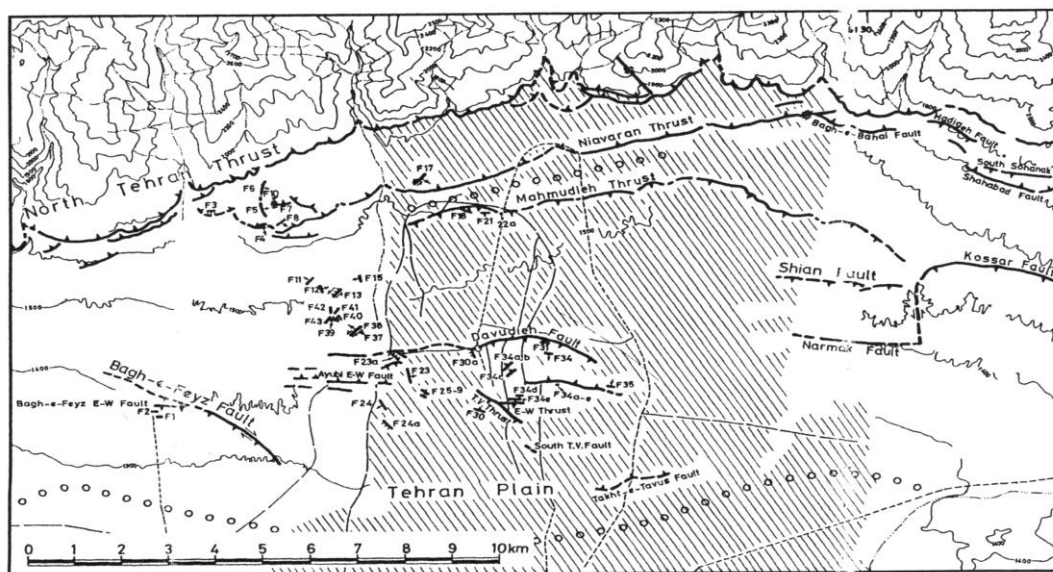


شکل شماره ۴-۱ عکس هوایی منطقه

۱-۳- زمین شناسی مهندسی منطقه طرح

گستره تهران که در کوهپایه های جنوبی البرز مرکزی قرار گرفته است، شمالی ترین فرونشست ایران مرکزی به حساب می آید. کوه های البرز شمال تهران متشکل از یک سری از چین ها و راندگی های شرقی-غربی است که از مرکز البرز به سمت خارج (شمال و جنوب) رانده شده اند. شدت دگرریختی در دو کناره شمالی (گسله خزر) و جنوبی (گسله شمال تهران) به بیشترین مقدار خود رسیده است و بلندی های کوه البرز به ترتیب بر روی دشت کناری خزر در شمال و دشت تهران در جنوب رانده شده است.

نقشه شماره ۱: نقشه محدوده شهر تهران در سال ۱۹۷۰ که در آن راندگی جنوبی شمال تهران و گسله‌های کوچکتر نمایش داده شده است (بربریان و ییست، ۱۹۹۹). از لحاظ توپوگرافی دشت تهران، دشتی است با شیب از شمال به جنوب که بوسیله بلندی‌ها و فرونشست‌های شرقی- غربی به بخش‌های گوناگون تقسیم می‌شود. از دیدگاه



فیزیوگرافیکی، گستره تهران و پیرامون آن را می توان از شمال به جنوب به چند بخش زیر تقسیم نمود:

- البرز مرتفع

- چین های کناری البرز

- گستره کوهپایه ای تهران

- فرونشست شمالی ایران مرکزی (دشت تهران _ ری)

البرز مرتفع، ارتفاعات شمال گسل رو رانده مشا (مانند کوه دماوند) را شامل می شود که به واسطه عمل رو راندگی این گسل، بر روی چین های کناری البرز و به سمت جنوب رانده شده است. چین های کناری البرز ارتفاعاتی هستند که در حدفاصل گسل شمال تهران و رو راندگی مشا قرار گرفته اند (مانند قله توچال و قله مشرف به تهران) و خود در راستای راندگی شمال تهران بر روی گستره کوهپایه ای دشت تهران و به سمت جنوب رانده شده اند.

گستره کوهپایه (Pediment Zone) که در جنوب راندگی شمال تهران قرار گرفته است را می توان از دیدگاه فیزیوگرافیکی به پنج بخش اساسی تقسیم کرد که شامل موارد زیر است :

تهران و توابع آن بر روی نهشته های آبرفتی جوان بنا شده که از کوهپایه های البرز تا کناره کویر جنوبی گسترش دارد که حاصل فعالیت رودخانه ها و سیلاب های فصلی می باشد. این نهشته های آبرفتی به پنج بخش زیر تقسیم شده و این رسوبات از قدیم به جدید عبارتند از :

- سازند آبرفتی هزار دره (A)

- سازند آبرفتی ناهمگن شمال تهران و سیلت های رسی کهریزک (B)

- سازند آبرفتی تهران (آبرفت های C)

- سازند آبرفتی هم تراز رسوبات خرم آباد در باختر ایوانکی

- آبرفتهای کنونی (D)

A - سازند هزار دره، از کنگلومرای همگن همراه با قلوه سنگ، شن و ریگ تشکیل شده که فضای میان دانه ها را ماسه و سیلت پر کرده است. این سازند از نوع سیلابی بوده ولی در حال حاضر مرفولوژی رودخانه های اصلی تغذیه کننده آن قابل تشخیص نیست. بطور خلاصه صفات اصلی سازند یاد شده عبارتند از : ضخامت زیاد، طبقه بندی منظم، سیمان خوب و سخت شده، اندازه متوسط سنگ ها، رنگ خاکستری روشن، شیب زیاد لایه ها و چین خوردگی. تشکیلات هزار دره به طور هم شیب و با کنتاکت تحولی روی تشکیلات قرمز بالایی و با دگر شیبی زاویه ای نسبت به تشکیلات جوان تر از خود قرار دارد.

B - سازند آبرفتی ناهمگن شمال تهران به صورت دگر شیب بر روی رویه فرسایش یافته سازند آبرفتی چین خورده هزار دره قرار داشته و از نظر ریخت شناسی به شکل تپه های بلند در کوهپایه های تهران دیده می شود. این سازند مخلوطی است از شن، ریگ و قلوه سنگ و رس و به طور پراکنده بلوک های درشت نیز در آن دیده می شود.

C - سازند آبرفتی تهران شامل آبرفت های جوان مخروط افکنه ای است که از دامنه جنوبی کوه البرز به سمت جنوب ادامه داشته و بخش گسترده ای از شهر تهران روی آن بنا شده است. به طور خلاصه رسوبات مذکور همگن بوده و از قلوه سنگ، شن و ریگ در سیمانی از ماسه و سیلت تشکیل شده است.

- سازند آبرفتی خرم آباد بیشتر از سیلت های نرم و قلوه سنگ تشکیل شده که در باختر ایوانکی، پس از یک دوره فرسایش بر روی سازند آبرفتی تهران قرار دارد. زمان رسوب گذاری این سازند احتمالاً همزمان با دوره یخ کوچک می باشد.

D - آبرفت های کنونی متشکل از جوان ترین نهشته های رودخانه ای یا سیلابی در منطقه دشت تهران می باشد. مشخصات کلی این نهشته ها در شمال تهران از رسوبات دانه درشت منفصل (قلوه سنگ و شن) و در جنوب از رسوبات دانه ریز (سیلت و رس) تشکیل شده است.

با توجه به نتایج آزمایش های دانه بندی و تشریح نظری دیواره گمانه ها به نظر می رسد آبرفت های محل پروژه از نوع D می باشند.

۱-۴) ویژگیهای لرزه ای منطقه طرح

سرزمین های لرزه خیز ایران را می توان به چهار منطقه لرزه ای بزرگ تقسیم کرد که شامل کمربند چین خورده زاگرس، نواحی مرکزی و شرق ایران، آذربایجان و رشته کوه های البرز می باشد. کلاً "این مناطق نسبتاً فعال از نظر زلزله در کمربند تغییر شکل های قدیمی دوران سوم و چهارم زمین شناسی قرار دارند.

منطقه مورد مطالعه تهران و ری در زون لرزه ای البرز واقع شده اند. این منطقه بخشی از فلات ایران است که از قفقاز شروع شده و تا خراسان ادامه می یابد و شامل البرز غربی، البرز مرکزی و البرز شرقی و شمال خراسان می باشد.

توزیع مراکز زمین لرزه های تاریخی و چند دهه اخیر بیانگر فعالیت شدید لرزه ای در منطقه البرز مرکزی است. این منطقه بعضاً شاهد زمین لرزه های تاریخی هولناکی در منطقه عمومی استان های مازندران، تهران، قزوین، گیلان، سمنان و زنجان بوده است که همگی شاهدهی دال بر پتانسیل بالای لرزه خیزی منطقه است (مانند زمین لرزه خردادماه ۱۳۸۳ بلده).

اصولاً در این منطقه شهرهایی مثل تهران، شهر ری، آمل، دامغان، دماوند، رشت، قم، شاهرود، قزوین، بوئین زهرا، سابقه زلزله خیزی دارند.

زمین لرزه بزرگ ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ منجیل و زمین لرزه خردادماه ۱۳۸۳ بلده نمونه بارز فعالیت لرزه ای در شمال رشته کوه های البرز در سنوات اخیر است.

به هر حال اطلاعات تاریخی جمع آوری شده نشان می دهد که الگوی لرزه خیزی در منطقه البرز برخلاف زاگرس، ناپیوسته می باشد و در آن رویدادهای لرزه ای بزرگ و دوره های دراز مدت آرامش دیده می شود. به عبارت دیگر در دوره هایی آرامش محلی برقرار بوده و سپس در دوره ای دیگر به طور نامنظم زلزله هایی با بزرگی بیشتر از ۷ ریشتر به وقوع پیوسته است. در البرز منطقه تبریز یک استثنا است، زیرا که این منطقه نیز به مانند زاگرس دارای الگوی لرزه ای پیوسته است.

در منطقه البرز چند زمین لرزه با بزرگی بیشتر از ۷ ریشتر در طی دوره دستگاهی ثبت شده است. عمق اکثر زمین لرزه ها کم و به طور متوسط ۲۵ کیلومتر است. به دلیل کم عمق بودن بیشتر زمین لرزه ها، چشمه های لرزه را بیشتر می توان به صورت پهنه در نظر گرفت تا خط. هر چند کانون های بسیاری از زلزله های دستگاهی بر روی شکستگی های شناخته شده تعیین موقعیت شده اند اما تعدادی از آنها را نمی توان به روشنی به شکستگی و یا گسل شناخته شده خاصی ارتباط داد.

مشخصه های اصلی زمین شناسی که باید در یک مطالعه لرزه خیزی مورد بررسی قرار گیرد عبارت است از گسل، پیچ و تاب و شیب پیدا کردن لایه ها و ساختمان های تکتونیکی که در این میان گسل ها از اهمیت ویژه ای برخوردار هستند.

شکستگی های تکتونیکی یا گسل ها مهمترین عامل احتمالی ایجاد جابجایی زمین و زمین لرزه های مخرب هستند. گسل ها کانون آزاد شدن انرژی در اکثر زمین لرزه ها را مشخص می سازد. این ساخت ها جزء چشمه های لرزه زای خطی می باشند. بنابراین تعیین مشخصات عمده گسل های موجود در محدوده مطالعات از جمله شناخت موقعیت، میزان فعالیت، چگونگی عملکرد و نوع حرکت آنها ضروری می باشد.

گسل های مهم گستره طرح:

به طور کلی گسل های موجود در گستره مورد مطالعه به سه دسته اصلی تقسیم می شوند:

الف) گسل های اصلی و لرزه زا (Seismogenic) با درازای بیش از ۱۰ کیلومتر:

گسل های اصلی لرزه زا، گسل های جوانی هستند که با درازای بیش از ۱۰ کیلومتر در آبرفت های گستره تهران بزرگ دیده می شوند و رسوبات آبرفتی C, A, B را بریده اند. سن جوان و درازای زیاد این گسل ها، آنها را جزو گسل های خطرناک گستره مورد مطالعه قرار می دهد.

ب) گسل های متوسط با درازای بین ۲ تا ۱۰ کیلومتر:

گسل های کوتاه تر گستره مورد مطالعه که دارای درازای ۲ تا ۱۰ کیلومتر می باشند بنام ((گسل های متوسط)) معرفی می گردد این گسل ها بخودی خود لرزه زا نبوده ولی ممکن است بتوانند به سبب زمین لرزه های بزرگتر که در فاصله ای از آنها قرار گرفته باشند دچار لغزش و جابجایی گردند.

ج) گسل های فرعی با درازای کمتر از ۲ کیلومتر:

گسل های کوتاه تر کوتاه تر از ۲ کیلومتر گستره مورد مطالعه در این گروه قرار دارند. این گسل ها به خودی خود لرزه زا نبوده ولی به سبب آزاد شدن انرژی الاستیکی در راستای گسل های همسایه خود می تواند دچار لغزش و جابجایی شده و نقطه سستی در زیر سازه (Structure) بشمار آیند.

مهمترین گسل هایی که از نزدیکی محل سایت می گذرند و دارای پتانسیل لرزه خیزی خطرناک برای سایت هستند عبارتند از:

الف) گسل مشا - فشم

گسل فشاری مشا گسلی است طولانی و اساسی و لرزه زا که در راستای آن البرز مرتفع از شمال بر روی گستره چین های کناری البرز در جنوب رانده شده است. این گسل دارای راستای شرقی - غربی است و حالتی خمیده دارد که تقعر آن به طرف شمال است. این گسل دارای طولی پیرامون ۴۰۰ کیلومتر است و از جنوب غربی شاهرود تا آبیک ادامه دارد و در این بین از شمال تهران عبور می کند. حرکات راندگی این گسل مربوط به قبل از ژوراسیک است و حداکثر مقدار جابجایی آن به ۴ کیلومتر می رسد. شیب گسل فشاری مشا همیشه به میزان حدود ۳۵ تا ۷۰ درجه به سمت شمال است.

ب) گسل راندگی شمال تهران

گسل بزرگ دیگری که در لرزه خیزی سایت موثر است گسل بزرگ شمال تهران است. این گسل با جنبش های شاغولی خود باعث ایجاد اختلاف ارتفاع شدید بین دشت تهران و ارتفاعات شمال تهران شده است. به طوری که در یک فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر ارتفاع از ۱۳۰۰ متر به ۳۹۳۳ متر در قله توچال می رسد. راندگی شمال تهران به درازای بیش از ۷۵ کیلومتر در کوهپایه های شمال تهران از شرق دره لشگرک تا شرق کلاک ادامه پیدا می کند. در طول این گسل سازند کرج بر روی آبرفت های کوتاه تر تهران رانده شده است. به نظری رسد نیمه شرقی این گسل از نوع راندگی و نیمه غربی آن از نوع معکوس باشد.

ج) گسل نیاوران

این گسل با درازای حدود ۱۳ کیلومتر و با راستای شمال شرقی - جنوب غربی از حاشیه شمالی سایت گذر می کند. مکانیسم این گسل راندگی است و دارای شیب به سمت شمال است و در امتداد این صفحه گسلی بخش های شمالی گسل یعنی بلندی های سعادت آباد - شمیران - دزاشیب به سمت جنوب و بر روی بخش فرونشست اوین - تجریش - نیاوران رانده شده است. این گسل در بیشتر طول خود دارای یک زون خرد شده به صورت نواری به پهنای ۷۰ متر است. در بخش شمالی این گسل آبرفت های سازند ناهمگن شمال تهران و در بخش جنوبی آن رسوبات سازند آبرفتی تهران گسترش دارد.

د) گسل شمال ری

این گسل به صورت دیوار فرسوده شده ای در نزدیکی آبادی عظیم آباد ری و در کناره جنوبی بزرگراه ری - بهشت زهرا دیده می شود. این گسل با راستای شرقی - غربی و درازای ۱۶/۵ کیلومتر از شمال شهر ری گذر می کند. به نظر می رسد سازوکار این گسل از نوع راندگی با شیب به سمت شمال باشد. در امتداد این گسل سیلت های رسی سازند کهریزک در شمال بر روی آبرفت های کنونی دشت تهران در جنوب رانده شده اند و به سبب عملکرد این گسل دشت پایین افتاده شهر ری تشکیل شده است. این گسل سفره های آب زیرزمینی را قطع کرده است و یک ناهنجاری در سطح ایستابی پدید آورده است.

هـ) گسل جنوب ری

این گسل به شکل دیواری کوتاه و فرسوده به طول ۱۸/۵ کیلومتر با راستای شرقی - غربی از جنوب ری می گذرد. از روی شواهد به نظر می رسد که ساز و کار این گسل از نوع راندگی با شیب به سمت شمال باشد. در طول این گسل سیلت های رسی سازند کهریزک در سمت شمال بر روی آبرفت های تهران در جنوب رانده شده است.

و) گسل کهریزک

این گسل به شکل دیواری بلند و تا ارتفاع ۱۰ متر با راستای شرقی - غربی و طولی در حد ۴۰ کیلومتر از مجاورت کهریزک از جنوب شهر ری عبور می کند. این گسل دارای مکانیسم راندگی با شیب به سمت شمال است که در آن سیلت های رسی سازند کهریزک در شمال بر روی آبرفت های تهران در جنوب رانده شده اند. در منطقه مورد مطالعه این گسل مهمترین گسله لرزه زا موجود در محدوده است.

ز) گسل محمودیه

گسل محمودیه بر روی عکس های هوایی به صورت خطی به درازای دست کم ۱۱ کیلومتر و راستای شرقی - غربی در گستره ی محمودیه (۲ کیلومتری شمال شرقی ونک) تا پایان بزرگراه چمران (در برخورد با خیابان ولیعصر) و شمال هتل استقلال دیده می شود.

این گسله با راستای شرقی - غربی از گونه فشاری با شیب بسمت جنوب بوده و اثر آن بصورت دیواره ی ۱۵-۱۰ متری در شمال غربی هتل استقلال دیده می شود.

ادامه ی غربی گسله ی محمودیه در زیر آبرفتهای درکه در شمال ونک ناپدید می شود. دنباله شرقی آن ممکن است به گسله ی کوثر برسد.

گسله ی محمودیه مرز میان بلندیهای ارمنیه (تپه های محمودیه - الهیه - قیطریه - فرمانیه) در جنوب و فرو نشست اوین - تجریش - نیاوران در شمال را تشکیل داده و بسبب حرکت گسل محمودیه، فرونشست اوین - تجریش - نیاوران پدید آمده است. در درازای این گسل، آبرفت های A و Bn بر روی آبرفتهای C رانده شده است.

ح) گسل های شیان و کوثر

گسل های شیان و کوثر در شمال تهران پارس و شمال شیان و کاریز کوثر بصورت دیواره ی بارزی بر روی نگاره ی هوایی دیده می شوند. گسل شیان دارای راستای شرقی - غربی و درازای ۳ کیلومتر در شمال شیان و شمال شرقی شمس آباد مجیدیه قرار گرفته و ممکن است ادامه ی غربی گسل کوثر باشد. گسل کوثر گسله ای کمانی شکل و خمدار به درازای ۱۳ کیلومتر و راستای کلی شمال شرقی - جنوب غربی است. ادامه ی جنوب غربی آن در نزدیکی های جاده ی آبعلی (میان سرخه حصار و جاجرود) ناپدید می شود. بنظر می رسد شیب گسل های شیان و کوثر بسمت جنوب و جنوب غربی بوده و هر دو گسل از گونه فشاری باشند ولی تاکنون برشی از این گسل ها دیده نشده است. در راستای گسل های شیان و کوثر آبرفت های A و B بر روی آبرفت های C رانده شده اند. احتمال دارد ادامه شرقی گسل محمودیه به گسل کوثر برسد ولی بسبب پوشش خاک در قلعه سردار ارتباط آنها با یکدیگر روشن نیست.

ط) راندگی داودیه

راندگی داودیه به درازای دست کم ۳ کیلومتر و شاید ۵/۵ کیلومتر در شمال تپه‌های عباس آباد و جنوب فرو نشست داودیه قرار دارد و مرز میان این دو بخش فیزیوگرافیکی را تشکیل می‌دهد. شیب این گسل بسمت جنوب بوده و در راستای آن قسمت شمالی تپه‌های عباس آباد بر روی فرونشست داودیه رانده شده است.

ی) گسل فرعی تخت طاووس:

در بخش شرقی خیابان تخت طاووس در روی عکس هوائی گسله‌ای خم‌دار با راستای شرق شمال شرقی - غرب جنوب غربی و درازای ۱/۵ کیلومتر دیده می‌شود. به نظر می‌رسد شیب گسله بسمت شمال و ساز و کار آن راندگی باشد ولی برش زمین‌شناسی از آن دیده نشده است. در بخش شمالی این گسله آبرفته‌های Bn و در بخش جنوبی آن آبرفته‌های C قرار دارند.

در مرحله بعدی با استفاده از رابطه داناوان، بیشینه شتاب افقی در سایت مورد مطالعه به دست آمد. رابطه میرایی داناوان به صورت زیر می‌باشد:

$$a = \frac{10.80 e^{0.5M}}{(R + 25)^{1.32}}$$

در این رابطه M بزرگای زلزله ایجاد شده توسط گسل و R کمترین فاصله گسل تا سایت می‌باشد. در جدول شماره یک با استفاده از این رابطه مقدار بیشینه شتاب افقی ناشی از فعالیت لرزه‌ای هر گسل مشخص شده است. در جدول لرزه‌خیزی در ادامه این گزارش فواصل این سایت تا گسل‌های تهران نشان داده شده است و نقشه لرزه خیزی سایت در پیوسته‌ها نیز نمایانگر فاصله سایت مورد مطالعه با این گسل‌ها می‌باشد. با توجه به کاربری این ساختمان و ریسک لرزه‌ای بسیار زیاد شهر تهران، مطالعات دقیق لرزه‌خیزی جهت این سایت توصیه می‌شود.

فصل دوم: عملیات اکتشافی

۱-۲- مقدمه

در محل سایت مورد مطالعه، به منظور انجام بررسی‌های ژئوتکنیکی و شناسایی‌های سطح الارضی و تحت‌الارضی، نمونه‌گیری‌های لازم و آزمایشات صحرایی، اقدام به حفر گمانه شناسائی شد و جهت شناسایی و بدست آوردن مشخصات و شرایط ژئوتکنیکی خاک محل این ساختمان و تعیین نوع دقیق زمین زیر پی از نظر آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰)، جهت تایید قراردادن زمین در **گروه دو** با توجه به ارتفاع، تعداد طبقات سازه و عمق گودبرداری و زیر ساخت، برنامه مطالعات صحرایی به شرح زیر تهیه و اجرا گردیده است:

۱- حفر ۱ گمانه ماشینی به عمق ۳۳ متر.

۲- تشریح نظری خاک خارج شده از گمانه ها

۳- انجام آزمایشات صحرایی (SPT)

۴- مشخص کردن سطح آبهای زیرزمینی

۱-۲-۲- موقعیت چاه یا چاههای موجود در محل پروژه

در شکل ۱-۲ موقعیت چاه های فاضلاب موجود در محل احداث پروژه نشان داده شده است. لیکن جهت حصول اطمینان از عدم وجود انبار چاههای قدیمی ساختمان، توصیه می گردد تعدادی گمانه اکتشافی به عمق ۴ متر با نظر مهندس ناظر و مهندس مجری در محل احداث پروژه، حفر گردد.

۲-۲-۲- موقعیت سطح آب زیرزمینی در گمانه

با حفر یک گمانه ماشینی به عمق ۳۳ متر آب زیر زمینی مشاهده نگردید.

۲-۲-۳- آزمایش های صحرایی

در پروژه‌های معمول، آزمایشهای صحرایی مرسوم عبارتند از:

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (Standard Penetration Test)

- آزمایش دانسیته در جا (In Situ Density)

- آزمایش بارگذاری صفحه ای (Plate Load Test)

- آزمایش برش مستقیم در جا (In Situ Direct Shear Test)

یادداشت:

در این پروژه آزمایش دانسیته و SPT انجام گرفته است معذالک توضیحات زیر ضروری است.

الف) آزمایش تعیین دانسیته در جای خاک (In Situ Density Measurement)

با توجه به مشکلات ناشی از آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد در خاک های درشت دانه، آزمایش دانسیته در جا می تواند جایگزین آزمایش (S.P.T) گردد که این آزمایش از دو دید حائز اهمیت است:

- به کمک آن دانسیته نسبی خاک تعیین و تعداد ضربات (S.P.T) از روی آن مشخص می شود.

- مستقیماً از روی دانسیته نسبی می توان خصوصیات مکانیکی خاک را تعیین نمود.

با توضیحات فوق الذکر آزمایش دانسیته در محل و در عمق های مختلف از خاک انجام می گیرد. آزمایش های صحرایی انجام گرفته

در خاک، آزمایش دانسیته بر جا و درصد رطوبت می باشد. این آزمایش به ترتیب طبق استانداردهای ASTM D۲۲۱۶ و ASTM

D۱۵۵۶ انجام شده اند. نتایج حاصل در پیوست آمده است.

ب) آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (S.P.T)

آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (Standard Penetration Test) طی شماره ۸۴-۱۰۸۱-D توسط ASTM استاندارد گردیده است. در این آزمایش تعداد ضربات حاصل از سقوط وزنه ای ۶۴ کیلوگرمی از ارتفاع ۷۶ سانتی متری که باعث نفوذ ۳۰ سانتی متر از لوله ای به طول ۴۵، به قطر خارجی ۵ و قطر داخلی ۳/۸ سانتی متر می گردد ثبت می شود که نشانه میزان تراکم خاکهای درشت دانه یا یکنواختی خاکهای ریز دانه و چسبیده است. آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (SPT) به دلیل شرایط نامحسوس شده (Unconfined Situation) در گمانه های دستی معمولاً "تعداد ضربات پایین تری نسبت به آزمایش مشابه درون گمانه های ماشینی نشان می دهد. زیرا خاک از کناره ها امکان فرار دارند و تعداد ضربات کاهش می یابد، لذا باید اعداد مربوط اصلاح شوند تا مبنای مقایسه با تعداد ضربات (SPT) درون گمانه های ماشینی قرار گیرند.

از طرفی کلیه روابط بین (SPT) و خصوصیات خاک بر اساس تعریف (SPT) درون گمانه های ماشینی استوار است. مشکل دیگر (SPT) در خاک درشت دانه، مستقل از گمانه های دستی و ماشینی وجود قله سنگ درون خاک درشت دانه می باشد که باعث بالا رفتن ظاهری تعداد ضربات (SPT) می گردد. در گمانه های دستی معمولاً این آزمایش با استفاده از دستگاه (SPT) آلمانی سبک صورت می پذیرد. در این آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد تعداد ضربات حاصل از سقوط وزنه ای ۱۰ کیلوگرمی از ارتفاع ۵۰ سانتی متری که باعث نفوذ ۲۰ سانتی متر از میله ای به طول ۳۰، به قطر نوک ۳۵/۶ و قطر میله ۲/۲ سانتی متر می گردد ثبت شده است. کلیتون و همکاران (مرجع ۲۰) با در نظر گرفتن کار انجام شده در واحد حجم نفوذ، رابطه زیر را برای تبدیل ضربات سیستمهای مختلف تستهای نفوذ استاندارد بر اساس مشخصات وزن، ارتفاع سقوط، سطح مقطع سیستم نفوذ کننده و میزان نفوذ ارائه نموده اند:

$$H_e = \frac{Mgh}{la}$$

He : انرژی وزنه بر واحد حجم نفوذ ضربه

M : جرم انرژی که از ارتفاع استاندارد سقوط می کند

g : شتاب ثقل زمین

h : ارتفاع سقوط وزنه

L : طول نفوذ استاندارد برای ثبت تعداد ضربات (برای دستگاه نفوذ دستی استفاده شده ۱۰۰ میلیمتر می باشد).

a : سطح مقطع نوک نفوذ کننده

جدول شماره ۲-۴: مقادیر انرژی ضربه برای دستگاه نفوذ استاندارد دستی و دستگاه نفوذ استاندارد SPT

Reference	Hammer Mass (Kg)	Drop Height (mm)	Cone Diameter (mm)	Cone Area (cm ²)	Drive Length (mm)	Hammer Energy (J/mm ³ *10 ⁻⁴)
DIN ۴۰۹۴	۱۰	۵۰۰	۳۵,۶	۱۰	۱۰۰	۴,۹
ASTM D ۱۵۸۶	۶۳,۵	۷۵۰	۵۱	۲۰	۱۵۰	۱۵,۵

با مقایسه انرژی دستگاه نفوذ استاندارد دستی با انرژی دستگاه نفوذ استاندارد SPT می توان ضریب تبدیل تعداد ضربات دستگاه نفوذ استاندارد دستی (N_{SPTe}) را به تعداد ضربات معادل نفوذ استاندارد بر اساس رابطه ذیل محاسبه نمود:

$$\frac{N_{SPT} (ASTM)}{N_{SPT} (DIN)} = \frac{۱۵,۵}{۴,۹} = ۳,۱۶ \cong ۳,۲$$

که تعداد ضربات SPT آلمانی با استفاده از رابطه زیر قابل تبدیل به تعداد ضربات لازم جهت نفوذ ۳۰ سانتیمتر با SPT آمریکایی می باشد.

$$N (DIN) = ۳,۲ N (ASTM)$$

۳-۲- آزمایش های آزمایشگاهی

نمونه های اخذ شده از محل پروژه پس از بررسی های بیشتر و توصیف نظری، بصورت تفکیک شده به آزمایشگاه ارسال شد. جهت تکمیل مطالعات شناسایی مشخصات فنی خاک، بر روی نمونه های اخذ شده در آزمایشگاه، آزمایش های ذیل انجام گردید که نتایج آن در پیوست گزارش آمده است.

(ASTM D422-۹۰, ۴۲۱-۹۰, Grain Size Analysis)	الف) آزمایش های دانه بندی و هیدرومتری
(ASTM 4318-93, Atterberg Limits)	ب) آزمایش های تعیین حدود/تبرگر
(ASTM D2216, Water Content Determination)	ج) آزمایش تعیین درصد رطوبت طبیعی
(ASTM D293, Density Determination)	د) آزمایش تعیین دانسیته
(ASTM D854, Specific Gravity of Soil Solids)	ه) آزمایش تعیین وزن مخصوص توده ویژه خاک*
(ASTM D3080-90, Direct Shear Test)	و) آزمایش برش مستقیم

* این آزمایشات با صلاح دید کارفرما و برای پروژه های خاص انجام میپذیرد

۳-۲-۱: آزمایش هیدرومتری

هدف: دانه بندی مصالح زیر الک نمره ۲۰۰

در روش هیدرومتری نمونه ای از خاک در آب پخش و پراکنده می شود. در حالتی که در آب پخش می شوند یکی یکی رسوب می کنند. فرض می شود که دانه های خاک کروی شکل باشند. سرعت متوسط دانه ها به وسیله قانون استوکس بدست می آید. همانطور که ذرات خاک در آب پخش می شوند یک هیدرومتر در آب بصورت معلق قرار می گیرد که بوسیله آن وزن مخصوص خاک و آب معلق در یک عمق L تعیین میشود و با داشتن این عمق قطر ذراتی که سقوط می کنند بدست می آیند.

شرح آزمایش

۵۰ گرم خاک را به ۱۲۵ سی سی محلول ۴ درصد هگزا فسفات اضافه می کنیم و داخل همزن ریخته و مقداری آب به آن اضافه می کنیم و به مدت ۱۰ الی ۱۵ دقیقه خاک را با محلول هم می زنیم تا ذرات خاک کاملاً از هم جدا بشوند سپس محلول داخل همزن را داخل استوانه اصلی ریخته و حجم آنرا به ۱۰۰۰ سی سی می رسانیم. در داخل استوانه شاهد نیز ۱۲۵ سی سی محلول ۴ درصد هگزا

فسفات ریخته و حجم آنرا به ۱۰۰۰ سی سی می‌رسانیم. سپس در زمانهای دو برابر یعنی ۳۰ ثانیه ۱ دقیقه و تا ۹۶ ساعت نوک مینیسک را قرائت می‌کنیم و جدول مربوطه را رسم می‌کنیم.

۲-۳-۲: آزمایش تعیین حدود اتربرگ:

با افزایش رطوبت، در مرحله ای خاک از حالت نیمه جامد به حالت خمیری تبدیل می‌شود رطوبت در این مرحله، حدخمیری نامیده می‌شود با افزایش بیش از پیش رطوبت، مرحله ای می‌رسد که خاک به حالت مایع روان می‌گردد رطوبت این مرحله را حد روانی یا حد مایع می‌گویند وجود کانیهای رس در ریزدانه‌ها سبب جذب آب توسط آنها می‌گردد و باعث می‌شود خاک حالت خمیری و چسبندگی به خود بگیرد. هرچه در خاک، ریزدانه‌های آن جاذب آب بیشتری باشند، خاک چسبنده تر خواهد بود و این چسبندگی بیشتر سبب می‌شود تا اولا حد روانی افزایش یابد، چرا که خاک چسبنده دیرتر روان شده و برای روان شدن به رطوبت بیشتری نیاز دارد. ثانیاً سبب می‌شود حد خمیری کاهش پیدا کند زیرا خاک چسبنده استعداد خمیری شدن بیشتری را دارد و زودتر و بارطوبت کمتری به حالت خمیری در می‌آید. از مطالب فوق الذکر می‌توان نتیجه گرفت که هر چه فاصله بین حد خمیری و حد روانی بیشتر باشد خاک چسبنده تر و خمیری تر خواهد بود لذا این فاصله را نشانه خمیری گویند و با PI نمایش می‌دهند.

به عنوان یک تعریف کلی از حد خمیری می‌توان گفت:

حد خمیری، میزان رطوبتی است که به ازای آن فتیله‌ای به قطر $3.2mm$ که از خمیر خاک نمونه (باروش غلتاندن) ساخته می‌شود، ترک بخورد. حدخمیری پایین‌ترین میزان رطوبت مربوط به حالت خمیری خاک است. این آزمایش با غلتاندن تکه‌ای از خمیر خاک بر روی یک صفحه شیشه‌ای بوسیله دست انجام می‌شود.

شرح آزمایش:

تعیین حدروانی: برای انجام این آزمایش، لازم است که خاک شسته داشته باشیم. برای این منظور مقداری خاک از الک شماره ۴۰ درحالی که با آب شسته می‌شود عبور می‌دهیم (آب را تازمانی از آن عبور می‌دهیم که وقتی از خاک عبور می‌کند روشن دیده شود) در این آزمایش ما به $200gr$ خاک نیاز داریم و باید به صورت خشک باشد به همین منظور خاک که مرطوب است در اون به مدت ۲۴ ساعت می‌گذاریم. این آزمایش به دو صورت تریه خشک و خشک به تر انجام می‌شود که ما در این آزمایش به صورت خشک به تر انجام دادیم. $200gr$ خاک را بر روی شیشه یا میز آزمایشگاه می‌ریزیم و مقداری به آن آب اضافه می‌کنیم و با کاردک خاک را با آب خیس می‌کنیم. بعد دستگاه را تنظیم می‌کنیم به این صورت که بادامک را بالا برده و شیار زن را مماس با کف کاسه قرار داده و با پیچها دستگاه را تنظیم می‌کنیم. حال خاک را با کاردک تیغه ای وارد کاسه می‌کنیم به طوری که خاک در وسط کاسه ضخامت $15mm$ تا $20mm$ داشته باشد البته خاک باید کاملاً به کاسه چسبیده باشد. حال با کاردک شیار زن به طور عمود از بالا به سمت پایین می‌کشیم به نوعی خاک را نصف می‌کنیم. حال بوسیله دسته ضربات را وارد می‌کنیم. تعداد ضرباتی که خاک به دو نیم تقسیم شده را به اندازه $13mm$ به هم می‌رساند را یادداشت می‌کنیم. اگر تعداد ضربات بیشتر ۴۰ باشد آن را در نظر نمی‌گیریم. بعد از اینکه تعداد ضربات مربوط به هر مرحله را بدست آوردیم می‌بایست درصد رطوبت هر کدام را بدست آوریم به این منظور مقداری خاک از هر مرحله را در قوطی که قبلاً وزن خالی آن را اندازه گرفته بودیم وارد می‌کنیم. سپس وزن آنرا اندازه می‌گیریم و در اون می‌گذاریم و به همان روشهایی که درصد رطوبت را تعیین می‌کردیم رطوبت آنها را حساب می‌کنیم و نقاط به ازای تعداد ضربات و درصد رطوبت را مشخص می‌کنیم.

تعیین حدخمیری:

حدود ۲۰ گرم خاک یکی از مراحل بالا را برداشته و آن را به صورت گلوله در می آوریم و با دست به صورت فتيله در می آوریم تا قطر آن $3,2mm$ شود و ترک بخورد. آنگاه می بایست در صد رطوبت آن را بدست آوریم برای این کار آن را وارد قوطی می کنیم وزن آن را اندازه می گیریم سپس به مدت ۲۴۰ دقیقه در دمای ۱۱۰ درجه قرار می دهیم و پس از خشک شدن نمونه درصد رطوبت آن را محاسبه کرده و به عنوان حد خمیری معرفی می نماییم.

نتایج آزمایشات انجام شده، نمودارها و جداول به پیوست گزارش آمده است.

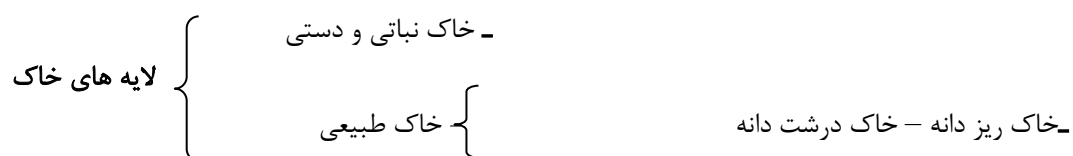
فصل سوم: تجزیه و تحلیل نتایج آزمایش های خاک

۳-۱- مقدمه

در اثر مطالعات انجام شده لایه های مختلف خاک شناسایی 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 آل شده کم نمود تا امکان محاسبات ظرفیت باری به کمک معادله تعیین ظرفیت باری به وجود آید. در این فصل به توصیف و طبقه بندی خاک، ارائه خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک و بررسی خصوصیات شیمیایی خاک در محل پروژه مورد مطالعه می پردازیم.

۳-۲- توصیف و طبقه بندی خاک

نمودار زیر وضعیت خاک را نشان می دهد:



نتایج حاصل از عملیات و آزمایشات انجام شده درمورد زمین محل سایت نشان داد که کلاً "می توان قشر خاک محل را تا عمق مورد کاوش عمده شامل ، **شن رس دار و ماسه رس دار** دانست. خاک فوق را می توان از نظر طبقه بندی یونیفاید Unified دارای کد **SC,GC** , دانست.

۳-۲-۱- خاک نباتی و دستی

این لایه به ضخامت حدود ۵۰ سانتی متر (از ابتدای گمانه آزمایشی) در محل احداث پروژه مورد شناسایی قرار گرفته که عمدتاً شامل خاک دستی و نباتی بوده و از نظر تراکم در رده سست قرار می گیرد. بدیهی است با توجه به جنس و سست بودن این مصالح می بایست از استقرار شالوده ها بر آن اکیداً خودداری نمود.

یادداشت :

با توجه به احتمال تغییر ضخامت لایه خاک دستی و تراکم پذیر در نقاط مختلف زمین، ممکن است ضخامت این لایه در محل های حفاری نشده با آنچه در محلهای حفاری شده مشاهده گردیده، متفاوت باشد. لذا لازم است پس از انجام عملیات گودبرداری مهندسین ناظر پروژه از قرارگیری پی بر روی خاک بکر اطمینان حاصل نمایند و یا مراتب کتبا به این مشاور اعلام گردد تا نسبت به انجام بازدید کارشناسی از محل و تعیین دقیق ضخامت این لایه اقدام گردد.

۳-۲-۲- خاک طبیعی

- خاک ریزدانه

خاک رسی: این لایه عمدتاً از جنس رس با خاصیت خمیری کم می باشد. نتایج آزمایشات صحرایی حاکی از متراکم بودن این خاک می باشد. رنگ خاک قهوه ای بوده و از نظر طبقه بندی متحد (USCS) عمدتاً در رده SC, CL قرار می گیرد.

۳-۳- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک

۳-۳-۱- خصوصیات فیزیکی خاک

از جمله پارامترهای فیزیکی خاک که میزان تراکم خاک را تعیین می کند دانسیته نسبی خاک (Dr) و تراکم نسبی خاک (R) می باشد که توسط روابط زیر تعیین می شود.

$$Dr = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}} \right] \times \left[\frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d} \right]$$

$$R = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\max)}} \times 100$$

در روابط فوق γ_d میزان دانسیته خشک خاک، $\gamma_{d(\max)}$ میزان دانسیته خشک حداکثر و $\gamma_{d(\min)}$ میزان دانسیته خشک حداقل خاک می باشد. با استفاده از میزان تراکم نسبی خاک (R) می توان تنها با تعیین $\gamma_{d(\max)}$ از طریق آزمایش تراکم و γ_d به وسیله آزمایش دانسیته در محل و رابطه زیر که توسط لی و سینگ (۱۹۷۱) ارائه شده است میزان دانسیته نسبی خاک را بدست آورد.

$$Dr = (R - 80) / 0.2$$

در جدول (۳-۱) میزان تراکم خاک بر اساس حدود دانسیته نسبی (Dr) طبقه بندی شده است.

جدول شماره ۱-۳: طبقه بندی خاک بر اساس حدود دانسیته نسبی

محدوده دانسیته نسبی Dr(%)	۳۵-۰	۷۰-۳۵	۸۵-۷۰	۱۰۰-۸۵
میزان تراکم خاک	شل (Loose)	متوسط (Medium)	متراکم (Dense)	بسیار متراکم (Very Dense)

پارامتر موثر دیگر در تعیین میزان تراکم خاک عدد حاصل از انجام آزمایش SPT می باشد. در جداول ۲-۳ و ۳-۳ طبقه بندی خاک بر اساس عدد SPT در خاکهای ریزدانه سیلت و رس و خاکهای ماسه ای و شنی ارائه می گردد. (مرجع شماره ۱۰).

جدول شماره ۲-۳: طبقه بندی خاک بر اساس عدد SPT در خاکهای ریز دانه سیلیت و رس

عدد حاصل از آزمایش SPT	۲-۰	۵-۲	۱۰-۵	۲۰-۱۰	۳۰-۲۰	بالتر از ۳۰
میزان تراکم خاک	بسیار سست	نرم	سفتی متوسط	سفت	خیلی سفت	سخت

جدول شماره ۳-۳: طبقه بندی خاک بر اساس عدد SPT در خاکهای ماسه ای و شنی

عدد حاصل از آزمایش SPT	۴-۰	۹-۵	۱۹-۱۰	۲۹-۲۰	۳۹-۳۰	۴۹-۴۰	بالتر از ۵۰
میزان تراکم خاک	فوق العاده سست	بسیار سست	سست	متوسط	متراکم	خیلی متراکم	کاملاً متراکم

یادداشت:

در گمانه های دستی میزان تراکم خاک بر اساس آزمایش دانسیته در محل و در گمانه های ماشینی میزان تراکم بر اساس آزمایش SPT مشخص می گردد.

بنابراین می توان با توجه به نتایج حاصل از آزمایش صحرایی ضربه و نفوذ استاندارد، به طور کلی از نظر تراکم نسبی Relative Density زمین محل سایت را در **رده خیلی متراکم Very Dense** قرار داد.

با توجه به موارد بالا و اصلاحات انجام پذیرفته برای تبدیل نتایج SPT دستی به استاندارد و همچنین روش های آماری تجزیه و تحلیل داده های حاصل از آزمایشات صحرایی ژئوتکنیکی و نیز برای حصول ضریب اطمینان مناسب مقدار میانگین مقدار عدد SPT معرف رفتار خاک را در سایت برابر $N > 50$ در نظر می گیریم .

خصوصیات فیزیکی خاک در جدول (۳-۴) آورده شده است.

جدول شماره ۳-۴: خصوصیات خاک درشت دانه محل

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	دانسیته طبیعی خاک (γ_w)	گرم بر سانتی متر مکعب	۱,۷۴-۱,۹۲
۲	درصد رطوبت (W)	درصد	۳.۸-۱۶,۳
۳	دانسیته نسبی خاک (Dr)	درصد	۸۵-۱۰۰
۴	حد مایع (L.L)	درصد	۲۴-۳۴
۵	نشانه خمیری (P.I)	درصد	۹-۱۶
۶	ضریب نفوذپذیری خاک (K)	سانتی متر بر ثانیه	۱۰ ^{-۴} - ۱۰ ^{-۳}
۷	تعداد ضربات SPT معرف رفتار خاک	ضربه	N>۵۰

۳-۲-۳- خصوصیات مکانیکی خاک

۳-۲-۳-۱- پارامترهای سختی خاک

پارامترهای سختی خاک برای قشرهای موجود در محل از طریق آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی قابل اندازه گیری می باشد. یکی از بهترین راه ها برای تعیین پارامترهای سختی خاک استفاده از روابط تجربی بین نتایج آزمایش SPT و پارامترهای سختی از جمله مدول عکس العمل بستر و مدول الاستیسیته می باشد. روابط زیادی در کتب مکانیک خاک توسط محققین مختلف در این خصوص ارائه شده است که به تعدادی از آنها اشاره می شود.

$$E_s = 6(N_{60} + 6) \quad N_{60} < 15$$

$$E_s = 6(N_{60} + 6) + 20 \quad N_{60} > 15$$

Bowels

$$E_s = 12(N_{60} + 6)$$

$$E_s = 22.22(N_{60})^{0.888}$$

Wrench & Nowatzki

$$E_s = 7.66N_{60}$$

با استفاده از این روابط و عدد SPT که در این پروژه $N > 50$ باشد، و همچنین انجام آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی محدوده حاصل برای مدول عکس الاستیسیته و مدول عکس العمل بستر به شرح زیر می باشد:

جدول شماره ۳-۵: پارامترهای سختی خاک محل پروژه

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	مدول عکس العمل بستر (K_s) برای $B=2$, $L/B=10$	(kg/cm ³)	۲,۰۷
۲	مدول الاستیسیته (E)	(kg/cm ²)	۳۶۰-۵۶۵
۳	ضریب پواسون (ν)	—	۰,۳۵

۳-۲-۳-۲- پارامترهای مقاومتی خاک

این پارامترها شامل زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی می باشد که از دو طریق زیر تحت آزمایش قرار می گیرد:

- روشهای صحرایی
- روشهای آزمایشگاهی

روشهای صحرایی معمولاً آزمایش برش مستقیم در جا و روش آزمایشگاهی آزمایش برش مستقیم با ابعاد بزرگ و سه محوری با قطر بالا می باشد. از طرفی در پروژه ساختمانهای معمولی آزمایش برش مستقیم در جا به دلیل هزینه زیاد انجام نمی گیرد. در این پروژه از آزمایش برش مستقیم با ابعاد کوچک بر روی نمونه های بازسازی شده استفاده گردیده است.

جدول شماره ۳-۶: پارامترهای مقاومتی خاک محل پروژه

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	چسبندگی (C)	(kg/cm^2)	۰,۱۲-۰,۱۳
۲	زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)	(deg)	۲۷-۲۹

فصل چهارم: پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی

۱-۴- مقدمه

با توجه به تنوع خاک زیر پی لذا پارامترهای لازم برای تعیین ظرفیت باربری، نشست پی و دیگر پارامترهای ژئوتکنیکی با استفاده از متوسط نتایج آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی و نیز قضاوت مهندسی در جدول ۱-۴ آورده شده است.

جدول شماره ۱-۴: خصوصیات مکانیکی استفاده شده در طراحی

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	چسبندگی (C)	(kg/cm^2)	۰,۱۲
۲	زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)	(deg)	۲۷
۳	ضریب پواسون (ν)	—	۰,۳۵
۴	مدول الاستیسیته (E)	(kg/cm^2)	۳۶۰
۵	مدول عکس العمل بستر (K_s) برای $L/B=10, B=2$	(kg/cm^3)	۲,۰۷

پارامترهای ذکر شده در جدول فوق برای طراحی سازه های دائمی قابل استفاده می باشد. برای محاسبه سازه هایی که حداکثر ظرف مدت شش ماه در شرایط آب و هوایی عادی پس از گود برداری نصب و جمع آوری می گردد (سازه های موقت)، نظیر سازه نگهبان گود و همچنین برای محاسبه عمق و شیب پایدار گود برداری، منطقی است از پارامترهای مقاومتی ذکر شده در جدول ۲-۴ استفاده شود.

جدول شماره ۲-۴: خصوصیات مقاومتی استفاده شده در طراحی سازه های موقت

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	چسبندگی (C)	(kg/cm^2)	۰,۱۲
۲	زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)	(deg)	۲۷

۲-۴- ظرفیت باربری شالوده

در تعیین ظرفیت باربری دو عامل نشست (Settlement) و گسیختگی برشی (Shear Failure) توأم مورد بررسی قرار گرفته اند. هر کدام از عوامل که ظرفیت باربری کمتری ارائه نماید به عنوان ظرفیت باربری پی در نظر گرفته می شود.

جهت تعیین و محاسبه ظرفیت باربری مجاز خاک طبیعی محل برای اجرای پی های سطحی، عوامل گسیختگی برشی خاک (Shear Failure) و نشست (Settlement) شالوده متعادل مورد بررسی قرار گرفته اند.

در این محاسبات گسیختگی برشی بر اساس رابطه (Meyerhof) زیر محاسبه شده است:

$$q_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} F_{\gamma g} F_{\gamma b} + C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} F_{cg} F_{cb} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} F_{qg} F_{qb}$$

که در آن داریم :

γ : وزن مخصوص خاک زیر تراز پی

B : عرض پی

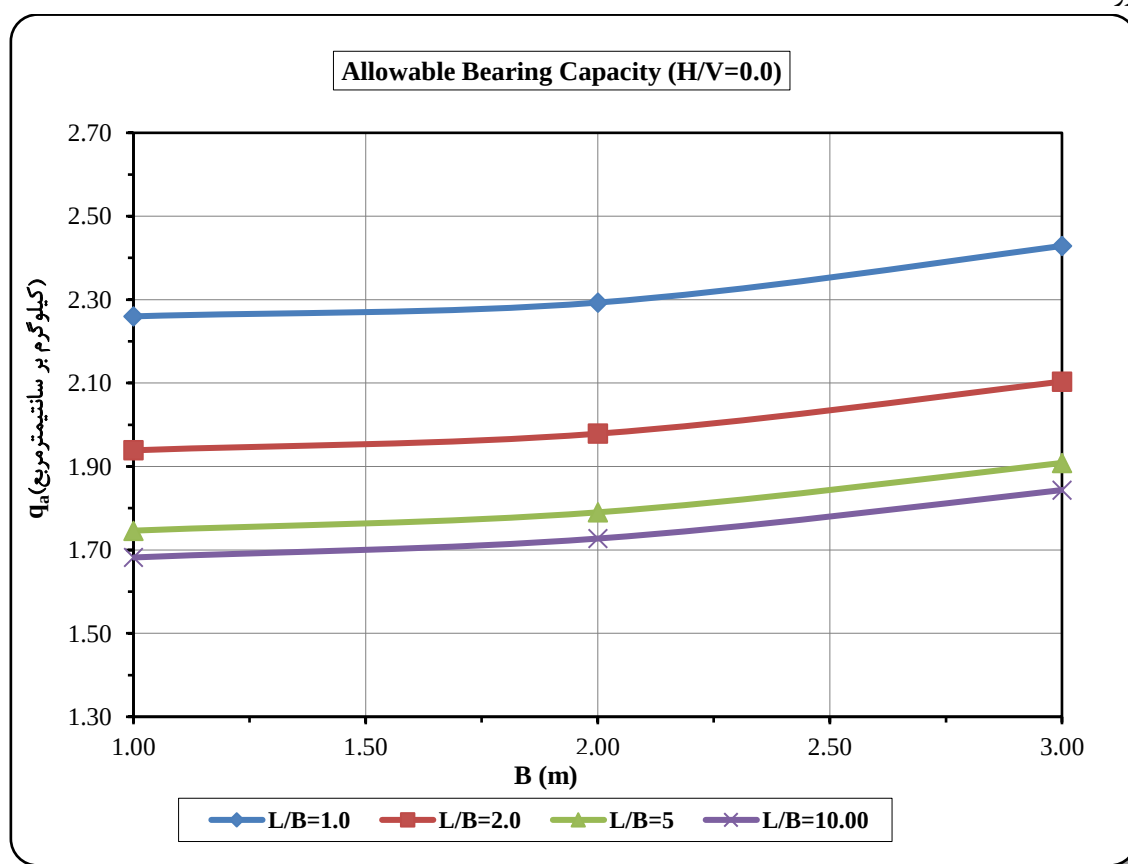
N_γ و N_q و N_c ضرایب ظرفیت باربری

F_s و F_d و F_i و F_g و F_b ضرایب شکل و عمق و شیب بار و شیب زمین و شیب کف پی

C : چسبندگی خاک

ضرایب ارائه شده توسط هانسن در مرجع شماره ۳ (Bowles) ذکر شده است.

بر این اساس منحنی تغییرات مقاومت مجاز خاک برای مقادیر D_f برابر ۱ و ۱/۵۰ متر پی های نواری و مربعی به ترتیب در اشکال ۴-۱ و ۴-۲ آورده شده است.



شکل ۴-۱- منحنی تغییرات ظرفیت باربری پی نواری و منفرد نسبت به عرض پی

در محاسبات انجام شده نکات زیر در نظر گرفته شده است :

نکته ۱ : منظور از پی نواری آن پی می باشد که در رابطه $(L/B) > 5$ صدق نماید. L طول پی و B عرض آن بر حسب متر می باشد .

نکته ۲ : با توجه به وضعیت اجرای پی در ایران که معمولاً تا عمق کف پی حفاری می گردد و سپس پی را قالب بندی می کنند و اطراف آن را با خاک غیر متراکم پر می نمایند، از اینرو مقدار (γ) معادل 1.74 gr/cm^3 در نظر گرفته شده است.

نکته ۳ : در محاسبه ظرفیت باربری انواع پی (مربعی، نواری و گسترده) نشست پی الاستیک می باشد و میزان نشست مجاز برای پی های مربعی و نواری به ۲/۵ سانتیمتر و برای پی های گسترده به ۵ سانتیمتر محدود می گردد و مقدار نشست متفاوت پی ها به میزان ۷۵٪ میزان نشست کل محدود می گردد.

در صورت وجود بار مایل ضرایب F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ که معرف ضرایب مربوط به شیب بار وارده به پی بوده، باید طبق روابط زیر (روابط هانسن) محاسبه در فرمول ظرفیت باربری لحاظ شوند. این ضرایب به شکل زیر تعریف می‌شوند:

$$F_{ci} = F_{qi} - \frac{(1 - F_{qi})}{(N_q - 1)}$$

$$A_f = B' \times L'$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f C \cot \phi}\right)^5$$

$$B' = B - 2e_x$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f C \cot \phi}\right)^5$$

$$L' = L - 2e_y$$

در این روابط H , V به ترتیب نیروهای افقی و قائم وارد بر پی، e_x و e_y به ترتیب خروج از مرکزیت پی در دو جهت x و y و A_f سطح موثر پی است.

۴-۲-۱- مدول عکس العمل بستر (Subgrade Reaction)

با توجه به رابطه $q/s = K_s$ می‌توان مقدار K_s را برای انواع پی بدست آورد. که در آن:

q : ظرفیت باربری بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع

s : نشست زیر پی بر حسب سانتی متر

K_s : مدول عکس العمل بستر بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مکعب

روش معمول جهت تعیین ضریب واکنش بستر قائم پی‌های سطحی استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه (Plate Loading Test) در محل است که مقدار K_s برای صفحه‌ای به قطر ۳۰ سانتیمتر محاسبه می‌کنند. مقدار K_s برای شالوده‌ای با ابعاد دلخواه را می‌توان با استفاده از روابط زیر بدست آورد:

$$K_{B \times B} = K_{30} \times [(B + 0.3)/2B]^2 \quad (KN/m^3)$$

$$K_{B \times L} = K_{B \times B} \times [(1 + B/L)/1.5] \quad (KN/m^3)$$

B : عرض پی (m)

در صورتی که بخواهیم بدون استفاده از نتایج بارگذاری صفحه، ضریب عکس العمل بستر را تخمین بزنیم، باید از روابط تقریبی مدول الاستیسیته استفاده کنیم.

در نهایت با توجه به رابطه $q/s = K_s$ مقدار ضریب واکنش بستر K_s در شرایط پروژه حاضر در جدول ۴-۲ آورده شده است. همچنین با استفاده از روابط تقریبی ارائه شده توسط باولز (Bowles) می‌توان مقدار K_s را با استفاده از ظرفیت باربری مجاز بدست آورد.

$$K_s = 1.2 qa \quad (نواری و منفرد) \quad (Kg/cm^3)$$

$$K_s = 0.6 qa \quad (گسترده) \quad (Kg/cm^3)$$

qa : ظرفیت باربری (kg/cm²)

۴-۲-۲- ظرفیت باربری پی گسترده

با توجه به عرض پی گسترده عملاً "گسیختگی برشی نقشی در ظرفیت باربری ندارد و تنها نشست بر آن حاکم است که نتایج آن در بخش ۴-۳-۱ آورده شده است.

۴-۳- محاسبات نشست شالوده

۴-۳-۱- نشست آنی

نشست های آنی عمدتاً ناشی از تغییر شکل های ارتجاعی لایه های خاک می باشد که عمدتاً در حین اجرا یا در مدت زمان نسبتاً کوتاهی پس از تکمیل عملیات اجرایی به وقوع خواهد پیوست. در محاسبه نشست ها از رابطه زیر استفاده می گردد که فرم ساده شده این رابطه به صورت زیر می باشد:

$$S = Bq_0 / E_s (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

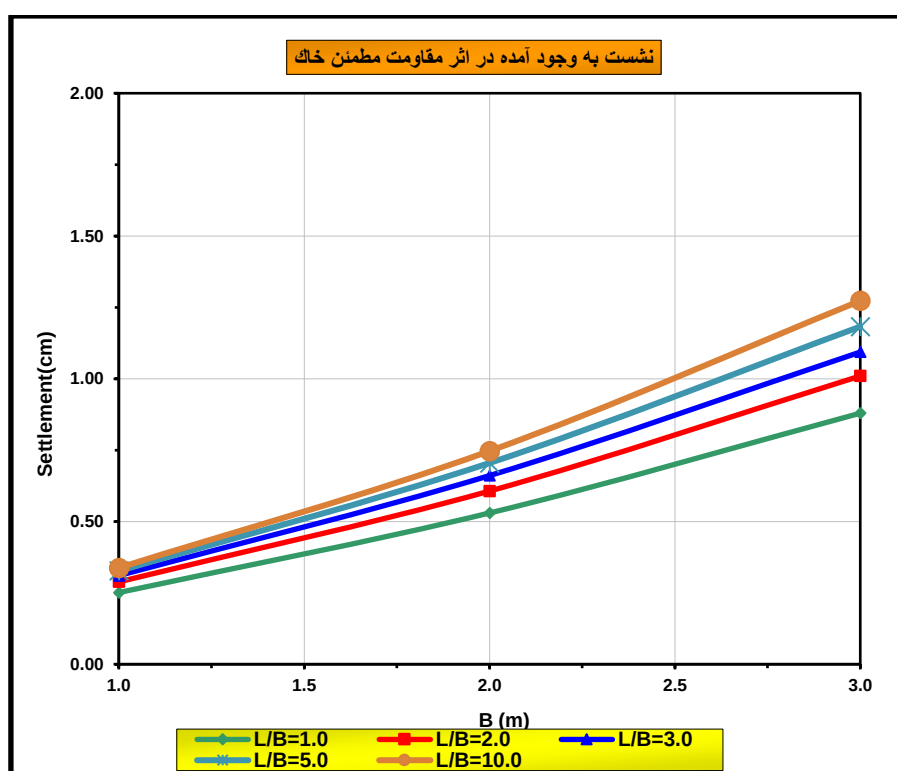
E_s و μ_s : به ترتیب ضریب الاستیک و پواسون خاک زیر پی

α_r و α_{av} : به ترتیب ضریب نشست الاستیک پی های صلب و انعطاف پذیر

q_n : بار وارده بر پی

B : عرض پی می باشد.

نشست آنی (cm)						
B(m)	L/B=۱	L/B=۲	L/B=۳	L/B=۴	L/B=۵	L/B=۱۰
۱,۰	۰,۲۵	۰,۲۹	۰,۳۱	۰,۳۲	۰,۳۳	۰,۳۴
۲,۰	۰,۵۳	۰,۶۱	۰,۶۶	۰,۷۰	۰,۷۰	۰,۷۵
۳,۰	۰,۸۸	۱,۰۱	۱,۰۹	۱,۱۴	۱,۱۸	۱,۲۷



منحنی نشست پی های نواری و منفرد برای عرضهای مختلف پی به ترتیب در اشکال ۴-۱ و ۴-۲ نشان داده شده است.

۴-۳-۱-۱- نشست آنی پی گسترده

با توجه به عرض پی گسترده عملاً "گسیختگی برشی نقشی در ظرفیت باربری ندارد و تنها نشست بر آن حاکم است لذا با توجه به رابطه ای که قبلاً هم ذکر شد، داریم:

$$S = Bq_0 / E_s(1-\mu_s^2) \alpha_r$$

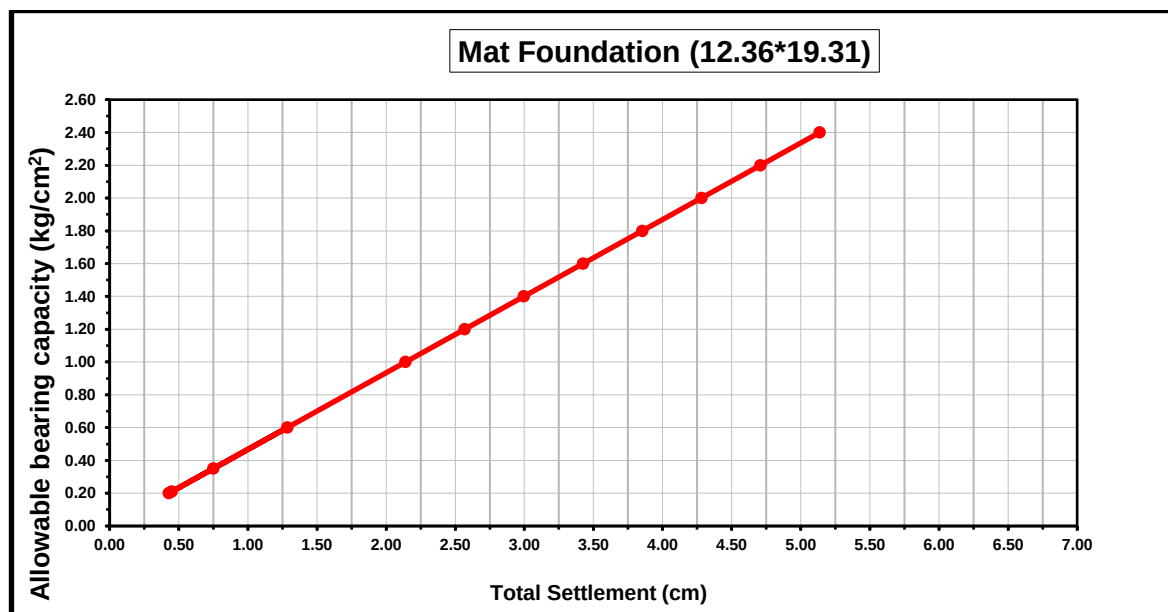
B : عرض پی

E_s و μ_s : به ترتیب ضریب الاستیک و پواسون خاک زیر پی

α_r و α_{av} : به ترتیب ضریب نشست الاستیک پی های صلب و انعطاف پذیر

رابطه فوق برای نشست آنی از انتگرال گیری کرنش های بوجود آمده در خاک از عمق صفر تا بینهایت حاصل شده است. اگر بستر سنگی در عمق محدودی از سطح زمین قرار داشته باشد میتوان انتظار داشت که نشست آنی واقعی شالوده کمتر از مقدار محاسبه شده از روابط فوق باشد. ولی اگر عمق بزرگتر از حدود ۳m باشد نشست واقعی بطور قابل ملاحظه ای تغییر نخواهد کرد. همچنین توجه شود که هر چه D_f عمیق تر باشد نشست الاستیک کل کوچکتر خواهد بود. در شکل ۴-۵ منحنی تغییرات بار-نشست جهت پی گسترده به ابعاد ۱۹,۳۱*۱۲,۳۶ متر نمایش داده شده است. مطابق دیاگرام ۴-۵ ظرفیت باربری مجاز پی گسترده با محدود کردن نشست آنی به میزان ۲ اینچ ۲,۳۲ کیلوگرم بر سانتی متر مربع خواهد بود.

نشست آنی (cm)	q (kg/cm ²)
۰,۴۳	۰,۲۰
۰,۷۵	۰,۳۵
۱,۲۸	۰,۶۰
۰,۴۵	۰,۲۱
۲,۱۴	۱,۰۰
۲,۵۷	۱,۲۰
۳,۰۰	۱,۴۰
۳,۴۲	۱,۶۰
۳,۸۵	۱,۸۰
۴,۲۸	۲,۰۰
۴,۷۱	۲,۲۰
۵,۱۴	۲,۴۰



شکل ۴-۵- منحنی بار-نشست جهت پی گسترده به ابعاد ۱۹,۳۱*۱۲,۳۶

۴-۴- تنش مجاز شالوده ها

نتایج حاصل از محاسبات ظرفیت باربری مجاز پی در حالات مختلف در جدول ۴-۲ آورده شده است.

نوع پی	L / B	حداقل عمق پی (m)	عرض پی (m)	ظرفیت باربری مجاز پی (kg/cm ²)	*مدول واکنش بستر (kg/cm ³)
منفرد	۱	۱	۱	۲,۲۶	۲,۷۱
			۲	۲,۲۹	۲,۷۵
			۳	۲,۴۳	۲,۹۱
نواری	۱۰	۱	۱	۱,۶۸	۲,۰۲
			۲	۱,۷۳	۲,۰۷
			۳	۱,۸۴	۲,۲۱
نواری	۵	۱	۱	۱,۷۵	۲,۱۰
			۲	۱,۷۹	۲,۱۵
			۳	۱,۹۱	۲,۲۹
نواری	۲	۱	۱	۱,۹۴	۲,۳۳
			۲	۱,۹۸	۲,۳۷
			۳	۲,۱۰	۲,۵۲
گسترده	۱,۵۶	۱	۱۲,۳۶	۲,۳۲	۱,۳۹

جدول شماره ۴-۲: ظرفیت باربری مجاز پی (q_a) و مدول واکنش * مقادیر ارائه شده مدول واکنش بستر برای عمق زیرفونداسیون می باشد.

یادداشت:

منظور از عمق پی، اختلاف ارتفاع بین تراز زیر پی تا تراز روی کفسازی می باشد.

برای طراحی پی نواری دو طرفه (شبکه ای) با توجه به اینکه افزایش تنش ناشی از پی در عمق $1/5B$ (B عرض پی) قابل اغماض می باشد لذا در صورتیکه موقعیت قرارگیری پی ها به نحوی باشد که تا عمق $1/5B$ محدوده توزیع تنش زیر پی در یکدیگر تداخل ننماید ظرفیت باربری و روابط داده شده برای پی های نواری قابل استفاده بوده و در غیر این صورت می بایست از ظرفیت باربری مجاز ارائه شده برای پی گسترده استفاده نمود.

۴-۵- فشارهای جانبی خاک

با توجه به روابط ارائه شده توسط رانکین ضرایب فشار مقاوم، محرک و حالت سکون خاک طبیعی را می توان در شرایط مختلف به شرح زیر در نظر گرفت:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

$$1 - \sin \varphi$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$1 + \sin \varphi$$

$$1 + \sin \varphi$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$1 - \sin \varphi$$

در صورت وجود سطح شیب‌دار در بالای دیوار حایل، وجود سربارهای مختلف، سطح داخلی شیب‌دار دیوار و ... می‌توان برای محاسبه ضرایب فوق از روابط موهر-کولمب استفاده نمود:

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

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

در روابط فوق:

β : زاویه وجه پشتی دیوار حایل با قائم

α : زاویه سطح دیوار با افق

δ : زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار

در طراحی دیوارهای حائل، مقدار δ بین $\phi/2$ تا $2/3\phi$ انتخاب می‌شود.

از روابط ارائه شده توسط مونوبه - اوکا برای محاسبه فشار محرک و مقاوم خاک در هنگام زلزله می‌توان استفاده نمود:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta')}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta' \cdot \cos(\delta + \beta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \alpha - \theta')}{\cos(\delta + \beta + \theta') \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta')}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta' \cdot \cos(\delta + \beta + \theta') \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \alpha - \theta')}{\cos(\delta - \beta + \theta') \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

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

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

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

در روابط فوق:

a_h : مولفه افقی شتاب زلزله (در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برابر $0.2g$ می باشد).

a_v : مولفه قائم شتاب زلزله (در محاسبات معمولاً برابر صفر در نظر گرفته می شود).

g : شتاب ثقل

با توجه به روابط بالا و با فرض ($\beta = \alpha = 0$) مقادیر ضرایب جهت طراحی دیوار حائل در حالت‌های عادی و زلزله با ضریب δ متفاوت مطابق جدول ۳-۴ بدست می آید:

نوع رفتار خاک	ϕ	δ	شرایط عادی (K)	شرایط زلزله (K_e)
سکون (K)	۲۹	-	۰,۵۲	-
فشار محرک (K_a)	۲۹	۰	۰,۳۵	۰,۴۹
		۱۵	۰,۳۱	۰,۴۷
فشار مقاوم (K_p) ($S_F=2,0$)	۲۹	۰	۱,۴۴	۱,۲۶
		۱۹	۲,۳۲	۱,۹۲

جدول ۴-۳- مقادیر ضرایب فشاری جانبی خاک در حالت‌های مختلف

یادداشت: در شرایط استفاده از تاوله کف (Base Slab) یا مهاریه خاک و یا پشت بند افقی (Strut) برای مهار دیوارها بایستی فشارهای وارد بر دیوار براساس ضریب فشار خاک در حالت سکون K_0 محاسبه گردند.

مولفه استاتیکی P_a در $H/3$ از پای دیوار اثر کرده و نقطه اثر اضافه فشار زلزله در حدود $0,6\Box$ از پای دیوار خواهد بود. در این صورت نیروی کل در ارتفاعی معادل h_{ae} از پای دیوار اثر می کند.

$$h_{ae} = \frac{(0.6H).(\Delta P_{ae}) + (H/3).(P_a)}{P_{ae}}$$

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae}$$

۴-۵- نوع زمین برای محاسبات زلزله

هدف از ارزیابی خطر زلزله این است که پیش بینی های لازم در مورد مقاومت سازه به عمل آید به طوریکه سازه در برابر زلزله های شدید احتمالی آینده ، صدمه ساختمانی اندکی ببیند . پارامترهای مهم برای طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله ، از قبیل بیشترین شتاب افقی زمین ، سرعت ، حرکت و میزان جابجایی زمین ، فرکانس امواج زلزله و مدت زمان نوسانات باید از طریق بررسی های دقیق زمین شناسی و مکانیک خاک مورد ارزیابی قرار گیرد . آنچه که مبنای بررسی ها قرار می گیرد تعیین بیشترین شتاب حرکت افقی زمین است که بر اساس روشهای تحلیلی و تجربی برای محل سازه بر آورد می شود . بر مبنای داده های لرزه زمین ساختی ، ویژگیهای گسل های ناحیه ، زمین لرزه های روی داده و توان لرزه زایی گسلها می توان برآورد تحلیلی از شتاب حرکت افقی زمین به عمل آورد . معمولاً در طراحی ساختمانهای متعارف از مقررات آیین نامه های موجود استفاده می شود . و بدین ترتیب دقت مورد نیاز رعایت می گردد. باید توجه داشت که آیین نامه های ساختمانی ، صورت ساده شده ای از معیارهای محاسبه نیروی وارد بر سازه را ارائه می دهد که توان پایداری مورد نیاز سازه را می توان بر اساس آن محاسبه نمود .

در آیین نامه ۲۸۰۰ شتاب مبنای طرح نسبت به شتاب ثقل (g) به ۴ دسته برای مناطق مختلف کشور تقسیم شده اند.

منطقه	شتاب ثقل (g)
منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد	۰,۳۵ $\Box$
منطقه با خطر نسبی زیاد	۰,۳۰ $\Box$
منطقه با خطر نسبی متوسط	۰,۲۵ $\Box$
منطقه با خطر نسبی پایین	۰,۲۰ $\Box$

بر اساس ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ، تهران در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد که شتاب مبنای طرح در چنین منطقه ای $a = 0,35g$ توصیه گردیده است .

فصل پنجم : توصیه های فنی

۱-۵- مقدمه

بر اساس بازدیدهای محلی و نیز نتایج حاصل از آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی و همچنین موقعیت محل پروژه توصیه ها و پیشنهاداتی در خصوص مسائل ژئوتکنیکی پروژه ارائه می شود.

۲-۵- پیشنهاد مربوط به نوع خاک و ضریب افقی شتاب زلزله

ساختمان مذکور در منطقه با خطر بالا از نقطه نظر زلزله قرار دارد و ضرایب افقی شتاب زلزله بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ معادل ۰/۳۵ شتاب ثقل (g) می باشد . در خصوص زمین ساختگاه منطقه مورد مطالعه توصیه می شود از مشخصات داده شده برای زمین گروه II در آیین نامه فوق استفاده گردد.

یادداشت :

با توجه به احتمال تغییرات جنس و ضخامت لایه های خاک بخصوص ضخامت خاک دستی و تراکم پذیر در نقاط مختلف زمین، ممکن است جنس و ضخامت خاک در محل های حفاری نشده با آنچه در محلهای حفاری شده مشاهده گردیده، متفاوت باشد. همچنین عدم شناسایی دقیق موقعیت چاه های فاضلاب و قنوات احتمالی موجود در محل احداث پروژه می تواند بسیار مخاطره آمیز گردد. لذا لازم است بمنظور جلوگیری از هرگونه حادثه، مهندسین ناظر پروژه پس از انجام عملیات گودبرداری نهایی از رعایت موارد فوق و قرار گیری پی بر روی خاک بکر اطمینان حاصل نمایند و یا مراتب کتبا به این مشاور اعلام گردد تا نسبت به انجام بازدید کارشناسی از محل و انجام آزمایشهای تکمیلی و احتمالاً تجدید نظر در پارامترهای خاک، و نیز شناسایی چاه ها و قنوات احتمالی موجود در محل اقدام گردد.

بدیهی است در غیر اینصورت هیچگونه مسئولیتی بر عهده این مشاور نمی باشد.

۳-۵- نوع شالوده

اگر شدت بارهای ستون ها زیاد باشد به طوریکه ابعاد پی های منفرد زیاد شده و به هم نزدیک شود استفاده از پی های نواری در امتداد ستون ها 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 گیرند، استفاده از پی های گسترده (Mat Foundation) به جای پی های نواری از دو جهت مناسبتر است.

در پروژه فوق با توجه به شرایط خاک و احتمال نشست های آتی توصیه می شود پی بصورت گسترده طراحی و اجرا شود.

یادداشت :

- قبل از بتن ریزی پی ، کف آن با بتن لاغر یا مگر پوشانده شود .

- شیب بندی اطراف پی طوری باشد که از جمع شدن آب زیر پی جلوگیری شود .

- پی ها می بایستی در عمق حداقل یک متری از سطح نهایی زمین مجاور بر روی خاک طبیعی و یا خاکریز مهندسی واقع شوند. به عبارت دیگر مقدار عمق پی (" Foundation Depth " D) برابر یکصد سانتیمتر در نظر گرفته شود .

در اجرای شالوده ها می بایست کلیه اصول فنی از جمله اجرای صحیح درزهای اتصال سازه ای، مسطح بودن تراز پی در هنگام بتن ریزی، رعایت پوشش لازم بتنی و سایر موارد رعایت شود. از قرار دادن پی بر روی خاک دستی و نباتی اکیدا خودداری شود.

۴-۵- عمق یخبندان

عمق یخبندان در هر پروژه با توجه به موقعیت جغرافیایی و شرایط ژئوتکنیکی آن متفاوت می باشد. با توجه به شرایط آب و هوایی منطقه مورد مطالعه این عمق حداقل ۱۰۰ سانتی متر در نظر گرفته شود.

۵-۵- بهسازی زمین

خاکهای مشکل ساز شامل خاکهای رمبنده (مانند رس)، لجن، نهشته های آواری انباشته شده، پس ماندهای معدنی، خاکهای متورم شونده، رس های واگرا، رسهای حساس و یا خاکهای ماسه ای مستعد روانگرایی هستند.

۵-۶- عمق استقرار پی ها

عمق مناسب برای استقرار پی ها می بایستی با توجه به عمق یخبندان (بخش ۴-۵)، ارتفاع خاک دستی و نباتی (بخش ۳-۲-۱)، و مشخصات معماری و سازه پروژه تعیین شود. از آنجا که ارتفاع خاک سست و نباتی ممکن است در محل احداث پروژه متفاوت باشد لذا می بایستی بعد از عملیات گودبرداری مراتب کتب به مشاور اعلام گردد تا در صورت عدم تطابق خاک موجود در محل با گمانه حفاری شده نسبت به تعیین دقیق عمق استقرار پی تصمیم گیری شود.

۷-۵- پیشنهادهای مربوط به گودبرداری

با توجه به آنکه در هنگام بررسی ژئوتکنیک گودبرداری صورت نگرفته است و از آنجا که با توجه به تاثیر عوامل جوی و هوازگی که باعث کاهش ضریب چسبندگی خاک می شود احتمال وقوع لغزش های موضعی و ریزش های ناگهانی در بریدگی ها می رود، لذا توصیه می شود با توجه به ابعاد و مساحت زمین، محیط پیرامون گود، حجم گودبرداری و ... قبل از اجرای گودبرداری نسبت به طراحی و اجرای سازه نگهبان موقت اقدام گردد. برخی از این روشها، مزایا و معایب آن در جدول زیر آورده شده است:

جدول ۵-۱ - برخی از روشهای محافظت موقت از گودبرداری، مزایا و معایب آن

ردیف	نام روش	برخی از مزایا روش	برخی از معایب روش
۱	شمع بندی (اجرای شمع درجاریز در پیرامون گود)	مشخصات خاک پس از تزریق بتن درون چاهکها بهبود می یابد. سازه نگهبان در داخل گود جاگیر نیست و از خاک موجود برای مهار گود استفاده می شود.	بدلیل استفاده از بدنه خاک مجاور دیواره گود، در مواردی که خاک مجاور در زیر ساختمان و یا در حریم تاسیسات شهری باشد از این روش نمی توان استفاده کرد و یا استفاده از آن با محدودیت همراه است. به زمان زیاد و دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می باشد. تغییر شکل زیادی دارد.
۲	دوخت به پشت	بدلیل شباهت با روش ۱ مزایا و معایب روش فوق را نیز دارا می باشد.	
۳	روش دیواره دیافراگمی (اجرای دیوار بتنی قبل از گودبرداری در پیرامون گود)	سرعت و درجه ایمنی کار بالایی را دارا می باشد. برای حفاریها و گودبرداری با طول زیاد مناسب می باشد. دیوار دیافراگمی هم به عنوان سازه نگهبان گود رفتار می کند و هم در حین بهره برداری به عنوان دیوار حائل استفاده می شود.	در احجام کم هزینه اجرای کار بسیار زیاد است. دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می باشد. از نظر فضای دو طرف دیواره محدودیت داشته باشد کار ناممکن و یا به سختی انجام می شود.
۴	پشت بند افقی یا مهار متقابل (اجرای خربای متقابل در عرض گود)	در گود برداری ها با عرض کم مناسب می باشد. سرعت زیاد و هزینه کمی اجرای این روش دارد.	در عرضهای زیاد گود (بیش از ۱۰ متر) در اجرا استفاده از این روش مشکلاتی را بوجود می آورد.
۵	شمعکوبی (اجرای شمع پیش ساخته در پیرامون گود)	سرعت بالا، در احجام زیاد هزینه عملیات کاهش می یابد و در گودهای با عمق تا حدود ۵ متر، معمولاً اقتصادی می باشد. شمعهای پیش ساخته را پس از جمع آوری می توان دوباره در پروژه دیگر استفاده نمود.	در پروژه های شهری به دلیل مشکلات شمعکوبی، نمی توان از شمعهای پیش ساخته استفاده کرد. فقط باید از شمعهای درجا استفاده نمود. در صورتی که ارتفاع گودبرداری زیاد باشد، هم باید فواصل شمعها از هم کم شود و از مقاطع سازه ای قوی تری استفاده شود.
۶	سپر کوبی	سرعت و درجه ایمنی کار بالایی را دارا می باشد.	برای عرض زیاد گود مناسب نیست. فضای کافی جهت قرار دادن دستگاه سپرکوب نیاز است. دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می باشد.
۷	خرپایی (اجرای شمع و مهار مورب در پیرامون گود)	برای عموم گودهای واقع در شهر مناسب است. روش ساده است و از نظر شرایط مختلف، قابلیت انعطاف پذیری بالایی دارد و	سرعت پایین روش، خرابیها جاگیرند و احتمال الزامی بودن برداشتن بخشی از خاک با روشهای دستی وجود دارد. تغییر شکل زیادی دارد.

	امکان استفاده مجدد از خرپا وجود دارد.		
۸	میخ گذاری و بتن پاشی (Nailing)	سرعت و درجه ایمنی کار بالایی را دارا می باشد.	در صورت وجود ساختمانهای مجاور بدلیل اهمیت کنترل تغییر شکل توصیه نمی گردد. در صورت بالا بودن عمق آب زیرزمینی این روش توصیه نمی شود. هزینه اجرایی آن بالا است.
۹	مهار پس تنیده و بتن پاشی (Anchoring)	در احجام بالای گودبرداری به صرفه اقتصادی می باشد. اجرای این روش در نقاط اطراف پروژه تغییر شکل کمتری ایجاد می کند.	دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می باشد. هزینه اجرایی آن بالا است.

قابل ذکر است استفاده از هر یک از روشهای محافظت از گودبرداری نیاز به محاسبات خاص دارد که می بایست توسط مشاور/ پیمانکار تخصصی گودبرداری (با هماهنگی مهندس سازه) صورت گیرد. بدیهی است عدم رعایت اصول و استانداردهای فنی در حین گودبرداری می تواند برای ساختمان های مجاور مخاطره آمیز باشد، لذا لازم است کلیه موارد ایمنی و اصول فنی مربوطه در حین گودبرداری، از سوی کارفرما و زیر نظر مهندس ناظر مدنظر قرار گیرد.

یادداشت :

- طراحی سازه نگهبان نیاز به انجام محاسبات خاص دارد که در قالب این گزارش امکان پذیر نمی باشد. ضوابط خاص سازه های نگهبان در کتاب "اصول و مبانی گودبرداری و سازه های نگهبان"، وزارت مسکن و شهرسازی ذکر شده است.
- با ملات پاشی (شاتکریت) یا گچ پاشی روی خاک نباتی و درشت دانه از ریزش آن در کوتاه مدت جلوگیری شود.
- توصیه می شود مصالح خاکبرداری شده در فاصله نسبتاً مناسبی از شیبهای گودبرداری شده انباشته شده و با اجرای تمهیدات مناسب زهکشی از نفوذ آبهای سطحی به اطراف گود ها و پی ها و نیز فرسایش شیبها جلوگیری به عمل آید.
- توصیه می گردد گود های موقت در اسرع وقت با مصالح مناسب پر شوند.

۸-۵- عمق پایدار گودبرداری قائم

با استفاده از رابطه زیر می توان حداکثر ارتفاع پایدار گودبرداری قائم را تعیین نمود :

$$H_{cr} = \left(\frac{4C}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{2q}{\gamma} \right) \times \frac{1}{F.S.}$$

که در این رابطه:

$C(kg/cm^2)$: چسبندگی خاک

یادداشت:

- با توجه به احتمال تغییر چسبندگی خاک در اثر تغییر درصد رطوبت و یا از بین رفتن سیمانناسیون خاک در اثر دست خوردگی نمونه، مقدار ارائه شده در جدول ۵-۳ با میزان چسبندگی خاک بدست آمده در آزمایشگاه ممکن است متفاوت باشد.
- برای تعیین دقیق تر عمق پایداری و نیز طراحی بهینه سازه نگهبان بهتر است نسبت به انجام آزمایش های صحرایی همچون آزمایش برش مستقیم در جا و آزمایش بارگذاری صفحه اقدام گردد.

$\gamma(kg/cm^3)$: دانسیته طبیعی خاک

K_a : ضریب رانش محرک خاک بوده که رابطه آن در بخش ۴-۵ آورده شده است.

$F.S.$: ضریب اطمینان (این مقدار در مرجع شماره ۲ برابر ۲/۶۷ پیشنهاد شده است).

$q(kg/cm^2)$: سربار گسترده کنار گود می باشد. موقعیت عوارض مجاور ملک در شکل ۲-۱ نشان داده شده است. تعداد طبقات ساختمانهای مجاور ملک مذکور در جدول ۵-۲ آورده شده است.

جدول ۵-۲- ساختمانها و تاسیسات موجود در اطراف پروژه

موقعیت عوارض نسبت به ملک	نوع عوارض	تعداد طبقات زیر زمین	تعداد سایر طبقات
شمالاً	ساختمان همسایه	-	۶
جنوباً	-	-	۶
غرباً	ساختمان همسایه	-	۵
شرقاً	ساختمان همسایه	-	۵

با توجه به حداکثر تعداد طبقات ساختمانهای مجاور و با فرض مقدار $q=0.1 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ به ازای هر طبقه ساختمان مجاور گود، حداکثر مقدار q محاسبه می شود. قابل ذکر است ارتفاع پایدار گودبرداری قائم از زیر پی ساختمان مجاور که دارای تعداد طبقات بیشتری است محاسبه گردیده است.

جدول ۵-۳- جدول محاسبه حداکثر عمق پایدار گودبرداری قائم

طبقات ساختمان مجاور	q (kg/cm ²)	ϕ	K_a	C (kg/cm ²)	γ (kg/cm ³)	$F.S$	$H_{cr}(m)^*$
۶	۰.۶	۲۷	۰.۳۵	۰.۱۲	۰.۰۰۱۷۴	۴	۰.۳

* عمق مجاز گودبرداری ارائه شده از تراز سطح خاک طبیعی در نظر گرفته شده و برای گودبرداری در خاک دستی قابل استناد نمی باشد. لذا در محدوده خاک دستی باید گودبرداری با شیب مناسب و یا همراه سازه نگهدارنده انجام گردد.

به منظور تعیین شیب پایدار گودبرداری می توان از رابطه زیر استفاده نمود. در این رابطه (β) شیب گودبرداری و H_{cr} ارتفاع پایدار گودبرداری به صورت شیبدار می باشد.

$$H_{cr} = \frac{4C_d}{\gamma} \left(\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi_d}{1 - \cos(\beta - \phi_d)} \right) - \frac{2q}{\gamma}$$

به منظور اعمال ضریب اطمینان از مقادیر کاهش یافته C_d و ϕ_d استفاده شده است که این مقادیر نیز توسط روابط زیر محاسبه می شود.

$$F.S = \frac{C}{C_d} \quad F.S = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)} \quad \text{و}$$

با توجه به عمق گودبرداری مورد نیاز در این پروژه نتایج حاصل در جدول ۵-۲ ارائه شده است.

* جدول ۵-۳- جدول محاسبه شیب پایدار گودبرداری

طبقات ساختمان مجاور	q (kg/cm ²)	ϕ	C (kg/cm ²)	γ (kg/cm ³)	$F.S$	$^*(m)H_{cr}$	β (deg)	V-H
۶	۰.۶	۲۷	۰.۱۲	۰.۰۰۱۷۴	۴	۳.۰۰	۴۶	۱.۰۲-۱

* مقدار شیب پایدار گودبرداری V-H داده شده در جدول فوق، فقط در صورتی که عمق گودبرداری کمتر از H_{cr} فوق باشد قابل استفاده بوده و در صورت افزایش عمق گودبرداری باید مجدداً محاسبه گردد.

یادداشت :

در صورت وجود ساختمان در مجاورت گود باید قبل از انجام گودبرداری از پایدار بودن ساختمان مجاور پس از گودبرداری مطمئن گردید و یا تمهیداتی جهت پایدار نمودن ساختمان مجاور اندیشیده شود (بخصوص در مواردیکه ساختمان مجاور فاقد پی مناسب و دارای دیوار باربر می باشد). در غیر اینصورت نباید گودبرداری بلافاصله از بر پی ساختمان مجاور اجرا گردد و توصیه می شود در اینگونه موارد حداقل بعرض ۱.۵، (B عرض پی ساختمان مجاور) از خاک واقع مابین بر پی ساختمان مجاور و لبه گود نگهداری شود.

۹-۵- آبهای زیر زمینی

عمق آب زیرزمینی در محل پروژه در جدول ۲-۳ آورده شده است.

یادداشت :

- در صورت وجود آب زیر زمینی، می توان از کانالهای زهکشی، عایق بندی، دیوار آب بند، سیستم پمپاژ و دیگر روشهای مورد تایید در زیر فونداسیون و پشت دیوارها استفاده نمود. همچنین از سپر، حایل‌های نگهدارنده و پشت بند برای حفاظت از بدنه پی ها و گودها استفاده کرد و برای کنترل آب زیر زمینی و سهولت اجرای عملیات، پمپاژ آب صورت گیرد.

۱۰-۵- سیستم دفع فاضلاب و آبهای سطحی

توصیه می شود با توجه به حجم فاضلاب احتمالی ترجیحا از سیستم چاه جذبی جهت دفع فاضلاب استفاده نشده و از مخازن سپتیک استفاده گردد و تمهیداتی نیز جهت اتصال سیستم دفع فاضلاب ساختمان به شبکه فاضلاب شهری در نظر گرفته شود. در صورت استفاده از چاه جذبی موارد زیر توصیه می شود:

- در زمین های سست و یا دارای خاک دستی عملیات طوقه چینی یا کول گذاری می بایست انجام گردد.
- در زمین های سست و یا خاک دستی با عمق بیشتر از ۱/۵ متر عملیات حفاری زیر نظر افراد مجرب و با سابقه در این امر انجام گیرد.
- تونل فاضلاب در زیر یا مجاورت پی قرار نگیرد و همچنین تونل فاضلاب باید در عمقی حفر گردد که تحت تاثیر ارتعاشات ناشی از دستگاه ها و وسائل نقلیه قرار نگیرد در غیر اینصورت لازم است عمق قرارگیری تونل فاضلاب از ۲۰ متر کمتر نباشد. در صورت تجاوز تعداد طبقات ساختمان از ۱۰ طبقه علاوه بر رعایت مورد فوق، عمق قرارگیری تونل فاضلاب از عرض پی نیز کمتر نباشد.
- در صورت حفر تونل یا انباری فاضلاب در لایه های سست لازم است نسبت به کول بندی و تقویت سقف و دیواره ها اقدام گردد.
- لوله های بتنی (کولها) مورد استفاده در داخل چاه ها باید مسلح و به حد کافی مقاوم باشند.
- در انجام عملیات مربوط به حفر تونل یا انباری سقف آن باید به صورت قوسی باشد به طوری که احتمال ریزش دیواره ها و طاق وجود نداشته باشد و در صورتی که شکل دادن مزبور به تونل یا انباری این منظور را نتواند فراهم کند با استفاده از وسایل لازم مهار بندی، مقاومت کافی برای دیواره ها و سقف تونل یا انباری فراهم آورد که از ریزش جلوگیری شود.
- ارتفاع تونل یا انباری نبایستی از ۱/۵ و عرض آن از ۱/۲ متر تجاوز کند در غیر این صورت باید مهار بندی شود.
- همچنین توصیه می شود از احداث میله و تونل فاضلاب در زیر ستونها، دیوار برشی و یا بادبندها خودداری شود.
- ریزش فاضلاب به داخل چاه باید به نحوی باشد که به جداره چاه برخورد نکند و موجبات شستگی بدنه چاه را فراهم نسازد بدین منظور می بایست میله چاه کول گذاری یا طوقه چینی شود.

یادداشت:

- رعایت ضوابط مندرج در مرجع شماره ۱۵ (قانون کار- آیین نامه و مقررات حفاظتی حفر چاه های دستی) الزامی می باشد.
- به منظور جلوگیری از اثر فرسایشی رطوبت خاک زیر پی توصیه می شود شیب بندی اطراف پی ها به نحوی اجرا شود که از تجمع و نفوذ آب های سطحی به زیر پی جلوگیری شود و چنانچه احتمال نفوذ آب از بالا دست (بر اثر بارندگی و یا ترکیبگی لوله) وجود دارد با طرح زهکش های مناسب از نفوذ آب به محدوده پی جلوگیری شود.
- شیب بندی اطراف پی طوری باشد که از جمع شدن آب زیر پی جلوگیری شود.

۱۱-۵- قنات‌ها، چاه‌ها قدیمی و تونل‌های فاضلاب

در حفاری گمانه‌های آزمایشی پروژه فوق به میله یا تونل قنات برخورد نکردید همچنین با توجه به بررسی‌های محلی و نقشه‌های در دسترس و معتبر از قنات‌های شهر تهران، در محل احداث پروژه مسیر تونل قنات مشاهده نمی‌شود. وجود قنات، چاه‌ها قدیمی و تونل‌های فاضلاب در نزدیکی محل احداث سازه‌ها و بخصوص در نزدیکی یا زیر پی‌ها می‌تواند بسیار خطرناک باشد. مواردی چون ریزش ناگهانی مسیر قنات متروکه و تونل‌ها فاضلاب می‌تواند موجب افزایش چشمگیر نشست شالوده‌ها گردد. لذا توصیه می‌گردد ضمن شناسایی تکمیلی قنات و حفره‌ها یا تونل‌های فاضلاب احتمالی دیگر اقدام به پر نمودن حفره‌ها یا تونل‌های فاضلاب و قنات‌های بایر و احیاء و تقویت قنات‌های دایر نمود. در مورد ارائه طرح تقویت یا پر نمودن قنات‌ها یا تونل‌های فاضلاب نیاز به انجام بررسی‌های تکمیلی می‌باشد لیکن کلیات این طرح‌ها به روش زیر می‌باشد:

برای قنات‌ها یا چاه‌های فاضلابی که کوره یا تونل آنها در عمق کمتر از ۲ برابر عرض پی در زیر یا مجاورت (بلافاصله حداکثر ۱/۵ برابر عرض شالوده‌ها) پی پایه‌ها و کوله‌ها استقرار دارند می‌بایست مسیر قنات یا تونل فاضلاب دایر به خارج از فاصله ۳□ از مجاورت پی منتقل گردد و پس از حفر کوره و کول گذاری قنات جدید یا چاه فاضلابی جدید، اقدام به انحراف و پر نمودن و کور کردن مسیر قنات قبلی یا تونل فاضلابی قبلی نمود.

در صورت وقوع قنات بایر و یا هر نوع حفره یا تونل فاضلاب دیگر در زیر پی و تا فاصله ۱/۵ برابر عرض پی از مجاورت پی، میله و کوره قنات یا حفره یا تونل فاضلاب مذکور با روش مناسبی مانند پر نمودن با مخلوط بتن مگر و یا روش‌های دیگر پر گردد. برای کوره قنات‌هایی که در عمق بیش از ۲ برابر عرض پی استقرار دارند توصیه می‌گردد مسیر کوره قنات‌ها توسط کول گذاری ترمیم و تقویت گردد. این روش برای محل‌هایی که کوره قنات از زیر بستر راه عبور می‌نمایند نیز توصیه می‌گردد. شناسایی میله قنات‌ها، چاه‌ها قدیمی و تونل‌های فاضلاب بسیار حائز اهمیت بوده و در صورت وقوع این میله‌ها در زیر پی یا مجاورت شمع‌ها می‌باید با روش مناسبی پر گردند که این امر پس از مطالعه و شناسایی تکمیلی قنات قابل ارائه می‌باشد.

یادداشت

با توجه به اهمیت موضوع شناسایی قنات و چاه‌های فاضلاب و بدلیل عدم امکان بررسی دقیق محل آنها در این مرحله از مطالعات لازم است پس از گودبرداری و قبل از عملیات پی‌سازی نسبت به شناسایی محل دقیق حفره‌ها، چاه‌های فاضلاب و قنات زیر نظر مهندسین ناظر پروژه اقدام گردد. در صورت برخورد به مسیر قنات لازمست به این شرکت اطلاع داده شود تا نسبت به انجام بازدید کارشناسی از محل و انجام آزمایش‌های تکمیلی و احتمالاً تجدید نظر در پارامترهای خاک، اقدام گردد.

۱۲-۵- اجرای کف سازی های بتنی

توصیه می‌گردد در زیر دال بتنی مصالح از نوع شن و ماسه با دانه بندی خوب و ریزدانه (عبوری از الک نمره ۲۰۰) کمتر از ۵ درصد ریخته و متراکم گردد. رعایت ضخامت قشر اساس حداقل ۱۵ cm و برای حداکثر اندازه سنگدانه برابر با ۲۰ mm ضروری می‌باشد. توصیه می‌شود جهت جلوگیری از نفوذ رطوبت تبخیر در زیر دال، بلافاصله در زیر آن از لایه‌های عایق رطوبتی استفاده گردد.

۱۳-۵- پیشنهاد های مربوط عملیات خاک ریزی و تراکم

مصالح خاکریز باید در لایه‌هایی با ضخامت حداکثر ۲۰ cm به حالت سست ریخته شده و متراکم گردند. درصد رطوبت مخلوط ریخته شده قبل از انجام عملیات تراکم باید به میزان درصد رطوبت بهینه و عملیات تراکم نباید در زمانیکه مخلوط خشک می‌باشد و یا در زمان وقوع بارندگی صورت گیرد. در هر زمان که نتایج مطلوبی به دلیل شرایط بارانی یا شرایط غیر مطلوب دیگر حاصل نگردد عملیات خاکریزی باید متوقف گردد. سطح خاکریز باید همواره جهت زهکشی شیب داده شود. توصیه می‌شود برای خاکریزی از مصالح با مقدار ریزدانه کمتر از ۱۵٪ و $PI < ۱۰$ استفاده شود. عملیات تراکم باید تا زمانی که به حداقل ۹۵٪ وزن مخصوص حاصل از آزمایش تراکم به روش اصلاح شده (ASTM D-۱۵۵۷) برسد ادامه یابد.

یادداشت:

برای ارزیابی کیفیت خاکریز و تراکم حاصله نیاز به انجام آزمایش دانسیته صحرائی توسط آزمایشگاه مجرب ژئوتکنیک می‌باشد.

در نهایت سایر موارد مهم در طراحی پی ساختمان در دست احداث مذکور بر پایه مشخصات فنی خاک حوزه تأثیر تنش و عمق شناسایی، به صورت خلاصه در جدول صفحه بعد آورده شده است. همچنین در صورتیکه سئوالی در ارتباط با این گزارش مطرح می‌باشد لطفاً موارد را با این مشاور در میان گذارید.

مراجع :

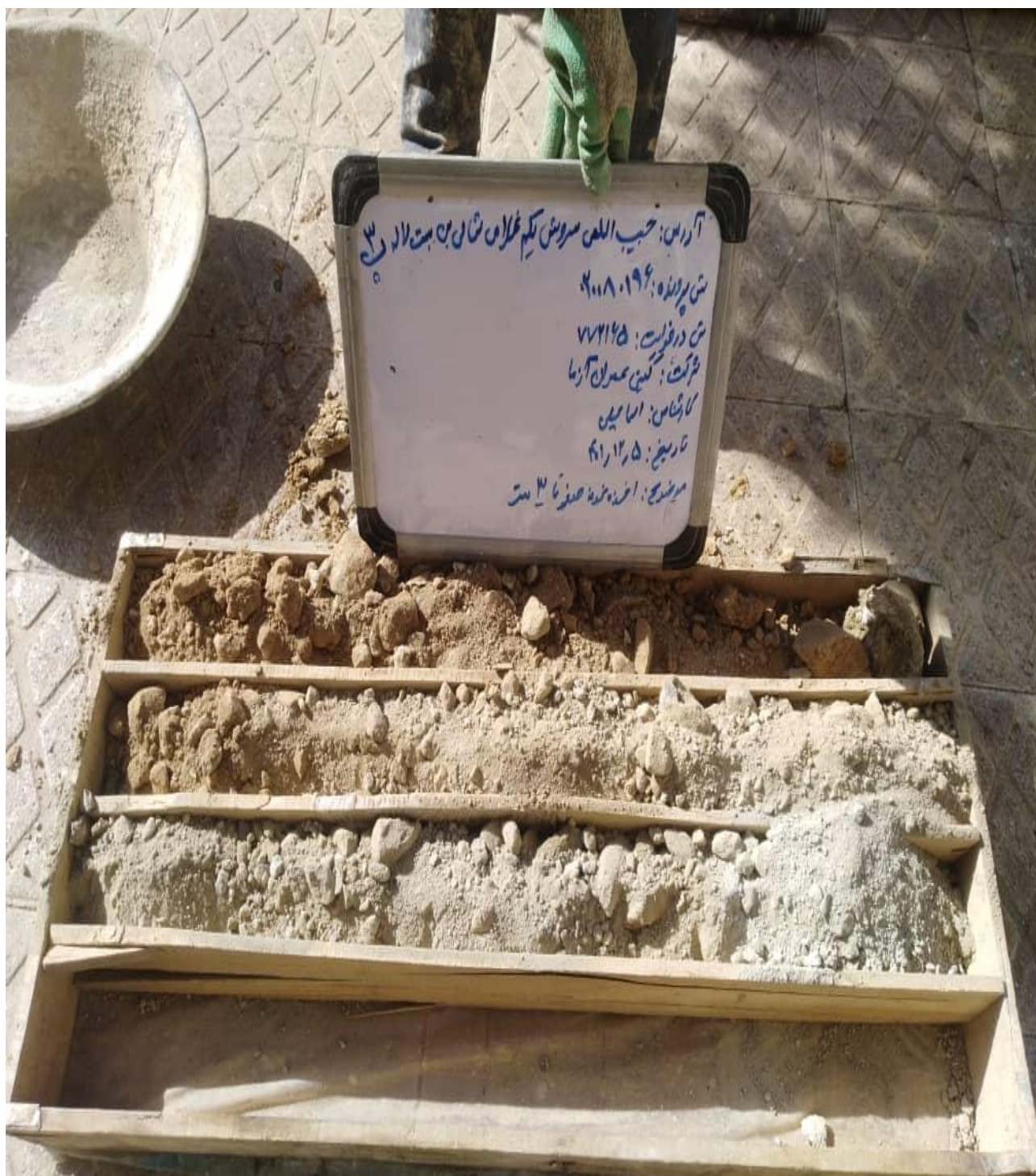
- ۱- اصول مهندسی ژئوتکنیک جلد اول و دوم، نوشته براما ام داس و ترجمه شاپور طاحونی
- ۲- گودبرداری و ایمن سازی، نوشته مهندسان مشاور اینترکان
- ۳- تحلیل و طراحی پی، نوشته ژوزف بولز و ترجمه اردشیر اطمایی
- ۴- مکانیک خاک جلد اول و دوم، نوشته کامبیز بهنیا و امیر محمد طباطبائی
- ۵- زمین‌شناسی ایران، نوشته علی درویش زاده
- ۶- آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ویرایش ۳
- ۷- مبحث ۷ مقررات ملی ساختمانی ایران ، پی و پی سازی
- ۸- مبحث ۹ مقررات ملی ساختمانی ایران، طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه
- ۹- مشخصات فنی عمومی کارهای ساختمانی، نشریه ۵۵ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور
- ۱۰- اصول و مبانی گودبرداری و سازه های نگهبان، وزارت مسکن و شهرسازی
- ۱۱- راهنمای مقاوم سازی زمین های سست در برابر روانگرایی، تالیف موسسه تحقیقات سواحل و بنادر وزارت ترابری ژاپن، ترجمه سید مجدالدین میر محمد حسینی و مهدی درخشندی
- ۱۲- پژوهش و بررسی ژرف نوزمین ساخت و خطر زمینلرزه- گسلش در گستره تهران و پیرامون، گزارش شماره ۵۶ چاپ دوم، نوشته مانوئل بربریان، منوچهر قریشی
- ۱۳- قنات در ایران مطالعه موردی قنات شهر تهران، نوشته مهندس احمد مالکی، مهندس احمد خورسندی آقایی
- ۱۴- نقشه قنات، وب سایت سازمان پیشگیری و مدیریت بحران شهر تهران www.tehran.ir
- ۱۵- قانون کار، آیین نامه حفاظت و بهداشت عمومی در کارگاه- شورای عالی حفاظت فنی - آیین نامه و مقررات حفاظتی حفر چاه های دستی

۱۶- Foundation Engineering Handbook, Edited by H.F.Winterkorn and H.Y. Fang

۱۷- Foundation Design and Construction, Edited by M.J. Tomlinson

۱۸- Uniform Building Code, UBC ۱۹۹۷. Volume ۲

۱۹- The study on Seismic Micro zoning of the greater Tehran area in the Islamic republic of Iran(۲۰۰۰). Final report. Japan International Cooperation Agency (JICA) & Center for Earthquake and Environmental Studies of Tehran(CEST)



Core Box(۰,۰۰-۳,۰۰m)

DIRECT SHEAR TEST

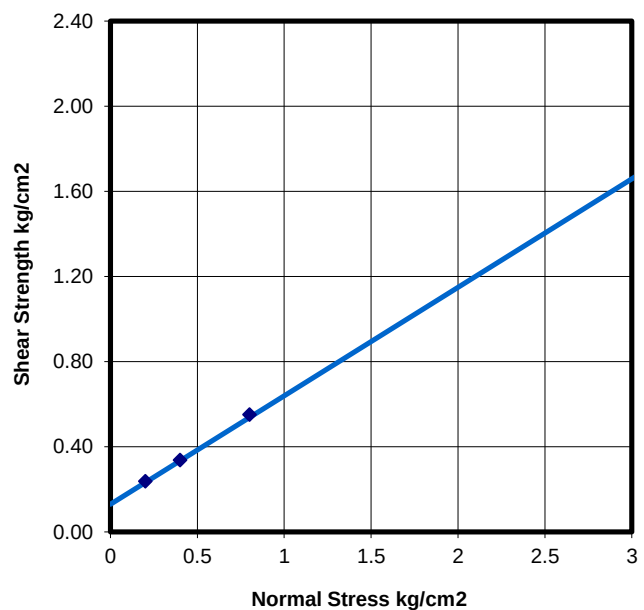
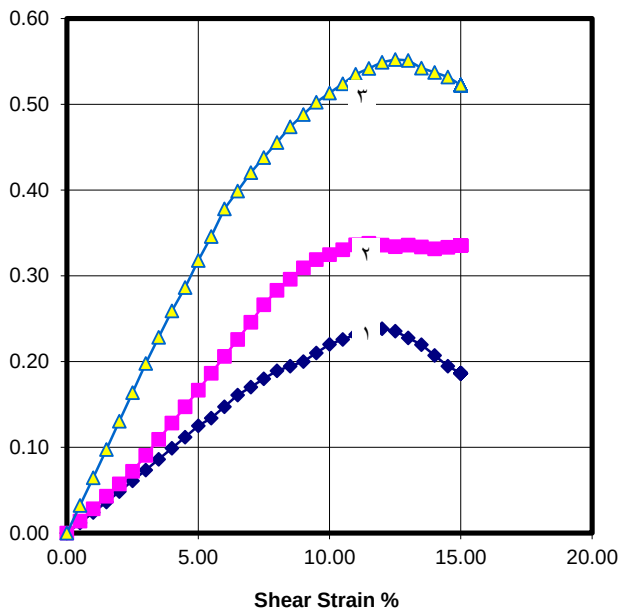
مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در حبیب اللهی: Project

آقای قاسمی Client :

Testpit No. : BH-1

Depth : 3.00 m

Test No	γ_w gr/cm ³	ω %	Void Ratio	Saturation	Specimens Dimensions (cm)		
					B	L	Height
1	1.87	32.8	0.88	98.54	10.0	10.0	2.5
2	1.87	32.8	0.88	98.54	10.0	10.0	2.5
3	1.87	32.8	0.88	98.54	10.0	10.0	2.5
Type of Test:					Slow	✓ Fast	



✓	Remolded
	Undisturbed

C kg/cm ²	0.13
ϕ Degree	27

Test No.	Normal Stress kg/cm ²	Max Shear Stress kg/cm ²	Shear Strain %
1	0.20	0.24	15.00
2	0.40	0.34	15.00
3	0.80	0.55	15.00

مهندسین مشاور گیتی عمران آزما

DIRECT SHEAR TEST

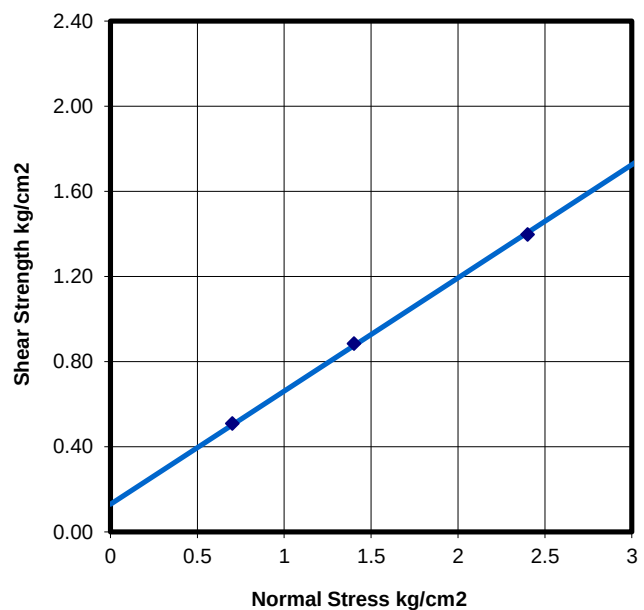
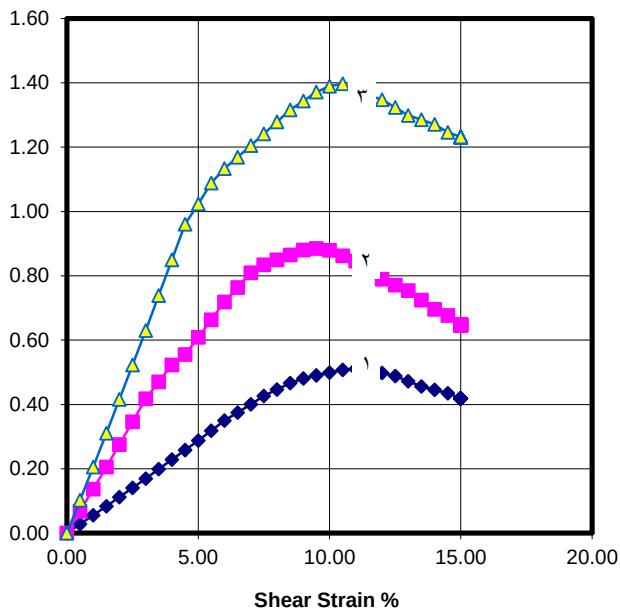
مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در حبیب الہی: Project

آقای قاسمی Client :

Testpit No. : BH-1

Depth : 6.00 m

Test No	γ_w gr/cm ³	ω %	Void Ratio	Saturation	Specimens Dimensions (cm)		
					B	L	Height
1	1.85	34.2	0.92	98.26	10.0	10.0	2.5
2	1.85	34.2	0.92	98.26	10.0	10.0	2.5
3	1.85	34.2	0.92	98.26	10.0	10.0	2.5
Type of Test:					Slow	✓ Fast	



✓	Remolded
	Undisturbed

C kg/cm ²	0.13
ϕ Degree	28

Test No.	Normal Stress kg/cm ²	Max Shear Stress kg/cm ²	Shear Strain %
1	0.70	0.51	15.00
2	1.40	0.88	15.00
3	2.40	1.40	15.00

مهندسین مشاور گیتی عمران آزما

DIRECT SHEAR TEST

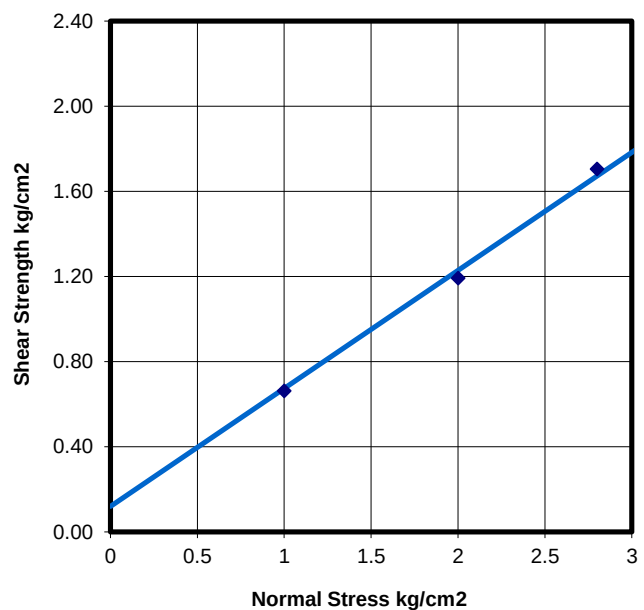
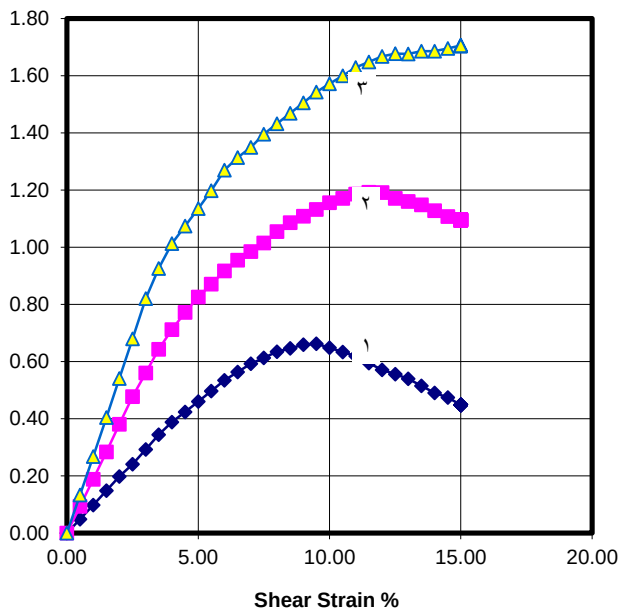
مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در حبیب الہی: Project

آقای قاسمی Client :

Testpit No. : BH-1

Depth : 9.00 m

Test No	γ_w gr/cm ³	ω %	Void Ratio	Saturation	Specimens Dimensions (cm)		
					B	L	Height
1	1.90	31.1	0.83	99.47	10.0	10.0	2.5
2	1.90	31.1	0.83	99.47	10.0	10.0	2.5
3	1.90	31.1	0.83	99.47	10.0	10.0	2.5
Type of Test:					Slow	✓ Fast	



✓	Remolded
	Undisturbed

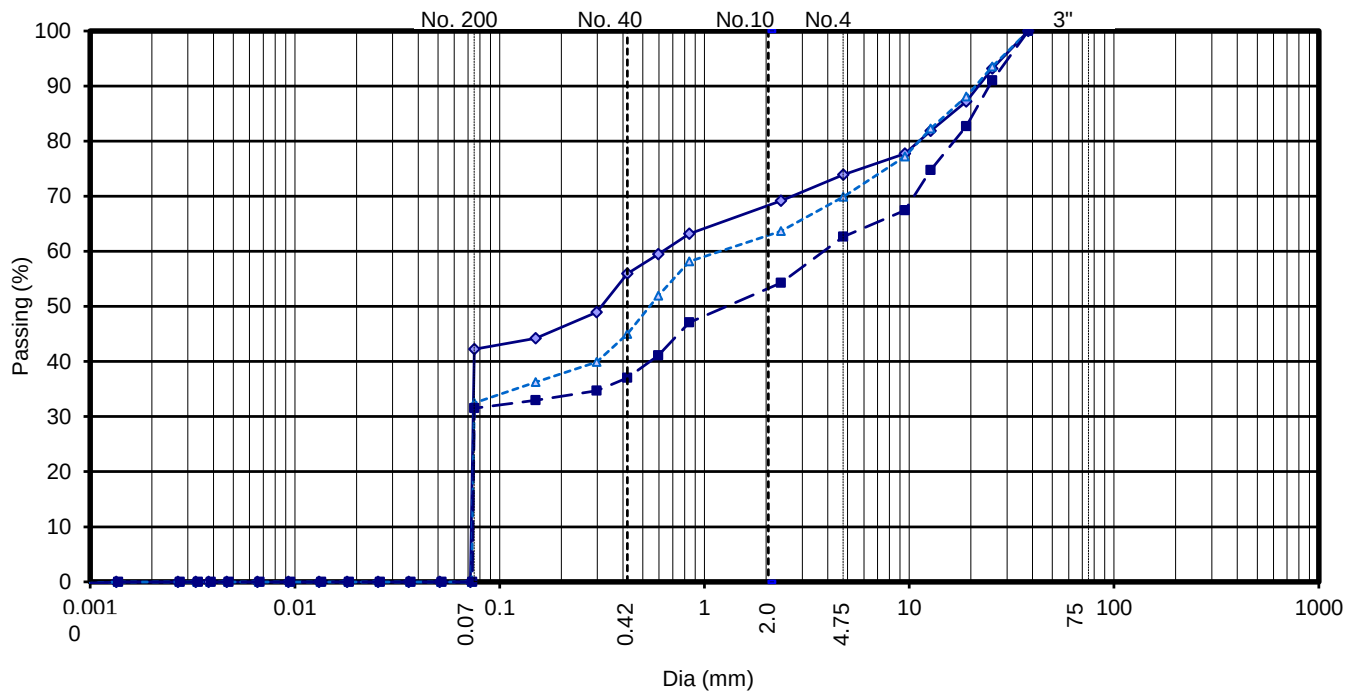
C kg/cm ²	0.12
ϕ Degree	29

Test No.	Normal Stress kg/cm ²	Max Shear Stress kg/cm ²	Shear Strain %
1	1.00	0.66	15.00
2	2.00	1.19	15.00
3	2.80	1.71	15.00

مهندسین مشاور گیتی عمران آزما

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

پروژه ساختمان مسکونی واقع در حبیب الہی
Client : آقای قاسمی

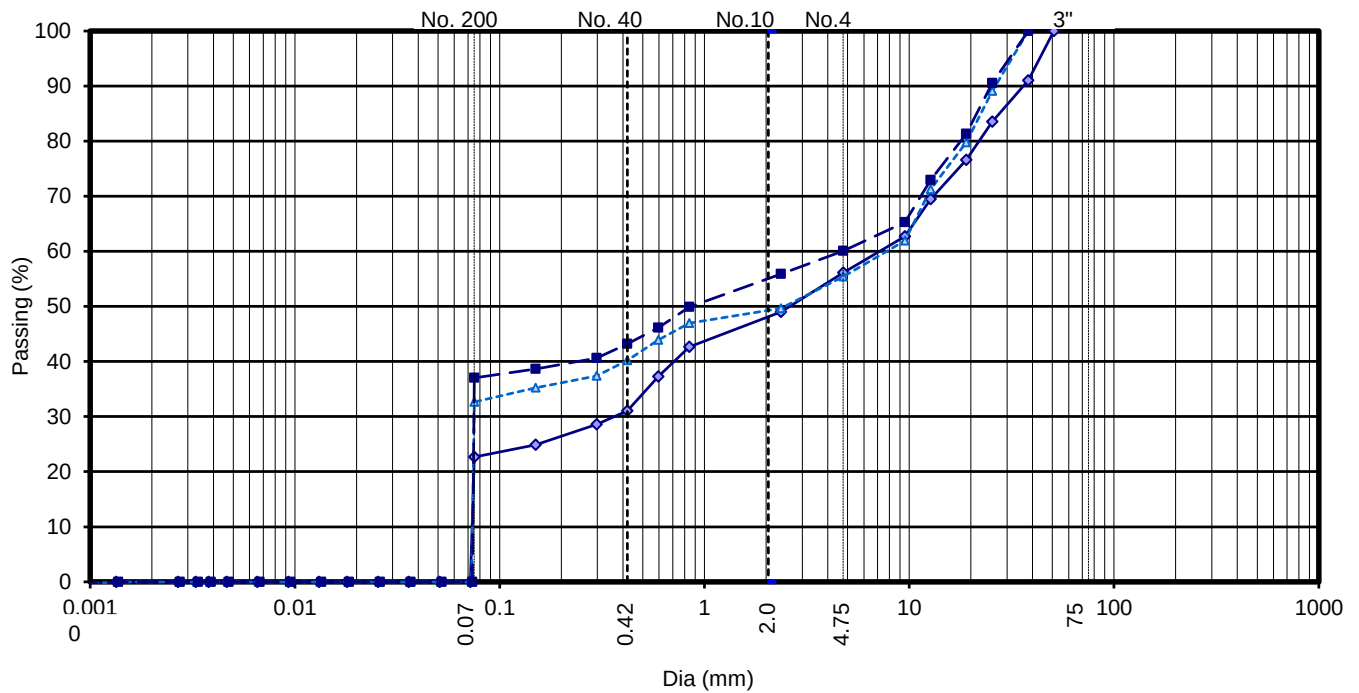


Clay or Silt (%)		Fine	Medium	Coarse	Gravel (%)	Cobble (%)
		Sand (%)				
◆	42.21	31.70			26.09	-
▲	32.47	37.40			30.13	-
■	31.50	31.15			37.35	-

Symbol	BH No. Depth(m)	U.S.C.S.	LL	PI	Cc	Cu	D100 mm	D60 mm	D30 mm	D10 mm	NO
◆	BH-1 3.00	SC	34	16	-	-	38.1	0.629	0.019	0.007	1
▲	BH -1 6.00	SC	33	14	-	-	38.1	1.348	0.02	0.007	2
■	BH -1 9.00	GC	31	13	-	-	38.1	3.989	0.02	0.007	3

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

Project : پروژه ساختمان مسکونی واقع در حبیب الہی
Client : آقای قاسمی

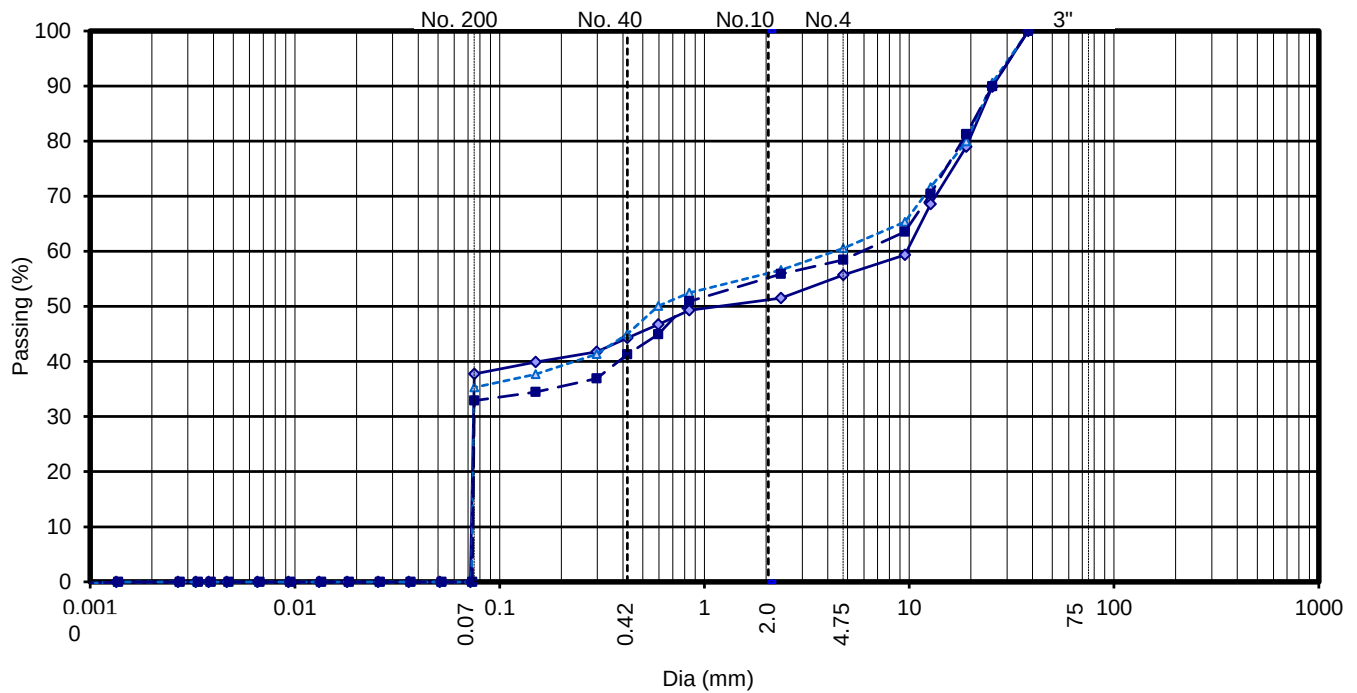


Clay or Silt (%)		Fine	Medium	Coarse	Gravel (%)	Cobble (%)
		Sand (%)				
◆	22.64	33.48			43.88	-
▲	32.65	22.72			44.63	-
■	37.04	23.04			39.92	-

Symbol	BH No. Depth(m)	U.S.C.S.	LL	PI	Cc	Cu	D100 mm	D60 mm	D30 mm	D10 mm	NO
◆	BH-1 12.00	GC	34	16	-	-	50.8	7.562	0.367	0.007	1
▲	BH -1 15.00	GC	33		-	-	38.1	8.094	0.02	0.007	2
■	BH -1 18.00	GC	31	13	-	-	38.1	4.699	0.02	0.007	3

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

Project : پروژه ساختمان مسکونی واقع در حبیب اللهی
Client : آقای قاسمی



Clay or Silt (%)		Fine	Medium	Coarse	Gravel (%)	Cobble (%)
		Sand (%)				
◆	37.75	17.94			44.31	-
▲	35.27	25.26			39.47	-
■	32.87	25.56			41.57	-

Symbol	BH No. Depth(m)	U.S.C.S.	LL	PI	Cc	Cu	D100 mm	D60 mm	D30 mm	D10 mm	NO
◆	BH-1 23.00	GC	29	13	-	-	38.1	9.739	0.019	0.007	1
▲	BH -1 28.00	GC	27	10	-	-	38.1	4.426	0.02	0.007	2
■	BH -1 33.00	GC	28	12	-	-	38.1	6.205	0.02	0.007	3

سازمان نظام مهندسی تهران		نوع صحابی گمانه		نام شرکت: مهندسین عمران آزما	
شماره پرونده: ۷۰۹۸۰۱۹۶		مختصات		آدرس: حبيب الله پور بن کیم علامی	
شماره درخواست: ۷۷۲۱۴۰۵		X (East):		Y (North):	
تاریخ: ۱۳۸۵/۱/۱۵		Z (Elevation):		SPT: ۱۱۲/۲۶	
عمق سطح آب زیرزمینی (متر):		شماره گمانه:		نام کارشناس: علی محمدی	
ضخامت خاک دستی (متر): ۱۵		گمانه: ☒ ماشینی ☐ دستی		نام حفار: علی محمدی	
عمق مورد نیاز گمانه: ۳۳		قطر نمونه گیر:		SPT مغروط ☒ تو خالی ☐	

تست ریزش نظری																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
عمق (متر)	تاریخ	روز	ساعت	دور	SPT							چشم																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
					No. of Blows							درشت دانه																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
					N1	P1 (cm)	N2	P2 (cm)	N3	P3 (cm)	N	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
۳		۰	۵۰	۳																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									</

Log Of Boring

Project :	ساختمان مسكونی واقع در حبيب اللہی
Client :	آقای احمد قاسمی بور بور
Proj. Code :	۲۰۰۸۰۱۹۶
Date:	۱۴۰۱/۱۲/۱۳
Location :	حبيب اللہی سروش یکم غلامی شمالی بن بست لاله پلاک ۳
Test Pit No. :	BH1

[illegible]

تا عمق منفی 3 متر (ترازی) Core Box گرفته شده است

خلاصه مشخصات ژئوتکنیکی پروژه

مشخصات کلی		نام کارفرما		نوع پروژه		شماره پرونده		پلاک ثبتی		آدرس							
		آقای احمد قاسمی بور بور		مسکونی		۲۰۰۸۰۱۹۶		۲۳۹۵/۳۹۰۳۲/۱		حبیب الهی سروش یکم غلامی شمالی بن بست لاله پلاک ۳							
سازه		نوع اسکلت		تعداد طبقات		سیستم باربر قائم				سیستم باربر جانبی							
				زیرزمین	همکف	سایر											
		بتنی		۱	۱	۵	تیر و ستون				قاب خمشی						
گمانه ها		نوع		دستی								ماشینی					
		شماره		TP-1		TP-2		TP-3		BH-1		BH-2		BH-3			
		عمق (m)		0.00		0.00		0.00		33.00		0.0		0.0			
تعداد آزمایشهای صحرائی		دانسیته در محل				S.P.T				بارگذاری صفحه ای				برش برجا			
		۱				۹				***				***			
تعداد آزمایشهای آزمایشگاهی		دانه بندی		وزن مخصوص		درصد رطوبت		حدود اتربرگ		نفوذ پذیری		میزان سولفات		میزان کلر		هیدرومتری	
		۹		۹		۹		۹		۹		۹		۹		۹	
فیزیکی		طبقه بندی		درصد ریزدانه		سطح آب زیرزمینی		وزن مخصوص طبیعی		درصد رطوبت		درصد تراکم		حدود اتربرگ		نفوذ پذیری K	
		PP200		از تراز روی چاه (متر)		(Kg/cm ³) γ _w		رطوبت ω		تراکم		P.I		L.L		(cm/sec)	
		SC - GC		NWL		۰.۰۰۱۸۲-۰.۰۰۱۸۷		۸.۳-۱۶.۳		-		۲۳-۳۳		۹-۱۴		۱۰ ^{-۴} -۱۰ ^{-۲}	
مکانیکی		S.P.T		مدول عکس العمل KS		مدول تغییر		ضریب پواسون V _s		چسبندگی C		زاویه اصطکاک φ					
		L/B=10 , B=2 برای پی نواری با		(Kg/cm ³)		(Kg/cm ²)				(Kg/cm ²)		(درجه)					
		۲.۰۷		۳۶۰-۵۶۵		۰.۳۵		۰.۱۲-۰.۱۳		۲۷-۲۹							
شیمیایی		درصد کربن CL ⁻				سایر مواد											
		-				-				-				-			
پارامترهای طراحی		زمان تناوب (ثانیه)		تنش مجاز پی مربعی به پهنای B=۲ و		تنش مجاز پی نواری به پهنای B=۲ و		تنش مجاز پی گسترده به ابعاد L/B=۱.۵۶ ; B=۱۲.۳۶ و Df=۱ متر		فشار جانبی فعال (Ka)		فشار جانبی مقاوم (Kp)		F.s.=2			
		T ₀ , T _s		Df=۱ متر (Kg/cm ²)		Df=۱ متر (Kg/cm ²)		(Kg/cm ²)									
		۰.۱۰ , ۰.۵۰		۲.۲۹		L/B=۱۰ ۱.۷۳, L/B=۵ ۱.۷۹, L/B=۲ ۱.۹۸		۲.۳۲		۰.۳۳		۱.۵۰					
نوصیه های فنی		نوع شالوده		نوع زمین		نحوه گود برداری		عمق مجاز گودبرداری قائم بدون سازه نگهدار		سیستم دفع فاضلاب		چاه جذبی یا شهری					
		نوازی یا گسترده		تیپ ۲		همراه با سازه نگهدار		۰.۰									

تا عمق منفی 3 متر (تراز پی) Core Box گرفته شده است