به نام خدا

وزارت راه و شهرسازی

مقررات ملّی ساختمان ایران

مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان
ژئوتکنیک و مهندسی پی

غیر قابل انتشار

تدوین مقررات ملّی ساختمان
ویرایش چهارم (۱۴۰۰)

سرشناسه	:	
عنوان و نام پدیدآور	:	مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان - ژئوتکنیک و مهندسی پی
مشخصات نشر	:	
مشخصات ظاهری	:	۱۱۰ص.: مصور، جدول، نمودار.
شابک	:	۹۷۸۶۲۲۰۰۲۲۰۵۳
وضعیت فهرست نویسی	:	فیپا
موضوع	:	ساختمان سازی—قوانین و مقررات – ایران
موضوع	:	Building Construction—Law and legislation—Iran
موضوع	:	ژئوتکنیک – مهندس پیی
موضوع	:	Geotechnic – Foundation engineering
شناسه افزوده	:	ایران. وزارت راه و شهرسازی. معاونت مسکن و ساختمان
شناسه افزوده	:	Ministry of Road and Urban Development, Deputy for Housing and Construction
شناسه افزوده	:	دفتر مقررات و کنترل ساختمان
رده بندی کنگره	:	
رده بندی دیویی	:	
شماره کتابشناسی ملی	:	
اطلاعات رکورد کتابشناسی	:	

مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان
ژئوتکنیک و مهندسی پی

تهیه کننده: دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان

ناشر:

نوبت چاپ: اول

قیمت:

تیراژ: ۱۰۰۰۰ جلد

شابک: ۹۷۸۶۲۲۰۰۲۲۰۵۳

مسئولیت صحت دیدگاه های فنی کتاب بر عهده نگارندگان محترم می باشد.

کلیه حقوق چاپ و انتشار اثر برای تهیه کننده محفوظ است.

به نام خدا

پیشگفتار

این وزارتخانه در اجرای ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان وظیفه تدوین مقررات ملّی ساختمان را بر عهده دارد. مقررات ملّی ساختمان کشور بی شک یکی از کامل ترین و موثر ترین مقررات بومی موجود و لازم الاجرا در میان کشورهای منطقه می باشد که حاصل تلاش اساتید، صاحبنظران و حرفه مندان صنعت ساختمان طی سالهای متمادی در کشورمان است. در سال های اخیر مقررات ملّی ساختمان گام های موثری در ارتقای کیفیت ساخت و ساز و مقاومت بناها و ساماندهی و استاندارد سازی مصالح، روشهای طراحی و ساخت و کاهش هزینه های مصرف انرژی، محیط زیست، ایمنی بهداشت و آسایش و رفاه استفاده کنندگان داشته است. در این راستا پایش مستمر بازخوردهای مقررات ملّی ساختمان در زمینه های گوناگون، پس از انتشار آن، و برنامه ریزی جهت بازنگری و رفع نقایص موجود و ارتقای مداوم محتوای آن از اهداف اصلی وزارت راه و شهرسازی است. مقایسه کیفیت ساختمان ها خصوصا از لحاظ سازه ای در سال های اخیر با قبل از تدوین مقررات ملّی ساختمان مؤید تاثیر این مقررات در ارتقای کیفیت ساختمان ها است. در هر حال باید به کلیه دست اندرکاران صنعت ساختمان متذکر شوم در کنار رعایت مقررات و آیین نامه ها پایبندی به اصول اخلاق حرفه ای و وجدان کاری مهمترین ضامن در پیشبرد اهداف و اصول فنی و حرفه ای در این صنعت می باشد.

از کلیه اساتید، صاحبنظران، حرفه مندان و تدوین کنندگان که از ابتدا تاکنون در تدوین و بازنگری های متعدد در مباحث مقررات ملّی ساختمان تلاش نموده و در همفکری و همکاری با این وزارتخانه از هیچ کوششی دریغ ننموده اند سپاسگزارم. و از تمامی نخبگان و جوانان متخصص دعوت می شود ما را در پیشبرد اهداف عالیه قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان یاری نمایند. همچنین برای تمامی دست اندرکاران صنعت ساختمان اعم از مراجع صدور پروانه، کنترل ساختمان و کلیه اشخاصی که در اجرای مقررات و رعایت اصول اخلاق حرفه ای تلاش می نمایند توفیق و سربلندی آرزو می نمایم.

در خاتمه از تلاش ها و زحمات اعضاء شورای تدوین، کمیته های تخصصی، دبیرخانه مقررات ملّی ساختمان و سایر کسانی که به نحوی در تدوین این مجلد همکاری نموده اند سپاسگزاری می نمایم.

رستم قاسمی

وزیر راه و شهرسازی

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
وزیر

تاریخ : ۱۴۰۰/۱۰/۲۹
شماره : ۱۴۷۸۳۸/۱۰۰/۰۲

بسمه تعالی

جناب آقای دکتر وحیدی
وزیر محترم کشور

موضوع: ابلاغ ویرایش چهارم مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان « ژئوتکنیک و مهندسی پی»

با سلام و احترام

در اجرای ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان مصوب سال ۱۳۷۴، بدینوسیله ویرایش چهارم مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان « **ژئوتکنیک و مهندسی پی**» که مراحل تهیه، تدوین و تصویب را در وزارت راه و شهرسازی گذرانده است، بشرح پیوست ابلاغ می گردد. زمان انقضای ویرایش سال ۱۳۹۲ این مبحث شش ماه بعد از تاریخ این ابلاغ خواهد بود و بدیهی است تا آن زمان استفاده از هر کدام از این دو ویرایش مجاز است.

رستم قاسمی

رونوشت:
- جناب آقای محمودزاده، معاون محترم مسکن و ساختمان جهت آگاهی و اقدام لازم
- جناب آقای قاری قرآن - سرپرست محترم مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی جهت آگاهی و اقدام لازم
- جناب آقای بیگزاده، رئیس محترم بنیاد مسکن انقلاب اسلامی جهت آگاهی و اقدام لازم
- ادارات کل راه و شهرسازی استان ها جهت اطلاع و اقدام لازم
- رئیس محترم سازمان نظام مهندسی ساختمان کشور جهت اطلاع و اقدام لازم
- رئیس محترم سازمان نظام کاردانی ساختمان کشور جهت اطلاع و اقدام لازم

تهران، [illegible]
[illegible]
[illegible]
کد پستی: [illegible]
صندوق پستی: [illegible]
www.mrud.ir

غیر قابل انتشار

هیات تدوین کنندگان مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان – ویرایش چهارم (۱۴۰۰)

(براساس حروف الفبا)

الف-۱) شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان - دوره ششم از ۱۳۹۲ تا ۱۳۹۸

- دکتر محمدتقی احمدی — رییس
- مهندس محمدرضا انصاری — عضو
- دکتر حمید باقری — عضو
- دکتر سعید بختیاری — عضو
- دکتر حمید بدیعی — عضو
- دکتر ناصر بنیادی — عضو
- مهندس محسن بهرامغفاری — عضو
- دکتر محسن تهرانی‌زاده — عضو
- مهندس محمدابراهیم دادسرشت* — عضو
- مهندس سید محمدتقی راتقی — عضو
- زنده‌یاد دکتر علی‌اکبر رمضانیانپور — عضو
- دکتر محمد شکرچی‌زاده — عضو
- معاون مسکن و ساختمان — عضو
- مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی — عضو
- مهندس شاپور طاحونی — عضو
- مهندس بهروز علمداری میلانی — عضو
- زنده‌یاد مهندس مسعود غازی سلحشور — عضو
- مهندس یونس قلی‌زاده طیار — عضو
- دکتر بهروز گتمیری — عضو
- دکتر محمدرضا ماهری — عضو
- دکتر بهروز محمدکاری — عضو
- زنده‌یاد مهندس حشمت الله منصف — عضو
- دکتر سید رسول میرقادری — عضو
- مهندس نادر نجیمی — عضو
- مهندس سیدرضا هاشمی — عضو

الف-۲) شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان - دوره هفتم از ۱۳۹۸ تا ابلاغ این ویرایش

- دکتر فرهاد آزرمی — عضو
- مهندس یعقوب آصفی — عضو
- مهندس شهرام آدم‌نژاد — عضو
- دکتر اباذر اصغری — عضو
- مهندس مصطفی احمدوند — عضو
- دکتر بهروز بهنام — عضو
- زنده‌یاد مهندس اکبر ترکان — عضو
- مهندس احمد خرم — عضو
- دکتر بهرنگ سجادی — عضو
- دکتر غلامرضا شیران — عضو
- دکتر سید کمال‌الدین شهریاری — عضو
- دکتر محمد شکرچی‌زاده — عضو
- مهندس امیر فرجامی — عضو
- مهندس فرزانه صادق مالواجرد — عضو
- دکتر غلامرضا کاظمیان شیروان — عضو
- دکتر محمود گلابچی — عضو
- دکتر محمود محمودزاده — رییس
- مهندس حامد مانی‌فر — عضو و دبیر
- دکتر سید رسول میرقادری — عضو
- دکتر سید مجید مفیدی شمیرانی — عضو
- دکتر سید حمید میرمیران — عضو
- دکتر سید ابوالحسن نائینی — عضو

ب) اعضای کمیته تخصصی

- دکتر محمد حسن بازیار — عضو
- دکتر سید محسن حائری — عضو
- مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی — عضو
- دکتر عباس قلندرزاده — عضو
- دکتر بهروز گتمیری — رییس
- مهندس بهاره کاتبی — دبیر

- دکتر محسن کمالیان عضـو
- دکتر سید رسول میرقادری عضـو

پ) دبیرخانه شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان - دوره هفتم

- مهندس حامد مانی‌فر مدیر کل دفتر مقررات ملّی و کنترل ساختمان و دبیر شورا
- مهندس امیرعباس محمودی کارشناس راه و ساختمان دفتر مقررات ملّی و کنترل ساختمان و نماینده دبیرخانه شورا

غیر قابل انتشار

مقدمه

مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان که از این ویرایش نام " ژئوتکنیک و مهندسی پی" به آن داده شده است در ویرایش‌های قبلی با نام "پی و پی سازی" شناخته می‌شد. اولین ویرایش در مرداد سال ۱۳۶۹ با حجم مختصر منتشر و برای اجرا به سازمانهای مختلف ابلاغ گردید. دو ویرایش بعدی در سالهای ۱۳۸۸ و ۱۳۹۲ با گسترش قابل توجه مطالب و ارائه جداول مورد نیاز برای طراحی منتشر شدند. در ویرایش حاضر علاوه بر تکمیل و به روزرسانی فصلهای موجود در دو ویرایش قبلی، فصل ژئوتکنکیک لرزه ای نیز بدان افزوده شده است.

اساساً موضوع مهندسی ژئوتکنیک به علت پیچیدگیها و عدم قطعیتهای موجود حاصل از گونه‌گونی زمین و تکیه بر آزمایشهای آزمایشگاهی و صحرایی و تعمیم نتایج آنها در ساختگاه مورد نظر مانند سایر گرایشهای مهندسی عمران به راحتی در چارچوب آئین‌نامه و مقررات نمی‌گنجد و علاوه بر باید و نبایدهای آئین‌نامه‌ای لازم است با اشاره به مفاهیم اساسی و جزئیات لازم برای نتیجه‌گیری بهتر مهندسین و دست‌اندرکاران عمرانی کشور را هدایت کند. بهمین دلیل فضای حاکم بر مبحث هفتم کمی متفاوت از سایر مباحث مقررات ملی ساختمان است. تکیه بر نظرات متخصص ژئوتکنیک در بسیاری از موارد توصیه شده است تا بتوان از تجربه مهندسی و قضاوت تخصصی بیشتر بهره گرفت و بدینطریق با شناخت بیشتر گونه‌گونیهای ویژه در هر ساختگاه علاوه بر ارتقاء کیفیت تصمیم مهندسی بر اساس تجربیات و مشاهدات، کارشناس متخصص با حس مسئولیت بیشتری اقدام نماید.

در این ویرایش همچون دو ویرایش قبلی، طراحیها بر اساس روشهای تنش مجاز، روش ضرایب بار و مقاومت و روشهای عملکردی بنا بر شرایط پروژه و انتخاب طراح می‌توانند انجام پذیرند. هماهنگی و تطابق جداول عرضه شده در دو روش تنش مجاز و روش ضرایب بار و مقاومت در همهٔ حالات حدی نهایی و بهره‌برداری تأمین شده است.

به دلیل ویژگی این مبحث که ارتباط تنگاتنگ با مباحث سازه‌ای و محاسباتی منجمله مباحث ششم، نهم و دهم دارد، در کمیتهٔ تدوین از کارشناسان صاحب‌نظر سازه در جمع کارشناسان ژئوتکنیک تدوین‌کننده استفاده شده است تا همزمان نظرات سازه‌ای نیز طرح گردد.

در خاتمه لازم است یادآوری شود که ضمن آنکه موضوع خاک و ژئوتکنیک از قدیم‌ترین تخصص‌های مهندسی عمران است، ولی به علت پیچیدگی‌های خاص آن هنوز مسائل ناشناخته در آن فراوان است و نیاز به پژوهش و کسب تجربه در آن بیشتر به چشم می‌آید. از این‌رو علی‌رغم اینکه در ویرایش جدید تا آنجا که ممکن بوده سعی شده برای سؤالات و گزینه‌های مختلف طراحان، پاسخ‌های روشن و قاطعی داده شود، اما سؤالات پاسخ داده نشده و یا اشکالات متعددی ممکن است در متن فعلی وجود داشته

باشد که برای برطرف کردن آنها نیاز به راهنمایی عموم مهندسان و اهل فن می‌باشد. امید است استفاده‌کنندگان این مبحث از اظهارنظر و ارائه پیشنهاد و نقدهای خود دریغ نکنند و تدوین‌کنندگان مبحث را مورد عنایت قرار دهند.

در پایان اعضاء کمیته مبحث از همکاران شورای تدوین و دیگر متخصصان که با بررسی متن اولیه و با ارائه نقطه نظرات و نقدهای خود طی جلسات مختلف باعث ارتقاء کیفیت این مبحث شدند، سپاس و قدردانی می‌نمایند.

دفتر مقررات ملّی و کنترل ساختمان

کمیته تخصصی مبحث ۷ مقررات ملّی ساختمان

غیر قابل انتشار

فهرست مطالب

صفحه

۷-۱- کلیات ۱۱

۷-۱-۱ هدف ۱۱

۷-۱-۲- دامنه کاربرد ۱۱

۷-۱-۳- تعاریف ۱۱

۷-۱-۳-۱- پی ۱۱

۷-۱-۳-۲- خاکریزی مهندسی ۱۱

۷-۱-۳-۳- سازه‌های نگهبان ۱۲

۷-۱-۳-٤- شناسایی ژئوتکنیکی ۱۲

۷-۱-۳-٥- داده‌های ژئوتکنیکی ۱۲

۷-۱-۳-٦- اطلاعات ژئوتکنیکی ۱۲

۷-۱-۳-۷- گمانه ۱۲

۷-۱-۳-۸- طراحی ژئوتکنیکی ۱۲

۷-۱-۳-۹- زمین مناسب ۱۲

۷-۱-۳-۱۰- لایه‌بندی پیچیده ۱۲

۷-۱-۳-۱۱- ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد ۱۳

۷-۱-٤- روش‌های طراحی ۱۳

۷-۱-٤-۱- روش تنش مجاز ۱۳

۷-۱-٤-۲- روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) ۱۳

۷-۱-٤-۲-۱- حالت حدی مقاومت ۱۳

۷-۱-٤-۲-۲- حالت حدی بهره‌برداری ۱۳

۷-۱-٤-۳- روش‌های عملکردی ۱٤

۷-۱-٤-۳-۱- تحلیل ۱٤

۷-۱-٤-۳-۲- آزمایش ۱٤

۷-۱-٤-۳-۳- تهیه مدارک ۱٤

غیرقابل انتشار

صفحه

۷-۲- ملاحظات طراحی و شناسایی ژئوتکنیکی زمین ۱۵
۷-۲-۱ اهداف شناسایی ژئوتکنیکی ۱۵
۷-۲-۲- بررسی های ژئوتکنیکی ۱۵
۷-۲-۳- الزامات بررسی های ژئوتکنیکی ۱۶
۷-۲-۳-۱- الزامات بررسی های مقدماتی ۱۶
۷-۲-۳-۲- الزامات بررسی های طراحی ۱۸
۷-۲-۳-۲-۱- شناسایی‌های لازم در مرحله بررسی طراحی ۱۸
۷-۲-۳-۲-۲- حفاری و نمونه برداری خاک ۲۱
۷-۲-۳-۲-۳- آزمون های آزمایشگاهی ۲۲
۷-۲-۳-۲-٤- آزمون های برجا ۲۳
۷-۲-۳-۲-۵- گزارش بررسی های طراحی ۲٤
۷-۲-۳-۲-۵-۱- گزارش عملیات مطالعات ژئوتکنیکی ۲٤
۷-۲-٤- سایر ملاحظات طراحی ژئوتکنیکی ۲۵
۷-۲-٤-۱- ملاحظات بارگذاری ۲٦
۷-۲-٤-۲- الزامات بررسی‌های کنترلی ۲۷
۷-۲-٤-۳- ملاحظات دوام ۲۸

غیرقابل انتشار

صفحه

۷-۳- گودبرداری و پایش ۳۰
۷-۳-۱ هدف ۳۰
۷-۳-۲- تعاریف ۳۰
۷-۳-۳- ملاحظات کلی ۳۱
۷-۳-٤- تحلیل تغییر شکل گود و سازه‌های مجاور ۳٦
۷-۳-٥- تغییر شکل‌های مجاز ۳۷
۷-۳-٦- زهکشی ۳۷
۷-۳-۷- پایش و کنترل ۳۷
۷-۳-۷-۱- اهداف ابزارگذاری و پایش ۳۷
۷-۳-۷-۲- برنامه پایش ۳۸
۷-۳-۷-۳- ابزار پایش ۳۸
۷-۳-۷-٤- مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت پایش ۳۸

غیر قابل انتشار

صفحه

۷-٤- پی سطحی	۳۹
۷-٤-۱ هدف	۳۹
۷-٤-۲- ملاحظات طراحی پی‌های سطحی	۳۹
۷-٤-۳- ظرفیت باربری پی‌های سطحی	٤۳
۷-٤-٤- مقادیر نشست مجاز	٤٤
۷-٤-٥- روش‌های طراحی پی سطحی	٤٤
۷-٤-٥-۱- روش تنش مجاز	٤٥
۷-٤-٥-۲- روش ضرایب بار و مقاومت	٤٦
۷-٤-٥-۳- ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی	٤٦
۷-٤-٦- پی‌های انعطاف‌پذیر	٤۸
۷-٤-۷- ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی	٤۸

نمونه قابل انتشار

صفحه

۷-۵- سازه‌های نگهبان ۵۱
۷-۵-۱ دامنه کاربرد و هدف ۵۱
۷-۵-۲- انواع سازه‌های نگهبان ۵۱
۷-۵-۳- پایداری انواع سازه‌های نگهبان ۵۱
۷-۵-۳-۱- حالت‌های حدی دیوارهای صلب وزنی ۵۱
۷-۵-۳-۲- حالت‌های حدی دیوارهای انعطاف پذیر مهار شده ۵۲
۷-۵-۳-۳- حالت‌های حدی دیوارهای خاک مسلح ۵۳
۷-۵-٤- ملاحظات طراحی و ساخت ۵٤
۷-۵-۵- فشار خاک ۵٦
۷-۵-۵-۱- کلیات ۵٦
۷-۵-۵-۲- تعیین فشار خاک در حالات مختلف ۵٦
۷-۵-۵-۲-۱- فشار خاک در حالت سکون ۵٦
۷-۵-۵-۲-۲- فشار محرک و مقاوم خاک ۵۷
۷-۵-۵-۲-۳- فشار خاک در خاکریز متراکم شده ۵۷
۷-۵-۵-۲-٤- فشار حالت محرک و مقاوم در شرایط دینامیکی ۵۷
۷-۵-۵-۲-۵- تعیین فشار خاک در پشت دیوار ۵۸
۷-۵-٦- فشار آب ۵۹
۷-۵-۷- روش‌های طراحی سازه‌های نگهبان ٦۰
۷-۵-۷-۱- روش تنش مجاز ٦۰
۷-۵-۷-۱-۱- حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای صلب ٦۰
۷-۵-۷-۱-۲- حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای انعطاف پذیر سپری ٦۱
۷-۵-۷-۱-۲-۱- ضریب اطمینان مهار ٦۱
۷-۵-۷-۱-۲-۲- ضریب اطمینان در برابر بالا زدگی کف ٦۲
۷-۵-۷-۱-۳- حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای خاک مسلح ٦۲
۷-۵-۷-۱-٤- کنترل تغییرشکل ٦۳

غیر قابل انتشار

صفحه

۷-۵-۷-۲- روش ضرایب بار و مقاومت ۶۳
۷-۵-۷-۲-٤- ضرایب کاهش مقاومت در دیوارهای صلب ۶۳
۷-۵-۷-۲-۵- ضرایب نیروی مقاوم در دیوارهای انعطاف پذیر ٦٤
۷-۵-۷-۲-٦- ضرایب کاهش نیروی مقاوم در خاکریزها و شیروانی‌ها ٦٤
۷-۵-۷-۲-۷- ضرایب کاهش نیروی مقاوم در دیوارهای خاک مسلح ٦٥
۷-۵-۸- مهاربندی ٦٥
۷-۵-۸-۱- کلیات ٦٥
۷-۵-۸-۲- طراحی مهارها ٦٦
۷-۵-۸-۳- آزمایش مهارها ٦٧
۷-۵-۸-۳-۱- آزمایش باربری و خزش ٦٧
۷-۵-۹- خاکریز پشت دیوار ٦٩
۷-۵-۱۰- زهکشی و آب‌بندی دیوارها ٦٩

غیر قابل انتشار

صفحه

۷-٦- پی‌های عمیق ۷۰
۷-٦-۱ هدف و دامنه کاربرد ۷۰
۷-٦-۲- مبانی طراحی پی‌های عمیق ۷۰
۷-٦-۳- بارهای طراحی ۷۱
۷-٦-۳-۱- ترکیب بارهای وارده ۷۱
۷-٦-۳-۲- نیروهای تغییرمکان زمین ۷۱
۷-٦-۳-۲-۱- اصطکاک منفی جدار ۷۱
۷-٦-۳-۲-۲- بالا زدگی شمع ۷۲
۷-٦-۳-۲-۳- حرکات جانبی ۷۲
۷-٦-٤- شمع تحت بار محوری ۷۲
۷-٦-٤-۱- ظرفیت باربری ۷۲
۷-٦-٤-۱-۱- روشهای تعیین ظرفیت باربری شمع ۷۳
۷-٦-٤-۱-۲- استفاده از روابط تحلیلی ۷۳
۷-٦-٤-۱-۳- استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا ۷۵
۷-٦-٤-۱-٤- استفاده از آزمایش بارگذاری استاتیکی ۷٦
۷-٦-٤-۱-۵- استفاده از آزمایش دینامیکی ۷٦
۷-٦-٤-۱-٦- تحلیل معادله موج (WEAP) ۷٦
۷-٦-٤-۱-۷- آزمایش دینامیک شمع (DLT) ۷۷
۷-٦-٤-۲- نشست شمع‌ها ۷۷
۷-٦-٤-۳- شمع‌های کششی ۷۸
۷-٦-۵- شمع‌های تحت بار جانبی ۷۹
۷-٦-۵-۱- ظرفیت باربری جانبی ۷۹
۷-٦-۵-۲- تغییرمکان جانبی ۸۰
۷-٦-٦- گروه شمع ۸۰
۷-٦-٦-۱- ظرفیت باربری گروه شمع ۸۰

صفحه

۷-٦-٦-۲- نشست گروه شمع ۸۱

۷-٦-٦-۳- تحلیل نیروها در گروه شمع ۸۱

۷-٦-٦-٤- طراحی گروه شمع ۸۲

۷-٦-۷- بار مجاز طراحی شمع‌ها ۸۲

۷-٦-۷-۱- روش مقاومت مجاز (بارهای عمدتاً بدون ضریب) ۸۳

۷-٦-۷-۲- روش ضرایب بار و مقاومت ۸٤

۷-٦-۸- آزمایش‌های بارگذاری شمع ۸۵

۷-٦-۸-۱- آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی ۸٦

۷-٦-۸-۲- آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی ۸٦

۷-٦-۸-۳- شمع‌های آزمایشی ۸۷

۷-٦-۸-٤- شمع‌های اصلی ۸۸

۷-٦-۸-۵- گزارش آزمایش‌های بارگذاری ۸۹

۷-٦-۹- طراحی سازه‌ای شمع‌ها ۸۹

۷-٦-۱۰- ملاحظات ساخت و اجرای شمع ۹۰

۷-٦-۱۱- ملاحظات شمعها در خاکهای مستعد روانگرایی و گسترش جانبی ۹۲

نمونه قابل انتشار

صفحه

۷-۷- ژئوتکنیک لرزه ای ۹٤
۷-۷-۱ دامنه کاربرد ۹٤
۷-۷-۲- زلزله طرح و اثرات ساختگاهی ۹٤
۷-۷-۲-۱- روش آیین نامه‌ای ۹٤
۷-۷-۲-۲- مطالعات ویژه زلزله طرح ۹٤
۷-۷-۲-۲-۱- تحلیل مخاطره‌پذیری ۹٤
۷-۷-۲-۳- تحلیل اثر ساختگاه ۹۵
۷-۷-۲-۳-۱- تاثیر لایه های رسوبی سطحی ۹۵
۷-۷-۲-۳-۲- تاثیر توپوگرافی سطحی ۹۷
۷-۷-۲-۳-۳- تاثیر توپوگرافی عمقی ۹۷
۷-۷-۳- روانگرایی ۹۷
۷-۷-۳-۱- ارزیابی پتانسیل روانگرایی ۹۸
۷-۷-۳-۱-۱- مرحله اول ارزیابی ۹۸
۷-۷-۳-۱-۲- مرحله دوم ارزیابی ۹۹
۷-۷-۳-۲- تعیین نشست ناشی از روانگرایی ۱۰۰
۷-۷-۳-۳- گسترش جانبی ۱۰۰
۷-۷-۳-٤- پیشگیری از مخاطرات ناشی از روانگرایی ۱۰۱
۷-۷-٤- ناپایداری شیبها و زمین لغزش ۱۰۱
۷-۷-۵- مخاطره گسلش سطحی ۱۰۲

غیر قابل انتشار

۱-۷ کلیات

۱-۱-۷ هدف

هدف این مبحث تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طراحی ژئوتکنیکی ساختمان‌ها است، به طوری که ایمنی کافی در ساختمان‌ها تأمین شود و شرایط بهره‌برداری مطلوب در طول عمر آن‌ها حفظ گردد.

۲-۱-۷ دامنه کاربرد

رعایت ضوابط و مقررات این مبحث در کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های موضوع مقررات ملی ساختمان الزامی است. ابنیه فنی مانند پل‌ها، سدها و سازه نیروگاه‌ها مشمول مقررات این مبحث نمی‌شوند ولی رعایت آن‌ها به صورت غیرالزامی توصیه می‌شود.

۳-۱-۷ تعاریف

۱-۳-۱-۷ پی: به مجموعه بخش‌هایی از سازه و زمین در تماس با آن اطلاق می‌شود که انتقال بار بین سازه و زمین مناسب از طریق آن صورت می‌گیرد. پی‌ها عمدتاً به سه گروه اصلی زیر تقسیم می‌شوند:

الف- پی‌های سطحی: به پی‌هایی گفته می‌شود که در عمق کم و نزدیک سطح زمین (عمق پی (D) کمتر از سه برابر عرض پی (B) $\frac{D}{B}\leq 3$) ساخته می‌شوند. این پی‌ها شامل: پی‌های منفرد، نواری، شبکه‌ای و گسترده هستند. پی‌های سطحی ممکن است از جنس مصالح بنایی، بتنی یا بتن‌آرمه باشند.

ب- پی‌های عمیق یا شمع‌ها: به پی‌هایی گفته می‌شود که نسبت عمق قرارگیری به کوچکترین بعد افقی آن‌ها از ۱۰ تجاوز کند ($\frac{D}{B}\geq 10$). این پی‌ها شامل انواع شمع‌ها، دیوارک‌ها و دیوارهای جداکننده می‌شوند. پی‌های عمیق در ساختمان‌ها معمولاً به وسیله یک سازه میانی، که کلاهک یا سرشمع نامیده می‌شود، بارهای سازه را به زمین منتقل می‌نمایند.

پ- پی‌های نیمه‌عمیق: به پی‌هایی گفته می‌شود که در حدفاصل بین پی‌های سطحی و پی‌های عمیق قرار دارند. پی‌های صندوقه‌ای معمولاً در این گروه قرار دارند.

۲-۳-۱-۷ خاکریزی مهندسی: به خاکریزی گفته می‌شود که در حین ساخت، تراکم و سایر مشخصات خاک کنترل می‌شود و می‌تواند بخشی از پی ساختمان در نظر گرفته شود.

۳-۳-۱-۷ سازه‌های نگهبان: به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که برای نگهداری خاک به کار برده می‌شوند. این سازه‌ها شامل انواع دیوارها و سیستم‌های نگهدارنده خاک هستند که ممکن است در بعضی از انواع آن‌ها عناصر سازه‌ای با خاک یا سنگ ترکیب شده یا از تسلیح خاک استفاده شود.

٤-۳-۱-۷ شناسایی ژئوتکنیکی: به مجموعه اقدامات و مطالعاتی گفته می‌شود که منجر به شناخت مشخصات مهندسی (مکانیکی، فیزیکی و شیمیایی) لایه‌های زمین می‌شود. این اقدامات شامل بررسی نقشه‌های زمین‌شناسی و زمین‌شناسی مهندسی با مقیاس مناسب، بررسی گزارش لایه‌های زمین در ساختگاه‌های مجاور، بازدید از برش‌ها و مقاطع موجود خاک مورد نظر، انجام مطالعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک با حفر گمانه یا چاه دستی، نمونه‌گیری دست‌خورده ودست‌نخورده نماینده وانجام آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی می‌باشد.

٥-۳-۱-۷ داده‌های ژئوتکنیکی: به پارامترهای برداشت‌شده از زمین ساختگاه گفته می‌شود که پردازش نشده‌اند.

٦-۳-۱-۷ اطلاعات ژئوتکنیکی: به داده‌های ژئوتکنیکی گفته می‌شود که پردازش شده‌اند.

۷-۳-۱-۷ گمانه: به حفاری در زمین به منظور شناخت خواص مهندسی خاک گفته می‌شود. حفاری عمدتاً با ماشین حفاری انجام می‌گیرد ولیکن می‌تواند با رعایت مسائل فنی و ایمنی خاص به صورت دستی نیز انجام شود که به آن چاه دستی نیز اطلاق می‌شود.

۸-۳-۱-۷ طراحی ژئوتکنیکی: کلیه خدمات مهندسی است که به منظور تعیین هندسه، کنترل پایداری، ایستایی و تغییر شکل‌های پی و بخش خاک زیر آن انجام می‌گیرد.

۹-۳-۱-۷ زمین مناسب: زمینی که با توجه به بار سازه مورد نظر، از باربری و نشست‌پذیری قابل‌قبول برخوردار باشد. چنانچه اطلاعاتی از زمین موردنظر قبل از شناسایی در دست نباشد، نمی‌توان زمین را مناسب فرض کرد.

۱۰-۳-۱-۷ لایه‌بندی پیچیده:لایه‌بندی زمینی که لایه‌های خاک ان منحنی شکل با شیب تند یا با جنس متنوع باشند(از قبیل زمین در مجاورت گسل‌ها یا نزدیک رودخانه‌ها یا پای شیب‌ها) و تفسیر لایه‌بندی مشکل باشد، لایه بندی پیچیده است. در سایر شرایط که لایه‌بندی یکنواخت است، به آن لایه‌بندی ساده اطلاق می‌شود.

۱۱-۳-۱-۷ ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد: این تعاریف عیناً طبق تعاریف به کار برده‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ است.

٤-۱-۷ روش‌های طراحی

استفاده از روش‌های طراحی تنش مجاز، روش ضرایب بار و مقاومت و روش عملکردی در این مقررات مجاز می‌باشد و طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.

۱-٤-۱-۷ روش تنش مجاز:

در این روش بارهایی که در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان آورده شده است با ضریب عمدتاً یک در محاسبات نیرو لحاظ می‌شوند و بار وارده بر خاک محاسبه می‌گردد. سپس با اعمال ضریب اطمینان مناسب تنش مجاز خاک محاسبه و طراحی انجام می‌شود. برای محاسبه نشست، بارهای وارده عمدتاً با ضریب یک در نظر گرفته می‌شود و نشست محاسبه شده باید از نشست مجاز کمتر باشد.

۲-٤-۱-۷ روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD):

در این روش دو ضریب ایمنی برای بار و مقاومت به طور جداگانه در محاسبات حالات حدی مقاومت و بهره‌برداری استفاده می‌شود.

۱-۲-٤-۱-۷ حالت حدی مقاومت:

اولین مجموعه ضرایب ایمنی در این روش اعمال ضرایب افزایش بار است و مقدار آن بستگی به میزان عدم اطمینان در برآورد مقدار بار دارد. ضرایب فوق با استفاده از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شوند. دومین مجموعه ضرایب کاهشی برای تقلیل مقاومت مصالح است و مقدار آن بستگی به عدم اطمینان موجود در کیفیت مصالح، نحوه اجرا و دقت دارد. مقادیر ضرایب افزایش بار و تقلیل مقاومت بر حسب مورد در فصل‌های مختلف این مبحث آمده است.

۲-۲-٤-۱-۷ حالت حدی بهره‌برداری:

طراحی در حالت حدی بهره‌برداری اغلب جهت کنترل نشست و تغییرشکل‌ها به کار می‌رود و در آن هر دو ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار متناسباً برای بهره‌برداری در نظر گرفته می‌شود.

۳-٤-۱-۷ روش‌های عملکردی:

در طراحی به این روش باید به وسیله تحلیل یا ترکیبی از تحلیل و آزمایش نشان داده شود که ضریب اطمینانی حداقل برابر با آنچه برای اعضای مشابه طراحی شده با روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) در برابر تاثیر بارهای مرده، زنده، محیطی و سایر بارها مورد انتظار است، تأمین شده است. در این راستا ملاحظات مربوط به عدم قطعیت‌های مربوط به بارگذاری و مقاومت باید در نظر گرفته شود.

۱-۳-٤-۱-۷ تحلیل:

تحلیل باید بر اساس روش‌های منطقی مبتنی بر قوانین پذیرفته شده مکانیک خاک، انجام شود و باید تمام منابع مهم تغییرشکل و مقاومت در آن در نظر گرفته شود. فرضیات مربوط به انتخاب کلیهٔ مشخصات و پارامترها باید بر اساس اطلاعات آزمایشگاهی قابل‌قبول و مراجع استاندارد لحاظ گردند.

۲-۳-٤-۱-۷ آزمایش:

شرایط آزمایشگاهی و مدل‌سازی فیزیکی مورداستفاده برای اثبات ظرفیت عملکردی تحت بارگذاری مورد نظر، باید به نحوی باشد که به درستی نمایانگر مصالح، هندسه، شرایط ساخت، شدت بارگذاری و شرایط مرزی پیش‌بینی شده برای سازه باشد. اگر ارزیابی نتایج آزمایش براساس نتایج به‌دست آمده از حداقل سه آزمایش انجام شود باید انحراف نتایج به‌دست‌آمده از هر آزمایش بیش از ۱۵٪ نسبت به مقدار میانگین نتایج تمام آزمایش‌ها نباشد. در صورتی که در نتایج هر یک از آزمایش‌ها انحراف بیش از ۱۵٪ نسبت به میانگین مشاهده شود، لازم است آزمایش‌های اضافی انجام شود تا زمانی که انحراف از نتایج هیچ یک از آزمایش‌ها بیش از ۱۵٪ نگردد یا این که حداقل ٦ آزمایش انجام شده باشد. هیچ‌یک از نتایج آزمایش‌ها نباید بدون ارائه دلیل منطقی حذف گردد. گزارش آزمایش‌ها باید شامل محل، زمان و تاریخ آزمایش باشد، مشخصات نمونه آزمایشگاهی، تجهیزات آزمایشگاهی، شرایط هندسی آزمایش، تاریخچه بارگذاری و تغییرشکل‌های به‌دست‌آمده تحت بارگذاری و همچنین هرگونه آسیب مشاهده‌شده در نمونه در طی آزمایش به همراه مقدار بار و تغییرشکلی که متناظر با این آسیب بوده است باید ثبت گردد.

۳-۳-٤-۱-۷ تهیه مدارک:

روش‌های مورد استفاده برای انجام این بند و نتایج حاصل از تحلیل و آزمایش‌ها باید طی یک یا چند گزارش آماده شده و به یک مرجع ذیصلاح ارسال گردد تا با استفاده از یک گروه بررسی‌کننده مستقل به بررسی و تصویب آن اقدام شود.

۲-۷ ملاحظات طراحی و شناسایی ژئوتکنیکی زمین

۱-۲-۷ اهداف شناسایی ژئوتکنیکی

۱-۱-۲-۷ داده‌های ژئوتکنیکی باید همواره مبتنی برگردآوری، انجام بررسی ژئوتکنیکی و اطلاعات ثبت‌شده بوده و با دقت مورد تفسیر قرار گیرند. این داده ها افزون بر اطلاعات ژئوتکنیکی شامل داده‌های زمین‌شناسی عمومی، زمین‌شناسی مهندسی، زمین ریخت‌شناسی، لرزه‌خیزی، هیدرولوژی، هیدروژئولوژی و تاریخچه ساختگاه می‌باشند. این شناسایی‌ها شامل بررسی لایه‌بندی خاک و خصوصیات مهندسی آن، شرایط آب زیرزمینی، تراز سنگ بستر و سایر مشخصات ساختگاه پروژه است. کسب اطلاعات فوق ضروری و تابع نوع پروژه و شرایط زمین می‌باشد.

۲-۱-۲-۷ برنامه‌ریزی انجام شناسایی ژئوتکنیکی زمین باید چنان انجام شود که نیازمندی‌های طراحی، ساخت و تامین عملکرد سازه پیشنهادی را فراهم نماید. باید توجه داشت در صورت مواجه‌شدن با تغییرشرایط زمین (مشخصات ژئوتکنیکی...) یا سازه (جابجایی محل سازه مهم، تغییر تعداد طبقات سازه....) ، شناسایی ژئوتکنیکی باید متناسب با این تغییرات مورد بررسی مجدد قرار گیرد.

۲-۲-۷ بررسی‌های ژئوتکنیکی

بررسی‌های ژئوتکنیکی شامل سه مرحله زیر است که ممکن است بین این مراحل همپوشانی‌هایی وجود داشته باشد:

- بررسی‌های مقدماتی
- بررسی‌های طراحی
- بررسی‌های کنترلی

۱-۲-۲-۷ بررسی‌های مقدماتی با اهداف زیر انجام می‌شود:

- شناسایی و ارزیابی کلی ساختگاه‌ها
- مقایسه ساختگاه‌های مختلف برای انتخاب مناسب‌ترین گزینه، در صورت نیاز
- تخمین تغییراتی که ممکن است در اثر کارهای پیشنهادشده پیش آید و پیامدهای آنها
- پیش‌بینی پیامدهای ناشی از اجرا در محیط پروژه و اطراف ان

۲-۲-۲-۷ بررسی‌های طراحی با اهداف زیر انجام می‌شود:

- فراهم‌نمودن اطلاعات لازم ساختگاه به منظور طراحی ایمن و تامین عملکرد مورد انتظار سازه‌های دائمی و موقت با حفظ صرفه اقتصادی در طراحی
- فراهم‌نمودن اطلاعات لازم برای برنامه‌ریزی اجرای کارهای موقت (مثل پایدارسازی گود) و دائمی در ساختگاه
- پیش‌بینی و شناسایی مشکلات ژئوتکنیکی احتمالی که ممکن است در خلال اجرا و پس از آن بروز نماید

۳-۲-۲-۷ بررسی‌های کنترلی با اهداف زیر انجام می‌شود:

- برای اطمینان از تامین ایمنی کافی در حین گودبرداری و اجرای سازه‌های نگهبان موقت و دائم، ساخت پی و سازه
- برای اطمینان از عملکرد مناسب سازه در دوران ساخت و بهره‌داری، در اموری که به پی سازه و و زمین ارتباط پیدا می‌کند
- تطبیق فرضیات طراحی با مشاهدات واقعی و اندازه‌گیریهای ژئوتکنیکی در ساختگاه.

۳-۲-۷ الزامات بررسی‌های ژئوتکنیکی

با توجه به نوع بررسی ژئوتکنیکی مدنظر، الزامات متفاوتی مطابق بندهای ۷-۲-۳-۱ الی ۷-۲-۳-۳ ممکن است مدنظر قرار گیرد. همچنین تعمیم محتوای الزامات هر بند به الزامات بندهای دیگر به جز در مواردی که صراحتاً بیان شده باشد مجاز نمی‌باشد.

۱-۳-۲-۷- الزامات بررسی‌های مقدماتی

۱-۱-۳-۲-۷ در بررسی‌های مقدماتی موارد زیر باید بررسی یا انجام و اطلاعات و مستندات مربوطه جمع‌آوری و ارائه گردد:

- شناسایی میدانی ساختگاه
- تاریخچه ساختگاه

- توپوگرافی منطقه
- وجود مناطق ناپایدار
- هیدرولوژی و هیدروژئولوژی
- بررسی محلی در خصوص سطح آب زیرزمینی
- بررسی ساختمان‌ها و حفاری‌های همجوار
- نقشه ها و مدارک زمین‌شناسی و زمین‌شناسی مهندسی موجود
- بررسی‌های پیشین انجام شده در محدوده مورد نظر
- عکس‌های هوایی و ماهواره ای
- نقشه‌های قدیمی
- مستحدثات تحت‌الارضی ساختگاه (مانند قنات‌ها یا سایر حفرات زیرزمینی، شریان‌های حیاتی و غیره)
- لرزه‌خیزی منطقه

۲-۱-۳-۲-۷ گزارش بررسی مقدماتی باید شامل موارد ذیل باشد:

- درج نوع بررسی انجام شده (بررسی مقدماتی) در گزارش ارائه‌شده الزامی می‌باشد.
- توضیحات، تحلیل‌ها و مستندات مربوط به موارد مطرح شده در بند ۷-۲-۳-۱-۱ باید به صورت کامل در گزارش آورده شود.
- استفاده از تحلیل‌ها و پارامترهای ارائه‌شده در گزارش بررسی مقدماتی برای طراحی مجاز نمی‌باشد. در تنظیم ادبیات فنی گزارش بررسی مقدماتی، باید از هرگونه اظهارنظر قطعی اجتناب شده و این امر به ارائه گزارش بررسی طراحی یا کنترلی منوط گردد.
- تعداد، فاصله، عمق و نوع گمانه‌ها و آزمون‌های آزمایشگاهی و صحرایی پیش‌بینی شده لازم، که باید در شناسایی طراحی اعمال گردند، به صورت یک فصل مجزا در انتهای گزارش بررسی‌های مقدماتی، با استناد به الزامات مذکور در آخرین نسخه مبحث ۷ مقررات ملّی ساختمان (ژئوتکنیک و مهندسی پی) ذکر گردد و توصیه‌های لازم در این خصوص در صورت نیاز ارائه گردد.
- انجام بررسی مقدماتی قبل از انجام هر نوع بررسی دیگر (بررسی طراحی یا بررسی کنترلی)، الزامی می‌باشد.

۲-۳-۲-۷ الزامات بررسی‌های طراحی

۱-۲-۳-۲-۷ شناسایی‌های لازم در مرحله بررسی طراحی

۱-۱-۲-۳-۲-۷ طبقه‌بندی نوع خاک، باید بر مبنای مشاهدات و آزمایش‌های موردنیاز و متناسب با مصالح به‌دست‌آمده از حفاری گمانه یا چاهک یا هر شناسایی اکتشافی زیر سطحی در نقاط مناسب انجام شود.

۲-۱-۲-۳-۲-۷ به منظور ارزیابی مقاومت برشی خاک و تغییرشکل‌پذیری خاک در شرایط بارگذاری استاتیکی و لرزه‌ای باید متناسب با شرایط ژئوتکنیکی وسازه مورد نظر آزمایش‌های لازم انجام شود.

۳-۱-۲-۳-۲-۷ انجام آزمایش‌هایی به‌منظور شناخت سطح آب زیرزمینی و توجه به خاک‌های مسئله‌دار و ناپایداری‌های ژئوتکنیک لرزه‌ای ساختگاه مورد نظر ضروری است.

٤-۱-۲-۳-۲-۷ وسعت شناسایی زمین از قبیل تعداد و نوع حفاری، تجهیزات مورد استفاده برای حفاری و نمونه برداری، تجهیزات آزمایش‌های برجا و برنامه آزمایش‌های آزمایشگاهی باید توسط متخصص ژئوتکنیک و با استناد به این مبحث تعیین شود.

۵-۱-۲-۳-۲-۷ تعداد، فاصله و عمق گمانه و چاه‌های دستی ذکرشده در بندهای بعدی صرفاً به‌عنوان مقادیر حداقلی می‌باشد و انتخاب این مقادیر رافع مسئولیت متخصص ژئوتکنیک نمی‌باشد.

٦-۱-۲-۳-۲-۷ تعداد و فاصله گمانه‌ها

اقدامات زیر برای تعیین فاصله گمانه‌ها یا چاه های شناسایی ضروری است. در توضیحات زیر باید توجه داشت هر جا از واژه گمانه استفاده شده است، منظور گمانه ماشینی یا چاه دستی شناسایی می‌باشد.

چنانچه گمانه زنی به منظور ساخت یک ساختمان منفرد انجام می‌شود:

الف – فاصله گمانه ها باید ۱۵ الی ۳۵ متر متناسب با تعداد طبقات، اهمیت ساختمان و پیچیدگی لایه‌بندی زمین و با توجه به جدول ۷-۲-۱ تعیین شود.

ب- در جدول ۷-۲-۱، اهمیت ساختمان‌ها بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ تعیین شده است.

پ- در صورتیکه ساختمان موردنظر پس از ایجاد گودبرداری احداث شود، گمانه‌های لازم برای گودبرداری (جدول ۷-۲-۱) نیز باید به تعداد گمانه‌های تعیین‌شده برای ساختمان اضافه شود.

جدول ۷-۲-۱ حداقل تعداد گمانه مورد نیاز

مساحت	اهمیت ساختمان	تعداد حداقل گمانه
یک ساختمان منفرد با	خیلی زیاد و زیاد	۳

سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ مترمربع	متوسط	۲
	کم	۱
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	خیلی زیاد و زیاد	٤
	متوسط	۳
	کم	۲

تبصره ۱: چنانچه نتایج حاصل از این گمانه‌ها عدم یکنواختی را در زمین نشان دهد یا لایه‌بندی زمین پیچیده باشد (مثل چین‌خوردگیها، مجاور گسل‌ها، نزدیک رودخانه‌ها و کوه‌ها، زمین‌های بسیار ناهموار و دره‌ها)، به‌منظور رسیدن به اطلاعات لازم، بنابر تشخیص متخصص ژئوتکنیک به تعداد گمانه‌های فوق اضافه می‌شود.

تبصره ۲: برای سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ مترمربع، حداقل دو گمانه به ازای هر ۱۰۰۰ مترمربع به مقادیر تعداد گمانه اضافه می‌شود به نحوی که گمانه‌ها در یک شبکه‌بندی مناسب قرار گرفته، حداقل فاصله گمانه مذکور در بند الف را رعایت نماید وکل مساحت زمین را پوشش دهد.

چنانچه گمانه‌زنی به منظور شناخت یک زمین برای ساختمان‌سازی گسترده یا انبوه‌سازی انجام شود رعایت موارد زیر الزامی می‌باشد:

الف- حضور یک متخصص ژئوتکنیک در فعالیت‌های ساختمان‌سازی گسترده الزامی می‌باشد.

ب- اگر منظور شناسایی زمین برای ساختمان‌سازی گسترده برای ساختمان بیش از ۱۲ طبقه باشد، تعداد گمانه‌ها براساس تعداد گمانه‌ها همانند ساختمان منفرد انجام می‌شود.

پ- اگر منظور شناسایی زمین برای ساختمان‌سازی گسترده برای ساختمان بین ۵ و ۱۲ طبقه باشد فاصله گمانه‌ها بین ۳۰ تا ٦۰ متر متناسب با تعداد طبقات، اهمیت ساختمان و پیچیدگی لایه‌بندی زمین خواهد بود.

ت- اگر منظور شناسایی زمین برای ساختمان‌سازی گسترده با ارتفاع کمتر از ۵ طبقه باشد:

ت-۱- اگر لایه‌بندی زمین به صورت یکنواخت باشد، فاصله ۵۰ تا ۱۰۰ متر بین گمانه‌ها متناسب با تعداد طبقات، اهمیت ساختمان و پیچیدگی لایه زمین قابل قبول می‌باشد.

ت-۲- اگر لایه‌بندی زمین پیچیده باشد (مثل مجاور گسل‌ها، نزدیک رودخانه‌ها و کوه‌ها، زمین‌های بسیار ناهموار و دره‌ها)، فاصله حداکثر ۳۰ متر بین گمانه‌ها قابل‌قبول می‌باشد.

ث- اگر ساختمانی با تعداد طبقات یا اهمیت متفاوت با سایر ساختمان‌ها در مجموعه موردنظر باشد، شناسایی خاص آن ساختمان باید انجام شود. در این صورت برای این‌گونه ساختمان‌ها، باید ضوابط تعیین فاصله گمانه ها برای ساختمان‌های منفرد اعمال گردد.

چنانچه برای احداث ساختمان، نیاز به گودبرداری باشد لازم است مطالعات ضروری و خاص گودبرداری انجام گیرد و اطلاعات لازم برای انجام صحیح تحلیل‌های پایداری و تغییرشکل‌ها به منظور حفظ پایداری دیواره‌ها و عدم‌بروز خسارت در ابنیه مجاور به‌دست آید. برای جزئیات مطالعات و تمهیدات ضروری لازم است به فصل گودبرداری و پایش مراجعه شود.

۷-۱-۲-۳-۲-۷ عمق گمانه‌ها

عمق گمانه‌های موردنیاز باید بیش از عمقی باشد که افزایش تنش ناشی از بار ساختمان در آن عمق به کمتر از هر یک از دو معیار زیر برسد. هر عمقی بیشتر شد ملاک می‌باشد:

الف- عمقی که تنش وارده از پی به زمین از ۱۰درصد تنش موثر موجود ناشی از وزن زمین در آن عمق کمتر شود.

ب- عمقی که تنش ناشی از پی به زمین به ۱۰ درصد مقدارتنش خالص ساختمان در تراز پی خود کاهش یابد.

پ- در هر صورت عمق گمانه ها نباید از عرض ساختمان کمتر باشد.

تبصره ۱: در صورتی که عرض ساختمان در مقایسه با بار ساختمان زیاد باشد (مثل سوله،.....) نیازی نیست عرض ساختمان مبنا قرار گیرد.

تبصره ۲: در ساختمان با پی‌های منفرد: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، عرض یک پی ملاک تعیین عمق گمانه‌ها در نظر گرفته می‌شود و در غیر این صورت عرض کل ساختمان شاخص تعیین عمق گمانه‌ها خواهد بود.

نکاتی که باید در تعیین عمق گمانه رعایت شود :

الف- اگر احداث ساختمان با گود برداری همراه باشد، عمق گود باید به عمق گمانه اضافه شود.

ب- حفر حداقل یک چاه دستی جهت مشاهده بافت خاک در هر پروژه ضروری است. عمق چاه دستی حداکثر تا سطح آب زیرزمینی می‌باشد. این چاه دستی علاوه بر تعداد حداقل گمانه‌ها حفر می‌شود.

پ- در صورتی‌که قبل از رسیدن به عمق نهایی گمانه به بستر سنگی برخورد شود عمق گمانه می‌تواند کمتر شود. نفوذ حداقل سه متر در بستر سنگی ضروری است.

ت- در صورتی‌که درگمانه به نهشته‌هایی که برای پی مناسب نیستند (از قبیل خاک دستی و نباتی) برخورد شود عمق گمانه باید توسط یک متخصص ژئوتکنیک ذیصلاح تعیین گردد.

ث-برای پی‌های عمیق یا شمع‌ها، گمانه‌ها و آزمایش‌های نفوذ یا سایر آزمایش‌های برجا باید تا عمقی صورت گیرد که شناسایی شرایط زمین با اطمینان کافی حاصل شود. این عمق معمولا تا چهار برابر قطر شمع (4D) برای یک شمع علاوه بر طول شمع ادامه پیدا می‌کند. برای گروه شمع به اندازهٔ ۲B (B عرض گروه) شمع پایین‌تر از نوک شمع‌ها گسترش داده شود.

۲-۲-۳-۲-۷ حفاری و نمونه‌برداری خاک

۲-۲-۳-۲-۷ -۱ فرآیند حفاری و نمونه‌برداری و دستگاه‌های مورداستفاده باید مطابق استانداردهای ملّی یا بین‌المللی معتبر باشد.

۲-۲-۳-۲-۷ در طول زمان حفاری گمانه و نمونه‌گیری باید ناظر واجد صلاحیت در محل پروژه حاضر و بر عملیات نظارت داشته باشد.

۳-۲-۳-۲-۷ باید صلاحیت مجموعه‌ای که عملیات حفاری گمانه و نمونه‌برداری و سایر عملیات اجرایی را انجام می‌دهند، به تایید مراجع ذی‌ربط رسیده باشد.

٤-۳-۲-۲-۷ روش‌های حفاری گمانه

حفاری گمانه و نمونه‌گیری به صورت دستی یا ماشینی و با توجه به بندهای ذیل قابل قبول است:

روش معمول گمانه‌زنی در تمام خاک‌ها حتی در زیر سطح آب، حفاری دورانی است. باید توجه نمود که برای اخذ نمونه دست‌نخورده در خاک چسبنده باید سرعت دوران و فشار مته محدود شود. در نمونه‌گیری ها باید مراقب بود که عملیات گمانه‌زنی و نمونه‌گیری باعث تغییر در رطوبت یا مشخصات خاک نشود. مصالحی که مستقیماً از حفاری دورانی به‌دست می‌آیند برای هیچ‌یک از آزمون‌های آزمایشگاهی نباید استفاده شوند.

حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاک چسبنده نرم و کم عمق که دیواره گمانه پایدار است قابل‌قبول می‌باشد. حفاری اوگر با میله توخالی در بالای سطح آب قابل قبول است. اخذ نمونه دست‌نخورده در این روش در زیر سطح آب قابل‌قبول نیست.

حفاری دورانی با مغزه‌گیری پیوسته در خاک و سنگ در صورت لزوم و طبق نظر متخصص ژئوتکنیک ذیصلاح انجام می‌گیرد. باید توجه نمود که نمونه خاک اخذشده از داخل مغزه در این روش نمی‌تواند به عنوان نمونه دست‌نخورده مورد استفاده قرار گیرد. در صورت نیاز به نمونه دست‌نخورده در خاک‌ها لازم است از کربارل دو جداره استفاده شود.

در خاک‌هایی که امکان نمونه‌گیری توسط ماشین وجود ندارد (از قبیل خاک‌های مخلوط به‌خصوص خاک‌هایی که دارای قلوه سنگ می‌باشند) حفر چاه دستی و انجام آزمایش‌های برجا و نمونه‌گیری بلوکی دست‌نخورده برای آزمایش مکانیکی دقیق و نمونه دست‌خورده برای آزمایش‌های شناسایی و طبقه‌بندی اکیداً توصیه می‌گردد.

روش‌های نمونه‌گیری، جابجایی و انبارکردن نمونه‌ها باید گزارش شود تا اثر به کارگیری این روش‌ها هنگام تفسیر نتایج آزمایش‌ها مدنظر قرار گیرد.

۲-۳-۲-۷- ۳ آزمون‌های آزمایشگاهی

آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های خاک و سنگ به‌دست‌آمده از ساختگاه پروژه انجام شده و نتایج آن به همراه سایر آزمایش‌ها و مشاهدات مورد استفاده قرار گیرند. این آزمون‌ها باید مطابق با استانداردهای معتبر ملّی و بین‌المللی انجام گیرد. جدول ۷-۳-۱ می‌تواند در این رابطه مورد استناد قرار گیرد.

غیر قابل انتشار

جدول ۷-۳-۱ استانداردهای برخی از آزمایش‌های مکانیک خاک

آزمایش	شماره ASTM
نفوذپذیری خاک دانه‌ای	D ٦٨-٢٤٣٤ (٢٠٠٠)
درصد رطوبت	D ٩٨-٢٢١٦
دانه‌بندی و هیدرومتری	D ٦٣-٤٢٢ (٠٢) و D ٤٢١-٨٥(٠٢)
اتربرگ	D ٠٠-٤٣١٨
وزن مخصوص Gs خاک	D ٠٢-٨٥٤
طبقه‌بندی خاک ASTM	D ٠٠-٢٤٨٧
تک محوری خاک	D ٠٠-٢١٦٦
سه محوری UU	D ٠٣-٢٨٥٠a
سه محوری CU	D ٠٤-٤٧٦٧
برش مستقیم	D ٠٤-٣٠٨٠
تحکیم	D ٠٤-٢٤٣٥
تراکم آزمایشگاهی استاندارد	D ٠٠-٦٩٨٠a

٤-٢-٣-٢-٧ آزمون‌های برجا

آزمون‌های برجا به عنوان بخش مهمی از شناسایی‌های ژئوتکنیکی زمین باید مورد توجه قرار گیرد. انواع متداول این آزمایش‌ها و نوع خاک‌هایی که هر کدام از این آزمون‌ها کاربرد دارند و همچنین روش انجام آنها باید مطابق با استانداردهای معتبر ملّی یا بین‌المللی باشد. جدول ۷-۳-۲ می‌تواند دراین رابطه مورد استناد قرار گیرد.

جدول ۷-۳-۲ استانداردهای برخی از آزمون‌های برجا

آزمایش	نشریه ایرانی	شماره ASTM
نفوذ استاندارد SPT	۲۲٤ سازمان برنامه و بودجه	D۱۱-۱۵۸٦
C.B.R		D۱٦-۱۸۸۳
پرسیومتری	۲۲۳ سازمان برنامه و بودجه	D۰۷-٤۷۱۹
C.P.T	۲٤۳ سازمان برنامه و بودجه	D۰۹-٤۷۷۱(۲۰۱٤)
بارگذاری صفحه	۲۳۱ طرح استاندارد آب	D۰۹-۱۱۹۵(۲۰۱۵)
برش برجا		D۱۲-٤۵۵٤

۵-۲-۳-۲-۷ گزارش بررسی‌های طراحی

عملیات مطالعات و خدمات مهندسی ژئوتکنیکی باید توسط مشاور ژئوتکنیکی باتجربه و ذیصلاح انجام گردد. گزارش ارائه‌شده باید شامل برنامه‌ریزی عملیات مطالعات ژئوتکنیکی، کلیه داده‌ها و اطلات ژئوتکنیکی حاصل از بررسی‌ها و حفاری‌های انجام شده در ساختگاه باشد. برنامه‌ریزی عملیات مطالعات ژئوتکنیکی، انتخاب پارامترهای طراحی و محاسبات مربوط به طراحی‌های انجام شده باید توسط مشاور خدمات مهندسی ژئوتکنیکی انجام گیرد و گزارش شود.

گزارش نهایی مطالعات شامل دو بخش عمدهٔ زیر است:

- بخش عملیات مطالعات ژئوتکنیکی

- بخش خدمات مهندسی ژئوتکنیک

۱-۵-۲-۳-۲-۷ گزارش عملیات مطالعات ژئوتکنیکی

۱-۱-۵-۲-۳-۲-۷ پس از انجام شناسایی‌های ژئوتکنیکی مربوط به مرحله بررسی طراحی، لازم است گزارش کامل آن ارائه شود. نتایج آزمون‌های انجام شده باید به دو صورت اندازه‌گیری شده و پردازش‌شده گزارش شوند.

۲-۵-۲-۳-۲-۷ گزارش بررسی مقدماتی که قبلاً مطابق الزامات بند ۷-۲-۳-۱-۲ تنظیم و ارائه شده است، باید به پیوست گزارش عملیات ژئوتکنیکی بررسی طراحی ارائه شود. در صورتی که قبلاً بنا به هر دلیلی بررسی مقدماتی انجام نشده باشد، کلیه اطلاعات مطرح شده در بند ۷-۲-۳-۲-۱-٦ باید در قالب فصل اول

گزارش بررسی طراحی جمع‌آوری و ارائه گردد. به عبارت دیگر برای تهیه گزارش عملیات ژئوتکنیکی بررسی طراحی، همواره بررسی مقدماتی باید انجام و گزارش شود.

۳-۵-۲-۳-۲-۷ گزارش توصیفی از شناسایی‌های ژئوتکنیکی مربوط به بررسی‌های طراحی باید حداقل شامل موارد زیر باشد:

خلاصه‌ای از پروژه موردنظر شامل اطلاعات محل پروژه، هندسه و ابعاد پروژه، برآورد بارهای پیش‌بینی‌شده، ، سیستم سازه در صورت امکان

نقشه محل گمانه‌های حفاری با مختصات مسطحاتی و تراز گمانه‌ها.

لوگ گمانه‌ها شامل: شرح تمام نمونه‌های گرفته شده از خاک و سنگ با ذکر تاریخ نمونه‌گیری، سطح آب زیرزمینی در صورت مشاهده با ذکر تاریخ برداشت و درج نوسانات آن در حین اجرای کارهای صحرایی و نتایج تمام آزمایش‌های محلی (برجا)

شرح موارد مشاهده‌شده در حین حفاری از قبیل: افتادن میله حفاری، کاهش یا افزایش سرعت حفاری، برخورد مته با قطعات بزرگ سنگ و سایر موارد

شرح زمان‌هایی که در فاصله بین آنها هر گونه عملیات صحرایی یا آزمایشگاهی انجام شده است.

نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی با ذکر تاریخ آزمایش.

نحوه انجام تمام آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی

فهرست انواع تجهیزات به‌کار برده شده با عنوان نوع خدمات ارائه‌شده توسط آن تجهیزات

اسامی کلیه مشاوران و پیمانکاران ژئوتکنیک دست اندرکار

تهیه جداول مقادیر کارهای صحرایی و آزمایشگاهی

ارائه مشاهدات صحرایی که توسط افراد بخش نظارت صحرایی در خلال بررسی‌های زیر سطحی به عمل آورده شده است. مشاهدات صحرایی مهم که حتما باید مورد توجه قرار گیرند به شرح زیر است:

- حفره‌ها، فضاهای خالی و قنات‌ها، انباره‌های فاضلاب و غیره
- تغییر وضع سنگ‌ها، خاک‌ها یا مصالح پرکننده

٤-۲-۷ سایر ملاحظات طراحی ژئوتکنیکی

در استفاده از پارامترهای ارائه‌شده در گزارش مطالعات به منظور انجام طراحی‌های ژئوتکنیکی، باید ملاحظات بارگذاری و دوام مربوطه مدنظر قرار گیرد.

۱-٤-۲-۷ ملاحظات بارگذاری

۱-۱-٤-۲-۷ در طراحی ژئوتکنیکی باید علاوه بر بارهای وارد از سازه به پی، به بارها و اثرات ناشی از عوامل زیر توجه داشت:

- وزن خاک، سنگ و آب
- تنش‌های برجای زمین
- فشارهای هیدروستاتیک آب‌های آزاد، فشار آب‌های زیرزمینی، نیروی جریان آب
- باربرداری یا گودبرداری زمین
- بارهای حاصل از حرکات زمین، خزش و گسیختگی توده‌های خاکی
- بارهای ناشی از ترافیک
- حرکات ناشی از معدن‌کاری و حفر قنات‌ها و احداث تونل
- اثرات ناشی از فعل و انفعالات شیمیایی
- اثرات ناشی از فروریزش (رمبندگی)، جمع‌شدگی و تورم خاک
- حرکات و بارهای ناشی از اثر زلزله، ارتعاشات و انفجارها

۲-۱-٤-۲-۷ برخی از نیروها به تبع تغییرمکان‌های به وجود آمده در خاک بسیج می‌شوند. مانند نیروهای ناشی از فشار خاک بر دیوارها و اصطکاک منفی جدار شمع‌ها. در این نوع موارد باید به این امر توجه داشت و اگر جابجایی و تغییرمکان خاصی اجازه داده می‌شود، میزان نیروی بسیج‌شده مربوط به آن در محاسبات لحاظ گردد.

۳-۱-٤-۲-۷ در موارد خاص از جمله حساسیت سازه به نشست، ممکن است تحلیل برهم‌کنش بین سازه و خاک ضروری گردد. در طراحی و ساخت هر سازه باید اثرات مخرب آن بر محیط و سازه‌های مجاور دیده و راهکار مناسب ارائه شود.

۲-٤-۲-۷ الزامات بررسی‌های کنترلی

۱-۲-٤-۲-۷ الزامات بررسی‌های کنترلی مربوط به سازه‌ها شامل موارد زیر است :

۲-۲-٤-۲-۷ کنترل‌های مضاعف مربوط به خاک و سنگ

الف – خواص ژئوتکنیکی خاک‌ها یا سنگ‌هایی که سازه در داخل یا روی آن بنا می‌شود باید کنترل گردد. احتمال دارد بررسی‌های اضافی ساختگاه نیز ضروری باشد. نمونه‌هایی از این سنگ‌ها و خاک‌ها را می‌توان بازیابی و آزمایش کرد و خواص شاخص، مقاومتی و تغییر شکلی آنها را تعیین نمود.

ب- در صورتیکه بررسی‌های بیشتری برای تعیین جزئیات خواص زمین یا شرایط خاک برداری و خاکریزی که از نظر طراحی دارای اهمیت است، ضروری گردد باید اقدامات لازم زیرنظر متخصص ژئوتکنیک انجام گیرد.

پ- شواهد غیرمستقیم در مورد خواص ژئوتکنیکی زمین، مانند اطلاعات شمع‌کوبی، باید ثبت و از آنها برای تفسیر شرایط زمین استفاده شود.

ت- چنانچه در حین اجرا با خاک‌های مسئله‌دار، خاک‌های ریزشی، حفره‌های زیرزمینی، گسلش و پهنه‌های خردشده که قبلا دیده نشده مواجه شوند باید مورد توجه قرار گیرد.

ت- به منظور پایش گودبرداری‌ها در موارد حساس ممکن است استفاده از ابزارگذاری به منظور رفتارسنجی ضروری گردد. در این مورد برداشت اطلاعات به فواصل زمانی تعیین‌شده و توام با شرایط جدید محیطی و ژئوتکنیکی (ناشی از تغییرات فصلی، بارندگی‌های ممتد یا شدید، وقوع زمین لرزه و غیره) باید انجام پذیرد.

۱-۲-۲-٤-۲-۷ کنترل‌های مضاعف مربوط به آب زیرزمینی

در مواردی که شرایط آب زیرزمینی تاثیر مهمی بر روش ساخت یا عملکرد سازه داشته باشد، کنترل‌ها باید با مشاهده مستقیم انجام شود. در این موارد باید به نکات زیر توجه داشت:

- مشاهده و ثبت سطح آب در گمانه‌ها و لوله‌های قائم و نوسان آن در خلال زمان
- ارزیابی هیدروژئولوژیکی ساختگاه شامل عوارضی نظیر سفره‌های آب آرتزین یا معلق یا تغییرات جزرومدی در ساحل‌ها

- مشخصه‌های جریان آب زیرزمینی و رژیم فشار حفره‌ای را می‌توان توسط "پیزومتر" به دست آورد، که ترجیحاً باید قبل از شروع عملیات ساختمانی نصب شده باشند. در بعضی موارد ممکن است ضرورت داشته باشد پیزومترها را به فاصله زیادی از ساختگاه به عنوان بخشی از شبکه رفتارسنجی نیز نصب کرد.
- چنانچه تغییرات فشار آب حفره‌ای در حین اجرا بر عملکرد سازه تاثیرگذار باشد، باید فشارهای آب حفره ای تا زمان تکمیل ساختمان یا کاهش آنها به مقادیر ایمن کنترل شود.
- در مورد سازه‌های واقع در زیر تراز آب‌های زیرزمینی که ممکن است شناور شوند، فشارهای آب حفره‌ای باید تا زمانی که وزن سازه به حدی برسد که احتمال شناورشدن را از بین ببرد، کنترل گردند.
- در صورتی که آب زیر زمینی جریان داشته باشد تجزیه شیمیایی آب در گردش باید در هر زمانی که بخشی از کارهای موقت یا دائمی به طور قابل‌توجهی در معرض خوردگی شیمیایی قرار می‌گیرند، انجام شود.
- مطالعات زیست محیطی و آلودگی‌های آب و خاک مورد توجه قرار گیرد.

۳-۲-٤-۲-۷ گزارش بررسی‌های کنترلی

در صورت انجام نظارت و کنترل در حین اجرا، باید گزارشی از تجزیه و تحلیل مشاهدات میدانی فوق شامل موارد زیر ارائه گردد:

الف- پیچیدگی شرایط زمین و عدم انطباق آن با مفروضات اولیه در صورت وجود

ب- خطر گسیختگی و ناپایداری در حین اجرا

پ- تجزیه و تحلیل بر اساس مشاهدات جدید و مطالعات دیگر تکمیلی و ارائه پیشنهاد در صورت لزوم.

۳-٤-۲-۷ ملاحظات دوام

۱-۳-٤-۲-۷ در طراحی ژئوتکنیکی، شرایط محیطی داخلی و خارجی باید در مرحله طراحی ارزیابی شده و اهمیت آن در رابطه با دوام سازه در عمر مفید آن مشخص گردد. بر اساس این ارزیابی‌ها باید توصیه‌های لازم برای محافظت یا تامین مقاومت لازم در مصالح از نظر دوام ارائه شود.

۲-۳-٤-۲-۷ در طراحی برای دوام مصالح به کاربرده‌شده در خاک باید به موارد زیر توجه داشت:

- در سازه‌های ژئوتکنیکی مانند خاک‌های مسلح و خاک‌های میخ‌کوبی شده و مهاربندی‌ها، به اثر مواد خورنده بر روی مصالح آن‌ها
- به احتمال وجود کاتیون‌ها و آنیون‌های شیمیایی در خاک و تاثیر آن‌ها بر رفتار طولانی مدت سازه های مجاور آن‌ها
- به پدیده‌های انحلالی مواد شیمیایی و تغییر ساختار خاک در ایجاد حرکات القایی و تغییرات تنش‌ها در سازه‌های ژئوتکنیکی و اثر آن‌ها در باربری خاک زیر پی.

غیر قابل انتشار

۳-۷ گودبرداری و پایش

۷-۳-۱ هدف

هدف این فصل ارائه حداقل الزامات موردنیاز در طراحی، اجرا، نظارت و پایش گودبرداری برای احداث پروژه‌های شهری می‌باشد.

۷-۳-۲ تعاریف

۷-۳-۲-۱ گودبرداری‌ها به شرح زیر به دو گروه کلی: حفاظت‌نشده و حفاظت‌شده تقسیم می‌شوند:

گروه اول گودهایی هستند که در کلیهٔ شرایط دوران عملکرد، پایداری و تغییرشکل مجاز در آن بدون هیچ‌گونه حفاظتی تأمین شده باشد.

گروه دوم گودهایی هستند که در کلیهٔ شرایط دوران عملکرد، پایداری و تغییرشکل مجاز در آن با دو مکانیزم مختلف زیر تأمین شده باشد:

- با استفاده از بسیج نیروهای داخلی خاک و عناصر مسلح کننده خاک
- با استفاده از سازه نگهبان

۷-۳-۲-۲ گودها یا دائمی‌اند یا موقت. گود موقت گودی است که برای زمانی کوتاه تعریف‌شده طبق بند ۷-۳-۲-۲-۱ به منظور اجرای عملیات ساختمانی احداث می‌شود.

در طراحی گودهای موقت یا دائم، بارگذاری‌ها و جزئیات روش‌ها و مشخصات مصالح باید منطبق با شرایط پایدارسازی موقت یا دائم در نظر گرفته شود.

۷-۳-۲-۲-۱ پایدارسازی موقت: نوعی پایدارسازی است که پایداری گود را در دوران احداث بنا تأمین می‌کند و برای آن نقشی در کاهش نیروهای رانش خاک بر سازهٔ اصلی در شرایط بهره‌برداری در نظر گرفته نمی‌شود.

۷-۳-۲-۲-۲ پایدارسازی موقت می‌تواند در هنگام طراحی به صورت کوتاه مدت (کمتر از یکسال پس از اتمام یا توقف عملیات گودبرداری) یا بلندمدت در نظر گرفته شود. در پایدارسازی موقت بلندمدت باید ملاحظات بارگذاری متناسب با زمان، شرایط دوام مصالح و جزئیات روش‌های مناسب منطبق با شرایط بلندمدت در نظر گرفته شود.

غیر قابل انتشار

۳-۲-۲-۳-۷ در پایدارسازی دائم باید الزامات بارگذاری لرزه‌ای، تأمین دوام مصالح و جزئیات روش‌های مناسب در نظر گرفته شود.

۳-۳-۷ ملاحظات کلی

۱-۳-۳-۷ الزامات و مبانی در طراحی واجرای گودها در این مبحث برای گودبرداری‌های کمتر از ۲۰ متر است و اکیداً توصیه می‌شود از احداث گود با عمق بیشتر از ۲۰ متر احتراز شود. در صورت ضرورت احداث گودهای عمیق‌تر موارد زیر باید انجام پذیرد:

- ضرورت احداث توسط شورای عالی شهرسازی به تصویب برسد.
- مقادیر مجاز تغییرشکل‌ها ۲۰٪ کاهش و ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی ۲۰٪ افزایش پیدا کند.
- تعداد گمانه‌ها نسبت به جدول ۷-۲-۱ پنجاه درصد افزایش پیدا کند.
- مطالعه جامع جریان‌های آب زیرزمینی در محدوده‌ای که شامل ساختگاه می‌شود، در طول دوران گودبرداری، ساخت و بهره برداری از ساختمان انجام پذیرد و گزارش آن ارائه گردد.
- مطالعهٔ اثرات زیست محیطی احداث این گودها انجام پذیرد.
- مطالعهٔ کامل بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه در شرایط استاتیکی و دینامیکی انجام شود.
- پایش گود با روش‌های پیشرفته و تجهیزات کامل در دوران ساخت انجام پذیرد و گزارش آن هر دو هفته یکبار ارائه شود.

۲-۳-۳-۷ بر اثر گودبرداری در خاک وضعیت تنش در آن تغییر می‌کند و ممکن است تغییرشکل‌ها و ناپایداری‌های زیر در آن به وجود آید:

- برآمدگی و تورم کف گود، که می‌تواند در شرایطی به جوشش و ناپایداری کف بینجامد.
- تغییرمکان جانبی دیواره‌های گود یا ناپایداری دیواره‌ها
- نشست زمین در نواحی مجاور گود

تراز سطح آب زیرزمینی و تغییرات آن در هر سه مورد بالا می‌تواند تأثیرگذار باشد و باید کنترل شود.

۳-۳-۳-۷ در بررسی ناپایداری گودبرداریها، انتخاب و طراحی سیستم‌های نگهدار آن‌ها، موارد زیر باید مدنظر قرار گیرند:

- نوع ساختار و بافت لایه‌های خاک
- پارامترهای مقاومت برشی خاک
- پارامترهای تغییرشکلی خاک
- عمق و عرض گودبرداری
- شرایط آب زیرزمینی و آب‌های سطحی
- وجود یا عدم‌وجود سازه در نواحی مجاور گود و نحوهٔ ساخت‌وساز آن‌ها
- وضعیت سربارهای موجود در کناره گود از قبیل ترافیک خیابان‌ها و غیره
- کوتاه‌مدت یا بلندمدت بودن دوران استفاده از گود

۷-۳-۳-٤ به منظور پایدارسازی دیواره گودها باید از روش‌های مناسب مانند موارد زیر استفاده کرد:

الف- ایجاد شیب پایدار

ب- میخ‌گذاری یا اجرای میل مهار

پ- دیوارهای مهارشده با تیرک از جلو

ت- دیوارهای مهارشده با میل‌مهار از پشت

ث- استفاده از سیستم‌های نگهبان خرپایی

ج- استفاده از سیستم شمع‌ها و دیوارک‌های طره‌ای

چ- استفاده از سیستم شمع‌های به‌هم پیوسته با یا بدون مهار

ح- سایر روش‌ها

۷-۳-۳-۵ در گودبرداری‌ها باید گسیختگی‌ها و تغییرشکل‌های متداول به شرح زیر کنترل شود:

الف- ناپایداری دیواره گود

ب- نشست و تغییرمکان محیط اطراف و ساختمان‌های مجاور گود

پ- ریزش

ت- بالازدگی کف گود بر حسب مورد

ث- جوشش ماسه از کف گود (در صورت بالا بودن سطح آب زیرزمینی در خاکهای ماسه ای) بر حسب مورد

ج- مشکلات ناشی از لرزش حاصل از عملیات گودبرداری در سازه‌های اطراف گود

غیر قابل انتشار

۷-۳-۶-۳ به منظور واگذاری طراحی، اجرا و نظارت گودبرداری و تفویض مسئولیت‌ها به مرجع ذیصلاح، ارزیابی خطر گودبرداری باید طبق الزامات بندهای ۷-۳-۶-۳-۱ تا ۷-۳-۶-۳-۱۱ صورت گیرد.

۷-۳-۶-۳-۱ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین‌شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. در صورتی که هر سه شرط مذکور به طور همزمان برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی که بحرانی است تعیین می‌شود. در صورت وجود اختلاف در ارزیابی خطر گود در وجوه مختلف آن، بحرانی‌ترین وجه به عنوان شاخص انتخاب می‌گردد.

عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می‌شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \qquad (۷-۳-۱)$$

که در آن:

h_c بر حسب متر، عمقی است که از نظر تئوری، به دلیل وجود چسبندگی در خاک، دیوارهٔ جدار گودبرداری می‌تواند بدون استفاده از سیستم نگهبان پایدار بماند که به آن عمق بحرانی گودبرداری گفته شده است، c چسبندگی خاک بر حسب کیلوپاسکال، γ وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب، k_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار کنارهٔ گود بر حسب کیلوپاسکال می‌باشد. مقادیر منفی h_c معادل صفر در نظر گرفته شود.

۷-۳-۶-۳-۲ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، باید تنش حاصل از کل بار ساختمان (q) در محاسبات پایداری گود در نظر گرفته شود.

۷-۳-۶-۳-۳ در صورت حضور آب یا رطوبت قابل‌توجه، به کاهش h_c با توجه به اثر آب بر خواص خاک در رابطه ۷-۳-۱ توجه شود.

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدودهٔ ناپایداری دیوارهٔ گود	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ٤ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ٤ تا ۱۰ متر	بین صفر تا ٦ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۱۰ متر	بیشتر از ٦ متر	بسیار زیاد

h عمق گود مورد نظر است و h_c عمق بحرانی بر اساس رابطه ۷-۳-۱ به دست می‌آید.

٤-٦-۳-۳-۷ اگر تراوش آب در گود موجود باشد همواره خطر گود زیاد یا بسیار زیاد است.

٥-٦-۳-۳-۷ اگر خاکی که در آن گودبرداری انجام می‌شود دستی یا فاقد چسبندگی قابل اعتماد باشد، خطر گود با توجه به معیارهای دیگر زیاد یا بسیار زیاد است.

٦-٦-۳-۳-۷ چنانچه ساختمان موجود در حوزهٔ تأثیر ناپایداری گود دارای یکی از مشخصات در بندهای زیر باشد، خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می‌شود.

الف- ساختمان فاقد انسجام و یکپارچگی کافی برای تحمل نشست‌های افقی و قائم نظیر ساختمان بدون اسکلت یا بدون پی پیوسته بتنی مسلّح (پی‌های نواری و گسترده) یا هرگونه ساختمانی که در آن نشانه آشکار فرسودگی و ضعف در باربری مشاهده گردد.

ب- ساختمان با ارزش فرهنگی و تاریخی

ج- ساختمان با اهمیت بسیار زیاد در استاندارد ۲۸۰۰

د- ساختمان ۸ طبقه یا بیشتر

۷-٦-۳-۳-۷ در صورت وجود تأسیسات شهری عمده (مانند خطوط اصلی آب، گاز و مخابرات) در مجاورت گود، خطر گود زیاد یا بسیار زیاد ارزیابی می‌شود.

۸-٦-۳-۳-۷ در صورتی که خطر گود مطابق با جدول ۷-۳-۱ معمولی باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان خواهد بود. البته توصیه می‌شود کارفرما در کنار مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص ژئوتکنیک ذیصلاح استفاده نماید.

۷-۳-۳-۶-۹ در صورتی که خطر گود مطابق با جدول ۷-۳-۱ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید بر عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود. نظارت بر اجرای عملیات بر عهدهٔ ناظر ذیصلاح ژئوتکنیک است.

۷-۳-۳-۶-۱۰ در صورتی که خطر گود مطابق با جدول ۷-۳-۱ بسیار زیاد باشد. مسئولیت طراحی گودبرداری باید توسط یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح، عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار ذیصلاح و نظارت بر اجرای عملیات توسط ناظر ذیصلاح ژئوتکنیک انجام گردد.

۷-۳-۳-۶-۱۱ حضور ناظر ژئوتکنیک در گودهای با خطر زیاد و بسیار زیاد در طول مدت اجرای عملیات گودبرداری و پایدارسازی گود به صورت تمام وقت و پیوسته در کارگاه ضروری است.

۷-۳-۳-۷ تحلیل پایداری و تغییرشکل گود

۷-۳-۳-۷-۱ در صورت وجود بنا در حوزهٔ تأثیر ناپایداری گود، طراحی‌ها باید با در نظر گرفتن تغییرشکل‌ها انجام پذیرد. در این موارد تنها تأمین پایداری جداره‌های گود کافی نیست. در این موارد تغییرمکان افقی و قائم مجاز باید با توجه به شرایط و ویژگی‌های ذکر شده مطابق بند ۷-۳-۵ تعیین شود.

۷-۳-۳-۷-۲ در خاک‌های بسیار سست، سیستم‌های نگهدارنده باید قبل از شروع عملیات گودبرداری احداث شوند. شمع‌ها و چاه‌های نگهدارنده بتنی در جداره بیرونی گود، دیواره‌های جداکننده، سپرهای فلزی (در صورت امکان استفاده) از این نوع سیستم‌ها هستند.

۷-۳-۳-۷-۳ در خاک‌های با پایداری نسبی خوب می‌توان سیستم‌های نگهدارنده را همراه با انجام گودبرداری، به صورت گام‌به‌گام، احداث نمود. در این حالت باید به تغییرشکل گود و تغییرشکل‌های القایی زیر پی ساختمان مجاور توجه ویژه داشت و چنانچه این تغییرشکل‌ها از مقادیر مجاز تجاوز کنند باید از روش ساخت سیستم‌های نگهدارنده قبل از شروع عملیات گودبرداری استفاده نمود.

۷-۳-۳-۷-۴ تحلیل پایداری با روش‌های تعادل حدی و بر اساس روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۷-۳-۳ می‌باشد. استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نیز مجاز است.

۷-۷-۳-۳-۵ برای تحلیل پایداری گود لازم است بار مرده و زنده ساختمان‌ها و ابنیه مجاور به طور کامل در نظر گرفته شود.

۷-۷-۳-۳-۶ برای تحلیل گود در شرایط موقت در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست.

جدول ۷-۳-۳ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
	موقت
شیب‌های خاکبرداری	۱/۳
پایداری کلی شیروانی	۱/۳
بالا آمدن کف گود	۱/۵

۷-۷-۳-۳-۷ در صورتی که گود موقت نباشد باید نیروی زلزله لحاظ شود و در انتخاب ضریب اطمینان مناسب، دوام مصالح نیز مورد توجه قرار گیرد.

۷-۷-۳-۳-۸ در صورت وجود ساختمان در حوزهٔ تأثیر ناپایداری، ضرایب اطمینان در جدول ۷-۳-۳ باید ۱/۵ در نظر گرفته شود.

۷-۷-۳-۳-۹ باید توجه داشت که در بسیاری از خاک‌ها بر حسب شرایط نوع و بافت خاک و کانی‌های تشکیل‌دهندهٔ آن، امکان کاهش ضریب اطمینان در طول زمان موجود است. در چنین شرایطی ضریب اطمینان باید متناسبا افزایش یابد.

۷-۳-۴ تحلیل تغییرشکل گود و سازه‌های مجاور

۷-۳-۴-۱ تعیین تغییرشکل گود و سازه‌های مجاور آن باید از روابط معتبر یا مدل‌سازی‌های عددی صحت‌سنجی شده، به‌دست آید.باید از صحت پارامترهای ورودی به مدلسازی عددی نیز اطمینان حاصل کرد. تغییرشکل‌های افقی و قائم پیش‌بینی‌شده ابنیه مجاور گود باید در حد مجاز باشد. گودبرداری نباید بهره‌برداری از ساختمان مجاور گود را مختل کند.

۲-٤-۳-۷ تغییرمکان‌های افقی و قائم ساختمان مجاور گود اعم از تغییرمکان یکنواخت یا غیریکنواخت باید کمتر از حدود مجاز باشد.

۵-۳-۷ تغییرشکل‌های مجاز

حدود مجاز تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های قائم و افقی در هر گودبرداری با توجه به شرایط تحت‌الارضی و نوع خاک محل گودبرداری و خاک زیر ساختمان‌های مجاور گود، نوع و پیوستگی پی ، نوع سازه، اهمیت ساختمان، میزان انسجام و یکپارچگی ساختمان مجاور و نوع سیستم سازه‌ای آن توسط طراح ژئوتکنیکی تعیین می‌شود.

٦-۳-۷ زهکشی

چنانچه برای تأمین فضایی جهت انجام پروژه، عملیات گودبرداری در محیط آب‌دار نیاز به زهکشی داشته باشد باید به تغییرشکلهای زمین اطراف گود زهکشی‌شده توجه ویژه مبذول گردد. استفاده از زهکشی به‌جای آب‌بندی ساختمان در دوران بهره‌برداری منوط به کنترل و بررسی تاثیر آن بر محیط ژئوتکنیکی پیرامون آن با رعایت ملاحظات زیست‌محیطی می‌باشد. در این‌صورت باید مطالعه کامل انجام پذیرد و اثرات زهکشی طولانی‌مدت به طور جامع بررسی و گزارش شود.

۷-۳-۷ پایش و کنترل

در گودهای با خطر زیاد و بسیار زیاد لازم است رفتار سازه‌های مجاور و دیواره گود مورد پایش دقیق قرار گیرد و نتایج آن به طور منظم تفسیر شود.

۱-۷-۳-۷ اهداف ابزارگذاری و پایش

پایش به منظور تأمین اهداف زیر انجام می‌گیرد:

- تأمین ایمنی گود در حین عملیات اجرایی وپس از گودبرداری
- ارزیابی پاسخ سازه‌های موجود به وضعیت جدید در حین و پس از گودبرداری
- کنترل روش و پارامترهای طراحی انتخاب شده و بازنگری آن در صورت نیاز

۲-۷-۳-۷ برنامه پایش

ابزارگذاری و پایش گودها و ساختمان‌های مجاور مستلزم برنامه‌ریزی دقیق و تخصصی است که شامل نوع، تعداد، محل نصب، فواصل اندازه‌گیری و دیگر مواردی است که باید توسط متخصص ذیصلاح انجام گیرد.

به طور معمول این ابزارها شامل نشست‌سنج، کشش‌سنج، انحراف‌سنج، سلول‌های بارگذاری، پیزومتر و غیره می‌باشند. در گودهای با خطر بسیار زیاد استفاده از پایش توسط حسگرهای مناسب علاوه بر عملیات نقشه‌برداری یا میکروژئودزی اجباری است.

۳-۷-۳-۷ بخشی از ابزار پایش باید قبل از شروع عملیات گودبرداری نصب و قرائت شوند به‌همین دلیل لازم است انتخاب متخصص انجام‌دهندهٔ این امر و تنظیم برنامه پایش قبل از شروع عملیات سامان یابد.

٤-۷-۳-۷ مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت پایش

طراح گودبرداری مسئولیت تهیهٔ برنامهٔ پایش را به عهده دارد.

مسئولیت اجرای روزمّره برنامه پایش شامل تأمین، نصب، قرائت، پردازش، اعلام خطر به عهدهٔ پیمانکار پایش می‌باشد. اطلاع‌رسانی به موقع به کلیه دست‌اندرکاران پروژه از وظایف پیمانکار پایش است.

ناظر پروژه مسئولیت نظارت بر حسن اجرای انجام مراحل پایش را به عهده دارد.

در گودهای با خطر معمولی در صورتی‌که شرایطی موجود باشد که انجام پایش را ضروری سازد، باید این عملیات انجام پذیرد.

٤-٧ پی سطحی

١-٤-٧ هدف

الزامات این فصل مربوط به پی‌های سطحی نظیر پی‌های منفرد، نواری، گسترده و مرکب است. برخی از این الزامات ممکن است شامل گونه‌هایی از پی‌های نیمه‌عمیق مانند پی صندوقه‌ای نیز بشود. مطالب این فصل در خصوص پی‌های بتنی، فولادی، چوبی و مصالح بنایی می‌باشد.

٢-٤-٧ ملاحظات طراحی پی‌های سطحی

حالاتی که پی‌های سطحی معمولاً برای آن‌ها طراحی یا کنترل می‌شوند، به شرح زیر تقسیم می‌شوند:

الف – مواردی که در حالت حدی نهایی کنترل می‌شوند:

الف-١- از دست رفتن پایداری کلّی پی

گسیختگی ناشی از فقدان پایداری کلّی در کلیه پی‌ها و اجزای آن‌ها باید کنترل شود. پی‌های واقع در محل‌های زیر باید مورد توجه ویژه قرار گیرند:

- در نزدیکی و یا روی ساختگاه شیب‌دار، چه به صورت طبیعی و چه به صورت خاکریزی یا خاکبرداری شده
- در نزدیکی گودبرداری‌ها یا سازه‌های نگهبان
- در نزدیکی رودخانه‌ها، کانال‌ها، دریاچه‌ها، مخازن آب یا سواحل دریاها
- در نزدیکی معادن در حال بهره‌برداری یا سازه‌های مدفون

در این موارد باید نشان داده شود که پایداری کلّی خاک و سازه پی با ضریب اطمینان کافی تأمین است.

الف-٢: گسیختگی خاک ناشی از کمبود ظرفیت باربری (کمبود مقاومت)

برای آنکه یک پی در برابر گسیختگی ناشی از کمبود ظرفیت باربری ایمنی کافی داشته باشد، باید رابطه زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد.

$$F \leq R$$

F: تنش طراحی حالت حدی مقاومت است که شامل تنش حاصل از بار سازه (عمودی، افقی و لنگر)، وزن پی، خاک روی آن و بار ناشی از فشار آب در صورت وجود می‌باشد.

R: ظرفیت باربری نهایی خاک زیر سازهٔ پی است. در محاسبهٔ R باید کلیهٔ ضرایب کاهنده یا افزاینده مربوط به شکل، شرایط هندسی پی، قرارگیری پی روی سطح شیب‌دار، خروج از مرکزیت و مایل‌بودن بار در نظر گرفته شود.

-در تعیین مقدار R در خاک‌های چسبنده به دلیل وجود تغییرات مقاومت برشی خاک در اثر تغییرات فشار آب حفره‌ای و بارهای دینامیکی باید شرایط کوتاه‌مدت و بلندمدت به طور جداگانه بررسی شوند.

- در مواردی که یک سازند مقاوم در زیر یک سازند ضعیف قرار دارد، در محاسبه R باید پارامترهای برشی سازند ضعیف بر حسب محل قرارگیری این سازند ضعیف در محاسبات دخالت داده شوند. همچنین اثر مثبت سازند مقاوم بر ظرفیت باربری باید منظور گردد

- در مواردی که خاک پی متشکل از نهشته‌های چند لایه‌ای است، پارامترهای ژئوتکنیکی هر لایه باید در محاسبه R منظور شود.

الف-۳: گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

در پی‌هایی که بارهای مورب یا افقی بر آن‌ها وارد می‌شود باید لغزش پی بررسی شود. در این پی‌ها، در مواردی که کف زیرین پی افقی است، برای تأمین ایمنی کافی، باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H \leq S + P_p$$

H: مؤلفه افقی بارهای طراحی وارد بر پی است که در آن نیروی رانش محرک خاک نیز لحاظ شده است.

S: نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه پی و خاک پی است که طبق ضوابط الف-۳-۱ محاسبه می‌شود.

P_p: نیروی رانشی مقاوم جلوی سازه پی است که در اثر حرکت نسبی پی و زمین می‌تواند بسیج شود. این نیرو با توجه به ملاحظات الف-۳-۲ تعیین می‌شود.

الف۳-۱: نیروی برشی مقاوم (S) در شرایط زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده (بلندمدت و کوتاه‌مدت) به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

الف-۳-۱-۱: خاک در شرایط زهکشی‌شده $S= P'tan(\delta)$

که در این رابطه P': مؤلفه قائم بارهای طراحی مؤثر وارد به پی است.

δ: زاویه اصطکاک بین سطح زیرین سازه پی با خاک است. در پی‌های ساخته‌شده با بتن درجا δ برابر با زاویه اصطکاک داخلی $(\acute{\varphi})$ و در پی‌های با بتن پیش‌ساخته معادل $\frac{2}{3}\acute{\varphi}$ است.

در رابطهٔ فوق همانطوری‌که مشاهده می‌شود هرگونه چسبندگی مؤثر، $\acute{C}$، نادیده گرفته شده است.

الف-۳-۱-۲: خاک در شرایط زهکشی‌نشده $S = A'.C_u$

در این رابطه A' مساحت مؤثر سطح زیرین پی و C_u چسبندگی زهکشی‌نشده خاک می‌باشد.

الف ۳-۲: نیروی رانشی مقاوم P_p با استفاده از ضریب مقاوم خاک K_p محاسبه می‌شود و مقدار آن بستگی به میزان حرکت نسبی بین سازه پی و زمین دارد. در محاسبه P_p در هیچ حالت مقدار K_p نباید بیشتر از پنجاه درصد مقدار محاسباتی آن در نظر گرفته شود.

در کاربرد P_p به دلیل نقش مقاوم آن باید اطمینان حاصل کرد که این نیرو در طول عمر سازه (زمان ساخت و زمان بهره‌برداری) وجود دارد و در اثر عواملی مثل فرسایش یا دخالت‌های انسانی حذف نمی‌گردد. در غیراینصورت از آن صرف‌نظر شود.

الف-٤: گسیختگی سازه ناشی از تغییرمکان پی

تغییرمکانهای قائم و افقی نسبی قابل ملاحظه پی‌ها ممکن است در سازه اثرات نامطلوب و حتی گسیختگی ایجاد کند. باید اثرات این‌گونه تغییرمکانها بر سازه مطالعه شوند. این مطالعه باید بر اساس الزامات مبحث مقررات ملّی ساختمان انجام گیرد.

ب: مواردی که در حالت حدی بهره‌برداری کنترل می‌شوند:

ب-۱: نشست یکنواخت پی

ابعاد پی باید به نحوی تعیین شود که رابطهٔ زیر برقرار باشد: $S \leq S_a$

که در این رابطه:

S_a: نشست یکنواخت مجاز می‌باشد که با توجه به جنس خاک، نوع پی و سازه با توجه به الزامات بند ٤-٤-٧ تعیین می‌شود.

S: نشست یکنواخت حداکثر تحت بارهای سرویس است که شامل نشست‌های کوتاه‌مدت و بلندمدت (نشست تحکیمی و خزش) می‌باشد.

ب-٢: نشست غیریکنواخت پی

ب-٢-١: نشست‌های غیریکنواخت و دوران‌های نسبی پی‌ها باید با در نظر گرفتن توام توزیع نیروی متفاوت وارده و تغییرات احتمالی مشخصات زیر پی‌های مختلف محاسبه شوند.

ب-٢-٢: محاسبه نشست غیریکنواخت بدون منظور کردن سختی سازه ممکن است به پیش‌بینی مقادیر غیر واقعی بینجامد. برای ساختمان‌های با اهمیت زیاد، اندرکنش سازه و خاک باید در تحلیل‌ها منظور شود.

ب-٢-٣: مقادیر نشست غیریکنواخت مجاز بر حسب نوع پی، نوع خاک و نوع سازه برای حفظ شرایط بهره‌برداری انتخاب می‌شود. این مقادیر در بند ٧-٤-٤ داده شده‌اند.

ب-٢-٤: به اثرات ناشی از زهکشی خاک که نشست‌های غیریکنواخت ایجاد می‌کند و همچنین به نشست‌های اضافی در اثر تحکیم خاک باید توجه داشت.

ب-٢-٥: دوران پی‌ها بر اثر بارهای خارج از محور را می‌توان با در نظر گرفتن توزیع فشار خطی در زیر پی و با محاسبه نشست‌های ایجاد شده در گوشه‌های پی، تعیین نمود.

ب-٣: در محاسبه نشست‌ها مدل‌های خطی یا غیرخطی رفتار خاک باید با شرایط ساختگاه سازگار باشند.

ب-٤: ژرفای لایه‌های مؤثر در محاسبه نشست باید با توجه به شکل و ابعاد پی، بار وارده و تغییرات سختی خاک در عمق و فاصلهٔ اجزای پی از یکدیگر تعیین گردد. این ژرفا معمولاً معادل با عمقی است که تنش قائم اضافی ناشی از بارگذاری پی در آن عمق معادل ١٠٪ تنش مؤثر روبار برجای خاک باشد یا ژرفای

معادل حباب گسترش تنش ۱۰٪ تنش کلّ وارد بر پی باشد. این ژرفا در بیشتر خاک‌ها بین ۱ تا ۳ برابر پهنای پی (بر حسب گسترده بودن یا نواری بودن پی) در نظر گرفته می‌شود. در پی‌های پهن که زیر بارهای سبک قرار دارند می‌توان این مقدار را کاهش داد. در مورد خاک‌های خیلی نرم این کاهش نباید انجام گیرد.

ب-۵: سایر شرایط

سایر شرایطی که در بهره‌برداری پی تأثیر می‌گذارد از قبیل ارتعاشات پی و خاک، تورم خاک، فروریزشی بودن خاک، آب‌شستگی زیر پی، تغییرات سطح آب زیرزمینی و رطوبت خاک و غیره باید در نظر گرفته شوند.

۳-٤-۷ ظرفیت باربری پی‌های سطحی

جهت تعیین ظرفیت باربری پی‌های سطحی می‌توان از یکی از روش‌های زیر بر حسب شرایط پروژه استفاده کرد.

- استفاده از روابط نظری ظرفیت باربری

با توجه به نوع خاک و پارامترهای به‌دست آمده از آزمایش‌های مکانیک خاک بر روی نمونه‌های دست‌خورده و دست‌نخورده اخذشده از اعماق مختلف و نیز شرایط هندسی و بارگذاری پی، می‌توان از روابط موجود در مراجع معتبر مکانیک خاک و مهندسی پی ظرفیت باربری را تعیین نمود. در این راستا باید کلیهٔ ضرایب کاهنده و افزاینده را بر حسب شرایط هندسی و شرایط بارگذاری پی با توجه به نوع خاک در رابطهٔ اختیارشده بر حسب مورد در نظر گرفت.

- استفاده از آزمونهای برجا

از نتایج آزمایش‌های برجا همانند نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، پرسیومتر، بارگذاری صفحه و غیره می‌توان به صورت مستقیم یا غیر مستقیم ظرفیت باربری را به‌دست آورد. همواره باید توجه داشت که روابط تجربی استفاده‌شده به این منظور باید از اعتبار کامل برخوردار بوده و با شرایط ساختگاه سازگاری داشته باشند. نظر کارشناسی متخصص ژئوتکنیک در این موارد باید اخذ شود.

٤-٤-۷ مقادیر نشست مجاز

۱-٤-٤-۷- مقادیر مجاز نشست یکنواخت و غیریکنواخت در جدول ۷-٤-۲ و مقادیر مجاز چرخش در جدول ۷-٤-۳ ارائه شده است.

۲-٤-٤-۷- مقادیر مجاز نشست غیریکنواخت نصف مقادیر مجاز نشست یکنواخت می‌باشد.

جدول ۷-٤-۲ مقادیر نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	سیستم سازه‌ای	نشست یکنواخت (mm)
ماسه	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۲۵
	نواری		٤۰
	گسترده		۵۰
رس	منفرد	قاب فولادی یا بتنی	۵۰
	نواری		۷۰
	گسترده		۱۰۰

جدول ۷-٤-۳ مقادیر مجاز چرخش

مقدار حداکثر چرخش مجاز R_a	نوع ساختمان
۰/۰۰٦۷	حد خرابی (با اسکلت)
۰/۰۰۳۳	حد ایجاد ترک غیرسازه‌ای

۵-٤-۷ روش‌های طراحی پی سطحی

در این مبحث دو روش طراحی شامل روش تنش مجاز و روش ضرایب بار و مقاومت برای طراحی پیشنهاد میشود. طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.

۱-۵-٤-۷- روش تنش مجاز

۱-۱-۵-٤-۷- ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

۲-۱-۵-٤-۷- در خاک‌های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست درازمدت اعمال می‌شود.

۳-۱-۵-٤-۷- در صورتی که بار زلزله یا باد در نظر گرفته شود، در محاسبهٔ ظرفیت باربری مجاز خاک از ضریب اطمینان کوچک‌تری می‌توان استفاده نمود. به‌هرحال ضریب اطمینان را بیش از ۳۳٪ نمی‌توان کاهش داد.

٤-۱-۵-٤-۷- ضریب اطمینان با توجه به نوع گسیختگی باید به صورت مناسب تعریف و مقدار آن نباید از مقادیر جدول ۷-٤-٤ کمتر باشد.

جدول ۷-٤-٤ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- نواری)

نوع حالت حدی	برشی			تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی ساختمان	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۱/۷۵	۱/۵	٤	۱/۵

٦-۱-۵-٤-۷- کنترل نشست در روش تنش مجاز ضروری است. باید توجه داشت که مقدار نشست در حالت بهره‌برداری محاسبه شده نباید از مقدار نشست مجاز بیشتر شود.

۷-۱-۵-٤-۷- در روش تنش مجاز جهت کنترل تنش زیر پی لازم است جدول ۷-٤-۵ مدنظر قرار گیرد.

جدول ۷-٤-۵ وضعیت تنش محاسبه‌شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع خاک / نوع پی	دانه‌ای	صرفاً چسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز > تنش حداکثر
انعطاف‌پذیر	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط

۸-۱-۵-٤-۷- در کنترل تنش‌های زیر پی منفرد اجازه داده می‌شود تا $\frac{1}{4}$ عرض پی به کشش کار کند.

۹-۱-۵-٤-۷- در پی‌های انعطاف‌پذیر چنانچه ظرفیت باربری مجاز از معیار نشست به دست آمده باشد نیازی به کنترل نقطه به نقطه تنش نیست و طراحی را می‌توان بر اساس تنش مؤثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.

۲-۵-٤-۷- روش ضرایب بار و مقاومت

۱-۲-۵-٤-۷- در روش ضرایب بار و مقاومت، ضرایب مورد استفاده برای افزایش بارها باید منطبق با مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان باشد.

۲-۲-۵-٤-۷- در این روش طراحی ضرایب کاهش مقاومت باید مطابق جدول ۷-٤-٦ در نظر گرفته شود.

۳-۲-۵-٤-۷- در حالت حدی بهره‌برداری، ضرایب بار و مقاومت عمدتاً برابر یک می‌باشد و باید مطابق الزامات مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان در نظر گرفته شود همچنین مقدار نشست محاسبه شده باید از نشست مجاز کمتر باشد.

٤-۲-۵-٤-۷- برای کنترل تنش زیر پی در روش ضرایب بار و مقاومت مشابه جدول ۷-٤-٦ عمل شود ولی لازم است به جای ظرفیت باربری مجاز از ظرفیت باربری کاهش یافته استفاده شود.

جدول ۷-٤-٦ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی

نوع حالت حدی	ضرایب کاهش مقاومت
پایداری کلی	۱
ظرفیت باربری	۰/۵
واژگونی	۰/۷۵
لغزش	۱

۳-۵-٤-۷- ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

در طراحی پی‌هایی که تحت ترکیبات بارگذاری لرزه‌ای قرار می‌گیرند، بندهای زیر در تعیین ظرفیت باربری مجاز پی، R، الزامی است.

۱-۳-۵-٤-۷: احتمال کاهش مقاومت و سختی خاک، بر اثر بارهای زلزله باید بررسی شود و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک با توجه به این احتمال محاسبه شوند. کاهش مقاومت و سختی خاک می‌تواند از کرنش‌های کوچک هم آغاز شود.

۲-۳-۵-٤-۷: در سازه‌هایی که به تغییرشکل‌های ایجادشده در خاک حساس هستند، در تعیین تغییرشکلهای دائمی احتمالی ناشی از زلزله باید رفتار غیرخطی خاک مورد توجه قرار گیرد.

۳-۳-۵-٤-۷: احتمال کاهش مقاومت برشی در رس‌ها در نظر گرفته شود.

٤-۳-۵-٤-۷: خاک‌های دانه‌ای کم متراکم یا با تراکم متوسط براثر زلزله در معرض افزایش فشار آب حفره‌ای قرار می‌گیرند. کاهش مقاومت برشی زهکشی‌نشده (کوتاه‌مدت) در اثر این افزایش فشار آب حفره‌ای در محاسبه R در شرایط لرزه ای باید لحاظ شود.

۵-۳-۵-٤-۷: در خاک های ماسه‌ای اشباع نامتراکم تا کم‌تراکم، احتمال وقوع روانگرایی باید بررسی شود و در صورت وقوع روانگرایی پیش‌بینی‌های لازم در نظر گرفته شود . در صورت عدم وقوع روانگرایی، کاهش ظرفیت باربری در اثرافزایش فشار آب حفره‌ای در نظر گرفته شود.

٦-۳-۵-٤-۷: در شرایط زلزله ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-٤-۷ و ۷-٤-۸ تغییر می‌یابد. باید توجه شود که اگر در ترکیبات بارگذاری ضرایب کاهنده در هنگام زلزله منظور شده باشد، افزایش ظرفیت باربری و یا به تعبیر دیگر کاهش ضرایب اطمینان مجاز نیست.

جدول ۷-٤-۷ حداقل ضریب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع حالت حدی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

جدول ۷-٤-۸ ضرایب بار و مقاومت در شرایط لرزه‌ای برای روش ضرایب بار و مقاومت

ضرایب بار و کاهش مقاومت	نوع حالت حدی	ضریب
ضریب کاهش مقاومت	پایداری کلی	۱/۲۵
	ظرفیت باربری	۰/۷۵
	واژگونی	۱
	لغزش	۱/۲۵
ضرایب بار	طبق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان	

٦-٤-۷- پی‌های انعطاف‌پذیر

۱-٦-٤-۷: برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر نمی‌توان از توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد و باید توزیع تنش را با مدل‌سازی پی به صورت تیر و دال بر روی بستر الاستیک یا برروی یک‌سری فنر ارتجاعی با سختی مناسب به‌دست آورد.

۲-٦-٤-۷: مدول عکس‌العمل بستر (K_s) باید با استفاده از تحلیل نشست و با در نظر گرفتن توزیع تنش مناسب تعیین گردد. از آزمایش‌های برجا همانند بارگذاری صفحه و پرسیومتری با اصلاحات لازم باید استفاده کرد. این مدول در ارزیابی نیروهای داخلی پی نقش تعیین‌کننده دارد و باید با دقت تعیین شود.

۳-٦-٤-۷: برای پی‌های گسترده انتخاب مقدار یکنواخت (K_s) در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست رخداده باید تغییر کند. افزایش سختی در لبه‌ها تا دو برابر توصیه می‌شود. پهنای نوارهای لبه می‌تواند حدود $\frac{1}{10}$ پهنای پی در همان جهت در نظر گرفته شود.

٤-٦-٤-۷: به‌جای استفاده از مدول فنری در پی‌های انعطاف‌پذیر، بهتر است از مدل‌سازی محیط متخلخل استفاده نمود.

۷-٤-۷- ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی

۱-۷-٤-۷: در صورت عدم وجود زیرزمین، عمق قرارگیری پی باید بزرگتر از عمق یخزدگی باشد.

۲-۷-٤-۷: در تعیین تراز پی باید موارد زیر رعایت گردند.

الف- پی باید در ترازی قرار گیرد که تغییرات فصلی پی را تحت تأثیر قرار ندهد.

ب- پی باید بر روی لایه باربر مناسب طبیعی یا خاک بهسازی‌شده یا متراکم شده اجرا شود.

ج- عمق پی در مناطق دارای پتانسیل سیل باید به حدی باشد که خاک زیر آن براثر سیلاب شسته نشود

۳-۷-٤-۷: برای جلوگیری از تغییرمکانهای افقی نسبی پی‌ها بر اثر بارهای وارده، به ویژه هنگام زلزله، لازم است پی‌های منفرد واقع در یک صفحهٔ افقی توسط کلاف‌هایی در دو جهت بهم متصل گردند. این کلافها باید دارای مقاومت و سختی کافی برای مقابله با نیروهای افقی پیش‌بینی شده باشند.

کلاف‌ها معمولاً برای کشش طراحی می‌شوند و نیروی ایجادشده در آنها را می‌توان با مدل‌سازی مناسبی تعیین کرد. در غیر این‌صورت این کلاف‌ها باید بر اساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای نیروی کششی معادل ده درصد بزرگترین نیروی محوری وارد به ستون‌های طرفین خود طراحی شوند.

٤-۷-٤-۷: در مواردی که نیاز به استفاده از پی نواری در سازه است ترجیح داده می‌شود به جای نوارهای یکطرفه در یک جهت و کلاف‌های رابط در جهت دیگر، از نوارهای دوطرفه استفاده شود و سختی نوارها طوری در نظر گرفته شود که بارهای وارده تا حدامکان به طور یکنواخت توزیع شوند.

۵-۷-٤-۷: محل پی‌هایی که در نزدیکی شیب‌ها ساخته می‌شوند باید مطابق موارد زیر انتخاب شوند:

الف- پی‌ها باید از لبه شیب در بالا و پائین فاصله مناسبی داشته باشند، این فاصله با کنترل پایداری شیب و تغییرشکلها مشخص می‌شود. در صورت طراحی مناسب(تأمین پایداری با محدودیت تغییرشکل درحد مجاز) این فاصله می‌تواند صفر شود.

ب- در صورت قرارگیری پی در بالای شیب، در صورت عدم محاسبه پایداری، خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی می‌گذرد نباید با سطح شیب برخورد کند. در صورت تأمین پایداری و تعیین تغییرشکلهای پی که کمتر از مقادیر مجاز باشند، نقض مورد ذکرشده اشکالی ندارد.

ج- برای قرارگیری پی‌ها در مجاورت سطوح شیب‌دار باید یا از لبه سطح شیبدار عقب‌نشینی شود یا با انجام تمهیدات لازم از عدم پایداری یا تغییرشکلهای غیرمجاز جلوگیری شود.

٦-٧-٤-٧: در قرارگیری پی روی بسترهای سنگی باید احتمال برخورد به هر یک از حالات زیر را بررسی کرد:

- وجود هرگونه لایه ضعیف، قابل انحلال یا هرگونه حفاری و سازه‌های زیرزمینی در زیر پی
- وجود درزه‌ها، شکاف‌ها، ناپیوستگی‌ها و هرگونه مواد پرکننده ناپیوستگی
- شیب لایه‌های سنگی
- وجود حالت هوازدگی و شکست در سنگ

غیر قابل انتشار

۵-۷- سازه‌های نگهبان

۱-۵-۷: دامنه کاربرد و هدف

سازه‌های نگهبان به سازه‌هایی گفته می‌شود که برای نگهداری دائم یا موقت فشار جانبی خاک، مصالح مشابه یا آب به کار برده می‌شوند. این سازه‌ها شامل انواع سازه‌های نگهبان صلب و انعطاف‌پذیر هستند.

۲-۵-۷: انواع سازه‌های نگهبان

سازه‌های نگهبان از نظر عملکرد و طراحی به دو دسته صلب و انعطاف‌پذیر تقسیم می‌شوند:

الف :سازه‌های نگهبان صلب:

سازه‌هایی هستند که بر اثر فشار جانبی خاک، در آن‌ها حرکت صلب جابجایی یا چرخش اتفاق می‌افتد. دیوارهای حائل وزنی، طره‌ای و پشت‌بنددار از انواع سازه‌های نگهبان صلب هستند.

ب: سازه‌های نگهبان انعطاف‌پذیر:

سازه‌های هستند که بر اثر فشار جانبی خاک دچار تغییرشکل می‌شوند. سپری‌ها اعم از پشت بنددار، مهارشده یا بدون مهار و پشت‌بند، انواع خاک مسلح، میخ‌کوبی، بلوک و مهار، شمع‌های فولادی یا بتنی پشت بنددار، مهارشده یا نشده، دیوار برلنی، شمع‌های فولادی با مهار متقابل، مهارشده از جلیا توسط خرپا و نظایر آن از انواع سازه‌های نگهبان انعطاف‌پذیر هستند که به آنها دیوارهای تثبیت‌شده مکانیکی نیز اطلاق می‌شود.

۳-۵-۷: پایداری انواع سازه‌های نگهبان

۱-۳-۵-۷: حالت‌های حدی دیوارهای صلب وزنی

برای طراحی دیوارهای صلب باید حالت‌های حدی زیر کنترل شوند:

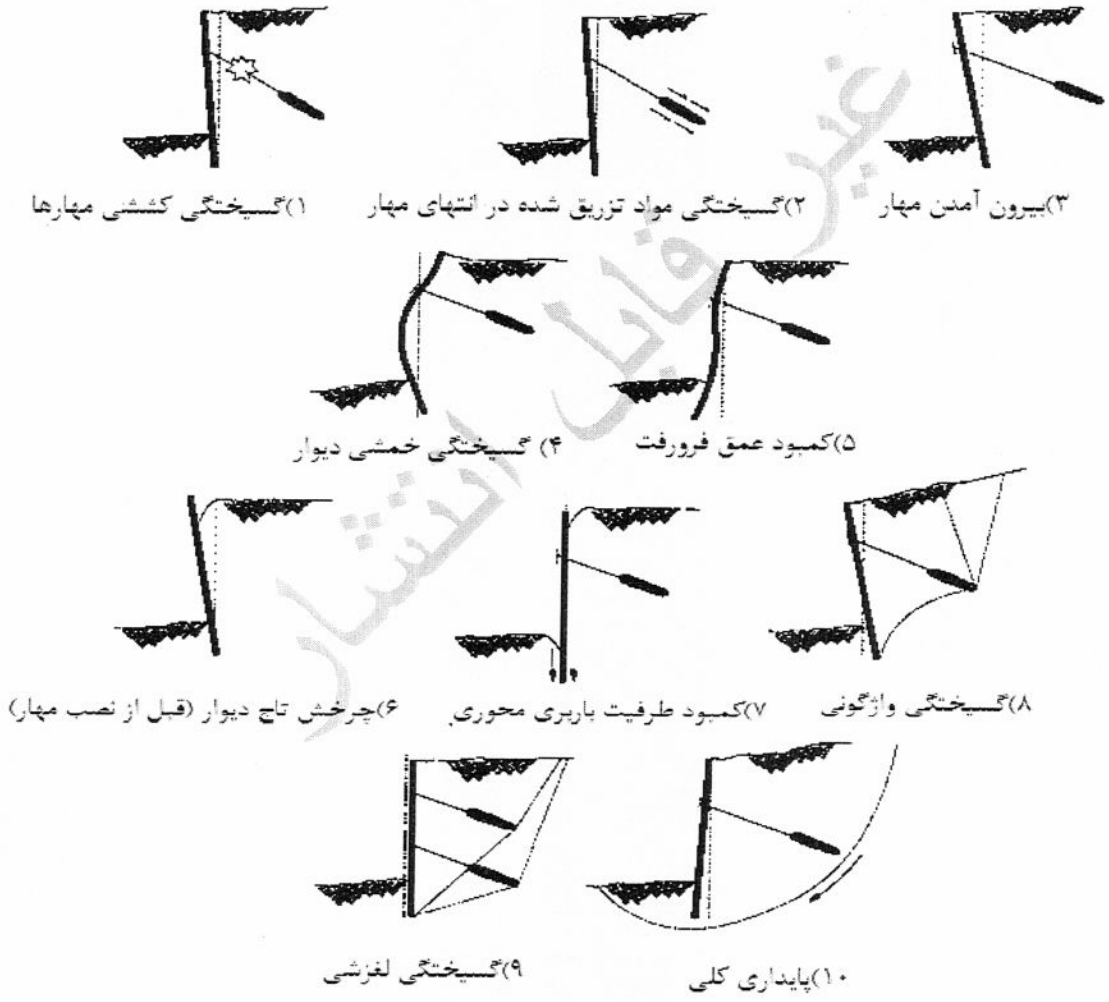
- مقابله با لغزش
- مقابله با واژگونی
- تأمین ظرفیت باربری پی زیر دیوار
- بررسی پایداری کلی دیوار

- کنترل سازه‌ای دیوار در برابر خمش و برش

- کنترل نشست پی زیر دیوار

۲-۳-۵-۷: حالت‌های حدی دیوارهای انعطاف‌پذیر مهار شده

۱-۲-۳-۵-۷: برای طراحی دیوارهای مهارشده از پشت باید حالت‌های حدی شکل (۷-۵-۱) کنترل شود.



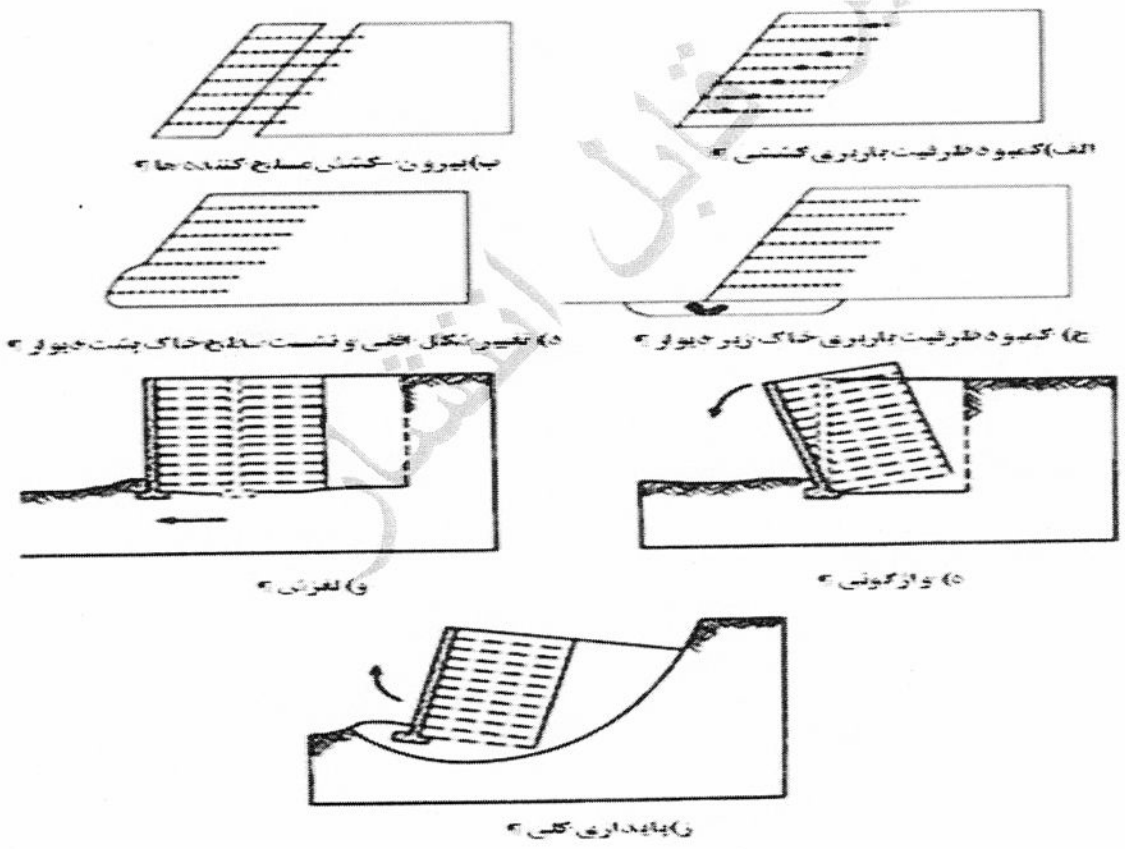
شکل شماره (۷-۵-۱): حالت‌های حدی دیوارهای مهارشده

۲-۲-۳-۵-۷: جهت تحلیل دیوارهای مهارنشده باید تمام حالت‌های حدی ٤ تا ۱۰ نشان داده شده در شکل (۱-۵-۷) بدون در نظر گرفتن مهارها کنترل گردند.

۳-۲-۳-۵-۷: دیوار مهارشده از جلو می‌تواند با مهارهای مایل یا متقابل باشد. در دیوار با مهار متقابل یا مایل، حالت‌های حدی علاوه بر موارد فوق باید کمانش مهارها، بالاآمدگی کف گود و جوشش ماسه در کف گود نیز بررسی شود.

۳-۳-۵-۷: حالت‌های حدی دیوارهای خاک مسلح

برای طراحی دیوارهای خاک مسلح باید حالت‌های حدی نشان داده در شکل (۷-۵-۲) کنترل شود.



شکل شماره (۷-۵-۲): حالت‌های حدی دیوارهای خاک مسلح

٤-۵-۷: ملاحظات طراحی و ساخت

۱-٤-٥-۷: در ساخت و طراحی سازه‌های نگهبان، نکات زیر (در صورت کاربرد) باید مورد توجه قرار گیرند:

- تمهیدات و اثرات ساخت دیوار شامل:

- الزامات مربوط به نگهداری موقت خاک برجا
- تغییرات در تنش‌های برجای خاک و حرکت‌های ناشی از ساخت و نصب دیوار در زمین
- دست‌خوردگی زمین بر اثر شمع‌کوبی یا گمانه‌زنی
- الزامات مربوط به دسترسی‌ها برای عملیات ساخت
- الزامات مربوط به زهکشی خاک
- الزامات مربوط به زهکشی دیوار
- توجه به زهکشی سطحی در جلوی دیوار
- میزان آب‌بندی مورد نیاز برای دیوار تمام شده
- عملی‌بودن ساخت دیوار برای رسیدن به لایه‌ای با تراوایی اندک و تشکیل یک دیوار آب‌بند و ارزیابی تعادل جریان آب زیرزمینی که به این ترتیب حاصل می‌شود.
- عملی‌بودن ایجاد مهارهای پشت بند در زمین مجاور
- عملی‌بودن حفاری بین دیرک‌های دیوارهای نگهبان
- توان دیوار برای تحمل بارهای قائم
- انعطاف‌پذیری سازه‌ای دیوار برای جلوگیری از گسیختگی‌های ترد و واژگونی ناگهانی بدون تغییرشکل‌های مقدماتی
- ایجاد امکان دسترسی برای تعمیر و نگهداری دیوار و هرگونه زهکشی مرتبط با آن
- شکل ظاهری و دوام دیوار و مهاری‌ها
- طراحی مقطعی به قدرکافی سخت برای سپرکوبی‌ها به‌منظور رسیدن به عمق نفوذ پیش‌بینی‌شده بدون از دست‌رفتن اتصال سپرها به یکدیگر
- پایداری گمانه‌ها یا جداره ترانشه‌ها در حالت روباز
- توجه به نوع مصالح قابل دسترس و وسایل مورد نیاز برای کوبیدن خاکریزی‌های پشت دیوار و در مجاورت دیوار

۲-٤-٥-۷: در طراحی سازه‌های نگهبان، وضعیت طرح باید به شرح زیر مدنظر قرار گیرد:

- تغییرات در خواص خاک در طول زمان و با توجه به شرایط محل
- تغییرات در سطوح آب و فشار آب حفره‌ای در طول زمان
- تغییرات در بارگذاری‌ها و چگونگی ترکیب آن‌ها
- حفاری، آب‌شستگی یا فرسایش در خاک جلوی سازه نگهبان و منظورکردن فعالیت‌های احتمالی انسانی که منجر به برداشتن خاک در جلوی سازه نگهبان می‌گردد.
- خاکریزی در پشت سازه نگهبان
- تأثیر سازه‌ها و سربارهای آتی (در صورت پیش‌بینی)
- حرکات زمین بر اثر نشست و آماس

۳-٤-٥-۷: در مواردی که ایمنی و قابلیت بهره‌برداری طرح بستگی به عملکرد موفقیت‌آمیز زهکشی دارد، پیامد عدم‌کارآیی آن باید با توجه به صدمات مالی و جانی و هزینه‌های تعمیرات، مورد بررسی قرار گیرد. در این موارد یک یا ترکیبی از اقدامات زیر باید به کار گرفته شود:

الف- یک برنامه تعیمر و نگهداری برای شبکه زهکشی باید مشخص شده و در جریان طراحی تدابیر لازم برای دسترسی‌های لازم پیش‌بینی شود. در این رابطه ایجاد فیلتر مناسب زهکشی‌ها و تعمیر و نگهداری آن‌ها با استفاده از تزریق آب با فشار بالا می‌تواند کارساز باشد.

ب- با استفاده از تجربیات مشابه و ارزیابی آبی که ظاهر خواهد شد، نشان داده شود که شبکه زهکشی، بدون تعمیر و نگهداری، عملکرد مناسب کافی خواهد داشت. در این راستا مقادیر آب نشتی، فشارها و میزان مواد شیمیایی موجود در آبی که ظاهر می‌شود، باید بررسی شود.

٤-٤-٥-۷: مقادیر داده‌های هندسی مربوط به رژیم آب آزاد و رژیم آب زیرزمینی باید بر اساس داده‌های موجود در محل و برای شرایط هیدرولیکی و هیدروژئولوژیکی ساختگاه سازه نگهبان در مدت زمان عملکرد و بهره‌برداری در نظر گرفته شود.

۵-٤-۵-۷: در تعیین سطوح آب زیرزمینی باید به تأثیر تغییرات تراوایی بر روی رژیم این آب‌ها توجه داشت و احتمال وجود شرایط برعکس برای فشار آب را به دلیل وجود سفره آب بالا آمده یا چاه‌های آرتزین بررسی نمود.

۵-۵-۷: فشار خاک

۱-۵-۵-۷: کلیات

در تعیین فشارهای جانبی طراحی، باید مقدار حرکت و کرنش قابل‌قبولی که ممکن است در سازه‌های نگهبان در حالت حدی مورد نظر پیش آید، در نظر گرفته شود.

در محاسبه مقادیر و جهت‌های فشارهای طراحی خاک، موارد زیر نیز باید مورد توجه قرار گیرند:

- سربار روی سطح زمین
- شیب زمین
- زاویه دیوار نسبت به خط قائم
- سفره‌های آب و نیروهای تراوش آب در زمین
- مقدار و جهت حرکت دیوار نسبت به خاک
- تعادل افقی و قائم برای کل سازه نگهبان
- مقاومت برشی و وزن مخصوص خاک
- زبری دیوار

۲-۵-۵-۷: تعیین فشار خاک در حالات مختلف

۱-۲-۵-۵-۷: فشار خاک در حالت سکون

این فشار در حالتی ایجاد می‌شود که دیوار نسبت به خاک پشت دیوار تقریباً هیچ حرکتی ندارد و خاک در این وضعیت در حالت تنش سکون قرار دارد. فشار در حالت سکون معمولا در شرایطی که حداکثر حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از $5x10^{-5}$ برابر ارتفاع آن است، ایجاد می‌گردد.

تغییر قابل انتشار

۲-۲-۵-۵-۷: فشار محرک و مقاوم خاک

در شرایطی که حرکت دیوار نسبت به خاک بزرگتر یا مساوی مقادیر جدول ۷-۵-۱ باشد، میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک یا مقاوم می‌باشد. با احتساب تغییرمکان دیوار معادل مقادیر زیر، برای محاسبه فشارهای فوق می‌توان از روابط رانکین یا کولمب استفاده نمود.

جدول ۷-۵-۱ تغییرشکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

نوع خاک	Δ_x /H	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰٤	۰/۰٤
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰٦

۳-۲-۵-۵-۷: فشار خاک در خاکریز متراکم‌شده

در مواردی که خاک پشت دیوار به صورت لایه‌لایه خاکریزی و متراکم می‌شود، فشار افزوده‌ای در خاک به وجود می‌آید. برای تعیین این فشار افزوده باید مراحل تراکم خاک در نظر گرفته شود و در محاسبه فشار خاک، اثر ناشی از وزن غلتک به حساب آورده شود.

٤-۲-۵-۵-۷: فشار حالت محرک و مقاوم در شرایط دینامیکی

۱-٤-۲-۵-۵-۷: در صورت وجود زلزله، فشار جانبی خاک را می‌توان از روش‌های شبه‌استاتیکی مانند روابط مونونابه- اکابه محاسبه و این مقادیر در محاسبات پایداری و سازه‌ای دیوار منظور شود. همچنین نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی را می‌توان بین ۰/٤۵ تا ۰/٦ ارتفاع دیوار از پای دیوار در نظر گرفت. هر چه صلبیت دیوار کمتر باشد مقادیر بزرگتری برای نقطه اثر اختیار می‌شود.

۲-٤-۲-۵-۵-۷: در شرایط بارگذاری زلزله اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار، نادیده گرفته شود.

۳-٤-۲-۵-۵-۷: فشار آب در شرایط زلزله باید بر اساس نوع خاک و میزان نفوذپذیری در محاسبات در نظر گرفته شود.

۵-۲-۵-۵-۷: تعیین فشار خاک در پشت دیوار

۱-۵-۲-۵-۵-۷: در دیوارهایی که به دلایل انعطاف‌پذیری سازه‌ای' لغزش افقی یا چرخش، می‌تواند به اندازه کافی تغییرشکل یا تغییر مکان افقی(طبق جدول ۷-۵-۱) اتفاق افتد، باید از فشار خاک در حالت محرک استفاده شود.

۲-۵-۲-۵-۵-۷: در دیوارهایی که به دلایل انعطاف‌پذیری سازه‌ای' لغزش افقی یا چرخش، تغییرشکل یا تغییرمکان افقی رخ داده اما به اندازه کافی جهت بسیج شدن نیروی محرک نباشد باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۳-۵-۲-۵-۵-۷: در دیوارهای طره‌ای یا دیوارهای سپری بدون مهار یا مهارشده با یک میل‌مهار از پشت باید از فشار خاک در حالت محرک با توزیع مثلثی استفاده شود. چنانچه مهارهای پشت زیاد باشد (دیوار پشت‌بنددار)، می‌توان توزیع فشار خاک را با تحلیل‌های عددی یا روش‌های تجربی به دست آورد.

٤-۵-۲-۵-۵-۷: در دیوارهای سپری مهارشده با چند تیرک افقی یا مایل از جلو، باید از توزیع فشار ذوزنقه‌ای یا مستطیلی استفاده شود.

۵-۵-۲-۵-۵-۷: در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متصل هستند در شرایط بارگذاری استاتیکی باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

٦-۵-۲-۵-۵-۷: در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متصل هستند در شرایط بارگذاری لرزه‌ای باید از جدول ۷-۵-۲ استفاده شود. سختی یا نرمی خاک، با توجه به خصوصیات خاک، ارتفاع دیوار و ارتفاع ساختمان بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب گردد.

جدول ۷-۵-۲ تعیین فشاردینامیکی خاک

خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله

متراکم یا سخت	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و سست	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونابه- اکابه یا فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

۷-۵-۲-۵-۵-۷: فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می‌شود.

فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله

۸-۵-۲-۵-۵-۷: طراح می‌تواند جهت تعیین فشار خاک ناشی از زلزله بر روی دیوار پروژهٔ مورد نظر، از مدل‌سازی عددی توسط نرم افزارهای معتبر صحت‌سنجی شده استفاده نماید.

۹-۵-۲-۵-۵-۷: فشار خاک تحت شرایط خاص

فشار آب، فشار ریشه گیاهان، فشار ناشی از تورم خاک، فشار ناشی از یخبندان و فشار برکنش نیز در صورتی که وجود داشته باشند باید در نظر گرفته شود. همچنین چنانچه احتمال بروز ترک کششی وجود داشته باشد باید در محاسبه فشار مد نظر قرار گیرد.

۶-۵-۷: فشار آب

۱-۶-۵-۷: در تعیین فشار طراحی آب باید سطح آب آزاد یا سطح آب زیرزمینی در نظر گرفته شوند. در شرایطی که تراز آب آزاد یا زیرزمینی متغیر باشد باید بالاترین تراز ممکن در محاسبات فشار آب لحاظ شود.

۲-۶-۵-۷: برای سازه‌های نگهبان خاک با تراوایی متوسط یا پایین، نظیر سیلت‌ها و رس‌ها، در صورت وجود آب فشارهای آب باید با فرض آنکه تراز سفره آب زیرزمینی حداقل در سطح فوقانی لایه‌ای که تراوایی آن کم است قرار دارد، تعیین شود، مگر آنکه یک شبکه زهکشی مطمئن نصب شده یا از نفوذ آب جلوگیری شده باشد.

۳-٦-۵-۷: در مواردی که تغییرات ناگهانی در سطح سفره آزاد آب ایجاد می‌شود، هم وضعیت ناپایا که بلافاصله پس از تغییر در سفره آب رخ می‌دهد، و هم وضعیت پایا باید بررسی شود.

٤-٦-۵-۷: در مواردی که هیچ‌گونه تمهیدات خاصی برای زهکشی یا جلوگیری از جریان آب پیش‌بینی‌نشده باشد، باید اثرات احتمالی ترک‌های کششی یا ترک‌های انقباضی پر شده از آب در نظر گرفته شوند. در این موارد، در خاک‌های چسبنده نگهداری‌شده، فشار کلی طراحی معمولاً نباید از فشار هیدروستاتیکی آبی که از سطح زمین شروع می‌شود کمتر در نظر گرفته شود.

۷-۵-۷: روش‌های طراحی سازه‌های نگهبان

طراح می‌تواند هر یک از دو روش تنش مجاز یا روش ضرایب بار و مقاومت را انتخاب کند و جهت طراحی دیوار استفاده نماید.

۱-۷-۵-۷ روش تنش مجاز

در کلیه دیوارها ترکیب بار و ضرایب بارگذاری باید منطبق با مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان باشد در ترکیبهای بارگذاری در شرایط استاتیکی با حضور وزن خاک، H همان فشار خاک استاتیکی است. در ترکیبهای بارگذاری، مجموع فشار استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی خاک به عنوان فشار خاک (H) در نظر گرفته می‌شود. در زیر حداقل ضرایب اطمینان برای انواع سازه‌های نگهبان در این روش ارائه شده است.

۱-۱-۷-۵-۷ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای صلب

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در طراحی به روش تنش مجاز در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی در طراحی به روش تنش مجاز

شرایط	واژگونی	لغزش	ظرفیت باربری پی دیوار	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	۱/۷۵	۱/۵	۳	۱/۵
لرزه‌ای	۱/۲	۱/۲	۲	۱/۳

در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز پی باید درثلث میانی پی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی باید مقدار B/٦ باشد (هیچ قسمت از پی به کشش نیفتد) خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی متشکل از قطعات وزنی ناپیوسته (نظیر بلوک بتنی) کافی است از ۰/۲۵ بیشتر نشود، یعنی اگر بخش کوچکی از پی به کشش بیفتد مجاز است.

در صورتی که در پایداری در برابر لغزش نیروی مقاوم خاک جلوی دیوار لحاظ گردد باید از ضریب اطمینان ۲ استفاده شود.

۲-۱-۷-۵-۷ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای انعطاف‌پذیر سپری

در بررسی پایداری دیوار سپری می‌توان ضرایب اطمینان زیر را استفاده کرد:

الف- واژگونی: ضرایب اطمینان مشابه جدول ۷-۵-۳ می‌باشد.

ب- لغزش افقی: ضریب اطمینان ۲ بر فشار جانبی مقاوم جلوی سپر اعمال می‌شود تا مقدار نیروی مقاوم جلوی سپر کاهش یابد. این مقدار ضریب اطمینان برای خاک‌های تحکیم‌یافته باید بزرگتر از ۲ باشد.

ج- افزایش عمق گیرداری سپر: در روش تنش مجاز، طول مورد نیاز نفوذ سپر در خاک، در ضریب ۱/۵ ضرب شود.

۱-۲-۱-۷-۵-۷ ضریب اطمینان مهار

الف- در صورتی که دیوار سپری مهارشده باشد، جهت محاسبه باربری مجاز مهارهای تزریقی در سنگ و خاک به ترتیب از ضرایب اطمینان ٤ و ۳ استفاده شود. اگر میل‌مهار به شمع متصل باشد، ضریب اطمینان شمع به کار می‌رود و اگر به سپر متصل باشد، ضریب اطمینان مشابه سپرها انتخاب می‌گردد.

ب- طراحی تیرک‌های متقابل و مایل باید مطابق با مباحث نهم و دهم مقررات ملّی ساختمان برای اجزا بتنی یا فولادی باشد.

۲-۲-۱-۷-۵-۷ ضریب اطمینان در برابر بالا زدگی کف

بالا زدگی کف گود باید کنترل شود و ترجیحاً $\frac{\gamma H}{c} < 6$ باشد.

۳-۱-۷-۵-۷ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای خاک مسلح

الف) ضریب اطمینان کلی دیوار

ضرایب اطمینان مرتبط با پایداری خارجی این دیوارها مشابه ضرایب اطمینان دیوارهای صلب (جدول ۵-۳) می‌باشد بجز ضریب اطمینان مربوط به ظرفیت باربری پی دیوار که برابر ۲ می‌باشد.

ب) ضریب اطمینان مسلح‌کننده

ضرایب اطمینان مصالح مسلح‌کننده به دو قسمت تقسیم می‌شود. یکی مربوط به تنش کششی مجاز مسلح‌کننده و دیگری در ارتباط با نیروی بیرون کشیدن مهار می‌باشد:

ب-۱ ضریب اطمینان مقاومت کششی مجاز مسلح کننده‌ها

برای فلزات از ضریب اطمینان ۱/۵ تا ۱/۷ (با توجه به خورندگی محیط) استفاده می‌شود. برای ژئوسینتتیک‌ها می‌توان ضریب اطمینان را بر اساس ضرایب اطمینان جزیی به صورت زیر محاسبه کرد:

$$T_a = T_{ult}\left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}\right) \qquad (۵-۱)$$

FS_{id} = ضریب اطمینان احتمال آسیب دیدگی ناشی از نصب (۱/۱ تا ۱/۵ با توجه به روش اجرا)

FS_{cr} = ضریب اطمینان خزش (۱ تا ۳) با توجه به نوع مصالح

FS_{cd} = ضریب اطمینان خوردگی یا شیمیایی (حدود ۱ تا ۱/۵ با توجه به محیط)

FS_{bd} = ضریب اطمینان فساد بیولوژیکی (حدود ۱ تا ۱/۳)

T_a = مقاومت کششی مجاز

T_{ult} = مقاومت کششی نهایی

باید دقت کرد که ضریب اطمینان‌های فوق برای اعمال بر مقاومت تضمین شده کارخانه سازنده یا مقاومت اندازه گیری شده تعریف شده است.

در هر حال ضریب اطمینان مقاومت کششی مسلح کننده‌ها باید بین ۱/۵ تا ۲/۵ انتخاب شوند.

ب-۲) ضریب اطمینان بیرون کشیدن مهار مسلح کننده‌ها برابر ۱/۵ باشد.

ب-۳) ضریب اطمینان اتصال بین مهار و نمای خاک مسلح برابر ۱/۵باشد.

٤-۱-۷-۵-۷ کنترل تغییرشکل

الف- در طراحی سازه‌های نگهبان در روش تنش مجاز علاوه بر کنترل ضرایب اطمینان به شرح بالا باید تغییرشکل‌ها نیز کنترل شوند. در شرایط استاتیکی جهت محاسبه تغییرمکان ایجادشده در سازه‌های نگهبان و خاکریز پشت دیوار و کنترل سایر شرایط بهره‌برداری (مانند لرزش‌ها و نظایر آن) باید تغییرمکان ایجادشده محاسبه و سپس با توجه به تاسیسات و نوع سازه مورد استفاده، تغییرمکان به‌دست‌آمده از مقدار مجاز کمتر باشد.

ب) تغییرشکل‌های دیوار باید در شرایط لرزه‌ای نیز کنترل شود. در شرایط لرزه‌ای با استفاده از روش‌هایی مانند بلوک لغزان نیومارک یا مدل‌سازی عددی میتوان تغییرشکل‌های دیوار را محاسبه نمود.

۲-۷-۵-۷ روش ضرایب بار و مقاومت

۱-۲-۷-۵-۷ در کلیه دیوارها، ترکیب بار و ضرایب بارگذاری باید منطبق با مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان باشد. ضرایب تقلیل مقاومت در انواع سازه‌های نگهبان در جداول ۷-۵-۵ تا ۷-۵-۸ آمده است.

۲-۲-۷-۵-۷ در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط زلزله، فقط اضافه فشار خاک هنگام زلزله به عنوان بخشی از نیروهای زلزله (**E**) لحاظ می‌گردد. در این حالت ترکیب بارگذاری، فشار خاک در شرایط استاتیکی به عنوان بار مرده (**D**) محسوب می‌گردد.

۳-۲-۷-۵-۷ در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط استاتیکی با حضور وزن خاک، کافیست فشار خاک در شرایط استاتیکی به عنوان فشار خاک (**H**) لحاظ گردد.

٤-۲-۷-۵-۷ ضرایب کاهش مقاومت در دیوارهای صلب

در دیوارهای صلب جهت کاهش مقاومت از ضرایب جدول ۷-۵-۵ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۵ ضرایب مقاومت دیوارهای صلب

کنترل‌ها	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط لرزه‌ای	تعریف مقاومت
پایداری کلی	۱	۱/۱۵	ممان یا نیروهای مقاوم در برابر لغزش

ظرفیت باربری	۰/۵	۰/۷۵	ظرفیت باربری نهایی (q_u)
واژگونی	۰/۸۵	۱/۲۵	لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی
لغزش	۱	۱/۲۵	نیروهای مقاوم در برابر لغزش افقی

۵-۲-۷-۵-۷ ضرایب نیروی مقاوم در دیوارهای انعطاف پذیر

در دیوارهای انعطاف پذیر جهت نیروی مقاوم از ضرایب جدول ۷-۵-٦ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-٦ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای انعطاف پذیر

کنترل‌ها	ضرایب مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۱	۱/۱۵
واژگونی	۰/۸۵	۱/۲۵
لغزش	۱	۱/۲۵
دیوار مهاری یا المان مقاوم	۰/۷۵	۰/۸۵
مقاومت کششی	۰/۸	۰/۸
مقاومت در برابر بیرون کشش	۰/٦۵ برای خاک و ۰/۵ برای سنگ	۰/۹ برای خاک و ۱ برای سنگ

٦-۲-۷-۵-۷ ضرایب کاهش نیروی مقاوم در خاکریزها و شیروانی‌ها

در ترانشه‌ها جهت کاهش نیروی مقاوم از ضرایب جدول ۷-۵-۷ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۷ ضرایب کاهش مقاومت شیروانی

کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۱	۱/۱۵

ظرفیت باربری	۰/۵	۰/۷۵
لغزش	۰/۹	۰/۹۵

۷-۲-۷-۵-۷ ضرایب کاهش نیروی مقاوم در دیوارهای خاک مسلح

در دیوارهای خاک مسلح جهت بررسی پایداری خارجی از ضرایب ارائه شده در جدول ۷-۵-۵ استفاده شود و جهت کاهش نیروی مقاوم در بررسی مسلح‌کننده‌ها از ضرایب جدول ۷-۵-۸ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۸ ضرایب کاهش مقاومت در پایداری داخلی دیوارهای خاک مسلح (مسلح‌کننده‌ها)

نوع پایدارسازی	کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
مسلح کننده	مقاومت کششی تسمه فلزی	۰/۷۵	۰/۹۵
	مقاومت کششی مسلح کننده ژئوسنتیک	۰/۹	۱/۲
	مقاومت بیرون کشیدن مسلح‌کننده	۰/۹	۰/۹۵
	لغزش بین مسلح‌کننده و خاک	۰/۸	۰/۹۵

۷-۵-۸ مهاربندی

۷-۵-۸-۱ کلیات

مهاربندی‌ها به عناصر سازه‌ای اطلاق می‌شوند که برای نگهداری سازه‌های نگهبان و انتقال نیروی کششی از آن‌ها به یک تشکیلات باربر خاکی یا سنگی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

مهاربندی‌ها شامل انواع زیر می‌باشند:

الف- سیستم‌های متشکل از یک سر مهاری، یک طول آزاد مهاری و یک طول ثابت مهاری که با عمل تزریق در زمین تثبیت می‌شوند.

در این مهارها می‌توان از رزین، سیمان یا بتن جهت تزریق استفاده کرد. در صورتی که از مهارهای رزین‌دار استفاده شود می‌توان ۲ ساعت پس از اجرا، آزمایش‌های مربوطه را انجام داد. همچنین تزریق بتن باید در مهارهای با قطر زیاد (بیشتر از ۲۵۰ میلی‌متر) انجام شود.

ب- سیستم‌های متشکل از یک سر مهاری، یک طول ثابت مهاری ولی طول آزاد مهاری ندارد. این سیستم به نام میخ مهاری معروف هستند.

پ- سیستم‌های متشکل از یک سر مهاری، یک طول آزاد مهاری و یک بلوک بتنی یا صفحه فولادی در انتهای مهار.

ت- سیستم‌های متشکل از یک مهار پیچ و یک کلاهک مهاربندی.

از مهاربندی‌ها می‌توان به عنوان عناصر موقتی یا دایمی سازه نگهبان استفاده کرد. مهاربندی‌هایی که بیشتر از دو سال مورد استفاده قرار می‌گیرند باید به عنوان مهاربندی‌های دایمی طراحی شوند.

۲-۸-۵-۷ طراحی مهارها

۱-۲-۸-۵-۷ برای طراحی مهارها در حالات حدی نهایی سازوکار گسیختگی باید تحلیل و بررسی شود:

الف- شکست سازه‌ای مهار یا سر مهارها

ب- اعوجاج یا خوردگی سر مهار

پ- در مهارهای تزریق‌شده، گسیختگی در ناحیه بین خاک و مصالح تزریق شده

ت- در مهارهای تزریق‌شده، گسیختگی در ناحیه بین میله مهار و مصالح تزریق‌شده پیرامون آن

ث- در مهارهایی که با سیستم بار مرده کار می‌کنند، گسیختگی به جهت عدم مقاومت کافی بار مرده

ج- از دست دادن باربری مهار به جهت تغییرشکل زیاد، چرخش سر مهار یا خزش

۲-۲-۸-۵-۷ مشخصات کابل‌های پیش‌تنیدگی و میلگردهایی که برای مهاربندی به کار گرفته می‌شوند، باید براساس آیین‌نامه‌های سازه‌ای مربوطه تعیین شوند. طول آزاد مهاربندی‌ها نباید کمتر از ۵ متر انتخاب گردد.

۳-۲-۸-۵-۷ در مهاربندی‌هایی که تمام یا قسمتی از آن‌ها در خارج از زمین ساختگاه قرار می‌گیرند باید به احتمال قطع آن‌ها در طول عمر سازه نگهبان توجه ویژه داشت و تمهیدات لازم برای چنین شرایطی را پیش‌بینی کرد.

۷-۵-۸-۲-٤ برای جلوگیری از خوردگی قسمت آزاد، سر مهاربندی‌ها باید آن قسمت با لاستیک‌های گریس‌دار و پوشش مناسب حفظ گردد و اطراف آن با مواد تزریق پر شود.

۷-۵-۸-۲-۵ طراحی اولیه مهارها باید بر اساس روش‌های تئوری انجام شود و طراحی نهایی بر اساس آزمایش‌های حین نصب صورت پذیرد.

۷-۵-۸-۳ آزمایش مهارها

پس از نصب مهارها باید از رسیدن میزان باربری آن‌ها به حد موردنظر اطمینان حاصل شود. برخی از مهارها به میزان باربری مورد نظر می‌رسند اما پس از مدتی باربری خود را از دست می‌دهند. لذا برای کنترل کارایی مهارها باید آزمایش‌های عملکرد، باربری و خزش بر روی آن‌ها انجام شود.

۷-۵-۸-۳-۱ آزمایش باربری و خزش

باید مطابق با جدول ۷-۵-۹ آزمایش باربری مهارها در محل انجام شود.

غیر قابل انتشار

جدول ۷-۵-۹ آزمایش باربری مهارها

حالت	شرایط کارگاه و خاک	بار آزمایش	حداقل تعداد آزمایش‌ها
۱	وجود تجربه در خاک و	٪۱۵۰ بار	٪۵ از تعداد کل مهارها باید

	مهار مورد نظر در نزدیکی کارگاه وجود داشته باشد	طراحی	آزمایش شوند.
۲	تجربه در خاک و مهار مورد نظر وجود داشته باشد اما نه در نزدیکی کارگاه	٪۱۵۰ بار طراحی	٪۵ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند. همچنین ۲ الی ۳ مهار تا ٪۲۰۰ بار طراحی آزمایش شود.
۳	تجربه در خاک و مهار مورد نظروجود نداشته باشد	٪۱۵۰ بار طراحی	٪۱۰ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند. همچنین ۲ الی۳ مهار تا ٪۲۵۰ بار طراحی آزمایش شود.

در انتهای کلیه آزمایش‌های فوق آزمایش خزش انجام گیرد.

اگر در آزمایش‌های فوق، مهاری زیر ٪۲۰۰ بار طراحی گسیخته شود باید طراحی مجدداً انجام شود.

در صورتی که مهارها به صورت موقت استفاده شوند می‌توان به جای ٪۱۵۰ در ٪۱۲۵ بار طراحی آزمایش‌ها انجام شود.

آزمون‌های فوق باید با بارگذاری- باربرداری جهت تعیین عملکرد مهارها انجام شود. هر پله بارگذاری و باربرداری حداقل ٪۲۵ بار طراحی باشد.

آزمایش خزش باید مطابق با جدول ۷-۵-۱۰ انجام شود.

جدول ۷-۵-۱۰ آزمایش خزش مهارها

خاک	مقدار بار	مدت نگهداری بار حداکثر در آزمایش	نرخ قابل قبول

		خزش	
ماسه	۱۵۰٪ بار طراحی	۱ الی ۲ ساعت	در نمودار تغییرمکان- لگاریتم زمان باید خزش در بازه‌های ۲۰ دقیقه کمتر از ۲ میلی‌متر باشد.
رس	۱۵۰٪ بار طراحی	۲٤ ساعت	

در صورتی که مهارها به صورت موقت استفاده شوند آزمایش‌ها می‌تواند به جای ۱۵۰٪ در ۱۲۵٪ بار طراحی انجام شود.

۷-۵-۹ خاکریز پشت دیوار

بهترین نوع مصالح برای خاکریزی، خاک‌های GW، GP،SW و SP می‌باشند.

در صورتی می‌توان از خاک‌های GM، GC، SM و SC استفاده کرد که بتوان از سیستم‌های زهکشی مناسب استفاده و خاک را همواره در شرایط غیراشباع و رطوبت کم نگه داشت.

انواع دیگر خاک‌ها جهت استفاده به عنوان خاکریز مناسب نمی‌باشند، مگر آنکه تمهیدات لازم با نظر مشاور ذیصلاح (مانند روش‌های تثبیت با آهک، سیمان و غیره و تامین زهکشی) دیده شده باشد.

۷-۵-۱۰ زهکشی و آب‌بندی دیوارها

۷-۵-۱۰-۱ اگر دیوار برای فشار هیدرواستاتیکی آب و یخ طراحی نشده است ضروری است از سیستم زهکش و فیلتر مناسب در پشت دیوار استفاده شود.

۷-۵-۱۰-۲ دیوارهای زیرزمین باید به صورت آب‌بندی‌شده طراحی شوند و فشار احتمالی آب در طراحی لحاظ شود.

۷-٦ پی‌های عمیق

۱-۶-۷ هدف و دامنه کاربرد

الزامات این فصل مربوط به پی‌های عمیق یا شمع‌های فشاری (اتکایی یا اصطکاکی)، کششی یا تحت بار جانبی است که به وسیله کوبش، فروبردن با فشار، حفاری با یا بدون تزریق به کار گرفته می‌شوند. هم شمع‌های منفرد و هم گروه شمع‌ها شامل الزامات این فصل هستند. همچنین مطالب عنوان‌شده در این فصل مربوط به شمع یا پی‌های عمیق بتنی، فولادی، چوبی یا ترکیبی از آن‌ها می‌باشد.

۲-۶-۷ مبانی طراحی پی‌های عمیق

گسیختگی‌ها و تغییر شکل‌هایی که پی‌های عمیق معمولاً برای آنها طراحی یا کنترل می‌شوند به شرح زیر می‌باشند:

۱-۲-۶-۷ گسیختگی‌های زیر در هر دو روش طراحی به روش تنش مجاز یا طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت باید کنترل شوند:

الف- ازدست‌دادن پایداری کلی

ب- گسیختگی ناشی از کمبود ظرفیت باربری شمع‌ها

پ- گسیختگی ناشی از "زیرفشار" یا مقاومت کششی ناکافی شمع‌های کششی

ت- گسیختگی در زمین ناشی از بارگذاری جانبی شمع‌ها

ث- گسیختگی سازه‌ای شمع در فشار، کشش، خمش، برش یا کمانش

ج- گسیختگی همزمان زمین و شمع

۲-۲-۶-۷ تغییر شکل‌های زیر برای شرایط بهره‌برداری در هر دو روش طراحی باید کنترل شود:

الف- نشست بیش از حد مجاز در شمع‌های فشاری

ب- بیرون‌کشیدگی بیش از حد مجاز در شمع های کششی

پ- دوران بیش از حد مجاز

ت- تغییرشکل جانبی بیش از حد مجاز

ث- ارتعاش غیرپذیرفتنی

۱-۲-۲-۶-۷ مقادیر حدی مجاز برای هر یک از موارد الف تا ث برای شرایط بهره‌برداری با توجه به عملکرد سازه و پایداری آن انتخاب می‌گردد.

غیر قابل انتشار

۷-۶-۲-۲-۲ ضمن توجه به عملکرد سازه، باید در نظر داشت که مقادیر مجاز نشست برای شمع تکی مشابه پی منفرد و برای گروه شمع مشابه پی گسترده در نظر گرفته می‌شود.

۷-۶-۳ بارهای طراحی

۷- ۱-۳-۶ ترکیب بارهای وارده

کلیهٔ ترکیب بارهایی که در طراحی پی‌های عمیق در نظر گرفته می‌شوند بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشند.

۷-۶-۳-۲ نیروهای تغییرمکان زمین

نیروهای مربوط به تغییرمکان زمین در صورت وجود، باید در طراحی لحاظ شوند. زمینی که شمع‌ها در آن نصب می‌شود ممکن است با تغییرمکان‌های ایجادشده در اثر تحکیم، بالاآمدگی، بارگذاری‌های مجاور، بارگذاری‌های جانبی، خزش خاک و زمین‌لغزش مواجه گردد. این پدیده‌ها در شمع‌ها اثراتی مانند نیروی ناشی از "اصطکاک منفی جدار"، "بالازدگی شمع" و "حرکات جانبی" (و در نتیجه نیروهای جانبی) ایجاد می‌نماید که طبق الزامات بندهای زیر باید در طراحی شمع منظور شود.

۷-۶-۳-۲-۱ اصطکاک منفی جدار

الف- در یک گروه شمع، حداکثر نیروی اصطکاک منفی جدار با استفاده از تنش ناشی از سربار اطراف گروه شمع که موجب نشست شده و همچنین با منظور کردن تغییرات فشار آب زیرزمینی مربوط به نوسانات سطح آب، تحکیم یا کوبش شمع‌های مجاور، باید محاسبه گردد.

ب- افزایش نیروی محوری در شمع ناشی از اثر اصطکاک منفی و مقدار حداکثر آن در تراز صفحه خنثی باید در طرح سازه‌ای شمع لحاظ گردد.

پ- لحاظ کردن نیروی اصطکاک منفی در ظرفیت باربری صرفاً با توجه به مقایسه نشست ایجادشده ناشی از کل نیروها به نشست مجاز انتخاب می‌گردد.

۷-٦-۳-۲-۲ بالا زدگی شمع

بالا زدگی شمع می‌تواند ناشی از باربرداری، حفاری، یخبندان یا فروبردن شمع‌های مجاور باشد. همچنین می‌تواند ناشی از افزایش درصد رطوبت زمین در اثر کندن درختان، توقف برداشت از آب زیرزمینی و در نتیجه بالا آمدن سطح آن، جلوگیری از تبخیر (بر اثر ساختمان‌سازی جدید) و غیره باشد که عمدتاً در خاک‌های متورم‌شونده اتفاق می‌افتد و باید "فشار بالابرنده" و سایر نیروهای اضافه وارده بر شمع در طراحی لحاظ گردند.

۷-٦-۳-۲-۳ حرکات جانبی

حرکات جانبی زمین موجب اعمال بارهای جانبی بر روی شمع‌ها می‌شود. این بارها در مواردی که یک یا ترکیبی از شرایط زیر رخ دهد باید در طراحی لحاظ شوند:

الف- سربارهای با مقادیر متفاوت بر روی دو وجه مقابل یک شمع اعمال گردد.

ب- حفاری‌های با تراز متفاوت بر روی دو وجه مقابل یک شمع انجام شود.

پ- شمع در جوار یک خاکریز قرار گیرد.

ت- شمع در زمین شیب‌داری که خاک آن در حال خزش است اجرا شود.

ث- وقتی تغییرمکان جانبی زمین و شمع وجود داشته باشد.

چ- در جایی که امکان گسترش جانبی وجود دارد، باید شمع تحت تأثیر نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی، ایستا بوده و حرکت نکند یا جابجایی آن در حد مجاز باشد.

۷-٦-٤ شمع تحت بار محوری

در این بخش ضوابط طراحی تحت بار محوری (فشاری یا کششی) شامل ضوابط تعیین ظرفیت باربری، کنترل نشست و تغییرمکان ارائه شده است. اما طراح سایر مواردی که در بخش ۷-٦-۲ ذکر شده را نیز باید کنترل نماید.

۷-٦-٤-۱ ظرفیت باربری

برای آنکه یک شمع، بارهای فشاری طراحی را با ایمنی مناسبی تحمل نماید، باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری بر قرار باشد.

$$R_c \geq F_c \qquad (۷-٦-۱)$$

در این رابطه:

F_c = بار فشاری طراحی

R_c = ظرفیت باربری فشاری شمع

۱-۱-٤-٦-۷ روش‌های تعیین ظرفیت باربری شمع

تعیین ظرفیت باربری شمع‌ها می‌تواند بر اساس روش‌های زیر صورت گیرد:

الف- استفاده از روابط تحلیلی که اعتبار آن‌ها در شرایط مشابه به وسیلهٔ آزمایش‌های بارگذاری (استاتیکی یا دینامیکی) به اثبات رسیده باشد.

ب- روش‌های مبتنی بر استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا (نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، ...)که اعتبار آن‌ها در شرایط مشابه به وسیلهٔ آزمایش‌های بارگذاری (استاتیکی یا دینامیکی) به اثبات رسیده باشد.

پ- نتایج آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

ت- نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

تبصره: برای تعیین ظرفیت باربری چنانچه فقط از روش‌های الف و ب استفاده گردد، نتایج به دست آمده ممکن است دقت لازم را نداشته باشد. لذا به منظور اطمینان از ظرفیت باربری شمع استفاده از نتایج آزمایش‌های بارگذاری (پ و ت) توصیه می‌شود.

۲-۱-٤-٦-۷ استفاده از روابط تحلیلی

باربری فشاری R_c را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$R_c = R_b + R_s \qquad (۷-٦-۲)$$

در رابطه فوق:

R_b مقاومت نوک شمع و R_s مقاومت جداره شمع است که مقادیر آن‌ها را می‌توان با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$$R_b = q_b A_b \qquad (۷-٦-۳)$$

$$R_s = \sum_{i=1}^{n} q_{si} A_{si} \qquad (۷-٦-٤)$$

در این روابط:

q_b = ظرفیت باربری نوک شمع

A_b = مساحت مؤثر سطح قاعده نوک شمع

q_{si} = ظرفیت باربری جداره شمع در لایه i

A_{si} = مساحت مؤثر سطح جانبی شمع در لایه i

مقادیر q_b و q_{si} را می‌توان با استفاده از روابط محاسباتی معتبر و بر اساس پارامترهای حاصل از نتایج مطالعات ژئوتکنیک یا بهره‌گیری از نتایج آزمایش‌های برجا به دست آورد.

الف- ظرفیت باربری نوک شمع q_b را می‌توان از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$q_b = cN_c^* + \bar{q}\,N_q^* \qquad (۷-۶-۵)$$

که در آن c چسبندگی خاک در اطراف و زیر نوک شمع و $\bar{q}$ تنش موثر قائم در تراز نوک شمع است.

برای محاسبه N_c^* و N_q^* باید از روابط معتبری مانند "مایرهوف"، "وسیک"، "جانبو"، "کولهاوی" (مخصوص شمع‌های درجاریز) یا هر روش دیگری که در مراجع معتبر آمده است، استفاده نمود.

مقاومت نوک را در خاک‌های چسبنده رسی می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_b = N_t \cdot S_u \qquad (۷-۶-۶)$$

که در آن S_u حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رس در تراز نوک شمع است. N_t ضریب ظرفیت باربری است که تابعی از قطر شمع است و به شرح زیر تعیین می‌شود:

- برای قطر شمع کوچکتر از ۰/۵ m برابر ۹
- برای قطر شمع بین ۰/۵ m تا ۱ m برابر ۷
- برای قطر شمع بزرگتر از ۱ m برابر ۶

ب- مقاومت باربری جدار شمع در لایه i، q_{si} را می‌توان از هر یک از روش‌های تنش کل (مانند α) یا تنش موثر (مانند β) محاسبه نمود.

در روش تنش کل مقدار q_{si} از فرمول زیر حاصل می‌گردد:

$$q_{si} = \alpha \times S_u \qquad (۷-٦-۷)$$

که در آن S_u مقاومت برشی زهکشی نشده و α ضریبی است که در محدوده ۰/۳ تا ۱ تغییر می‌کند.

بر اساس روش تنش موثر β، مقاومت واحد جداری شمع در خاک‌های غیرچسبنده و در هر عمق z در طول شمع از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$q_{si} = \beta \sigma'_v \qquad (۷-٦-۸)$$

که در آن β فاکتور مقاومت جدار و σ'_v تنش قائم مؤثر خاک در کنار شمع در عمق z است. فاکتور مقاومت جداری، β، به‌طور کلی در دامنه ۰/۲ تا ۱/۵ تغییر می‌کند.

پ- در انتخاب روابط تحلیلی، برای استفاده در یک پروژه، باید به عوامل زیر توجه شود:

نوع خاک شامل: دانه‌بندی، کانی‌شناسی، شکل دانه‌ها، پیش تحکیمی، قابلیت تراکم یا فشردگی و تراوایی.

روش اجرای شمع شامل: شمع‌های درجاریز یا رانده‌شده (کوبشی یا ارتعاشی)، طول، قطر و مصالح شمع.

نوع آزمایش خاک: شامل شرایط زهکشی، سرعت بارگذاری، میزان دست‌خوردگی، ....

ت- در محاسبه مقاومت نوک شمع باید به مقاومت ناحیه‌ای از زمین که بر روی آن تأثیر می‌گذارد توجه داشت. در این رابطه باید اثرات لایه ضعیف در این ناحیه را که بر روی مقاومت نوک شمع تأثیر قابل ملاحظه دارد، به حساب آورد. در مواردی که لایهٔ ضعیفی در ژرفای کمتر از ۳ برابر قطر نوک شمع در زیر آن وجود دارد، باید سازوکار گسیختگی سوراخ‌کننده را در محاسبات ظرفیت باربری منظور داشت.

۳-۱-٤-٦-۷ استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا

در روش استفاده مستقیم از نتایج به دست آمده از آزمایش‌های برجا (مانند نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، ...)، پارامترهای حاصل از آزمایش مستقیما در تخمین توان باربری شمع مورد استفاده واقع می‌شوندکه روابط حاصله بیشتر جنبهٔ تجربی دارند. در این خصوص باید به نکات زیر توجه داشت:

الف- آزمایش باید تا عمق کافی پایین‌تر از تراز نوک شمع انجام شده باشد.

ب - چنانچه جدار شمع در لایه‌های مختلفی قرار دارد، باید آزمایش در نقاط کافی در هر لایه انجام شده باشد.

پ- هر روش برای نوع بخصوصی از روش اجرای شمع و خاک پیشنهاد شده است و تحلیل‌ها به شرطی معتبر است که با جزئیات طراحی و اجرائی شمع منطبق باشند.

٤-١-٤-٦-٧ استفاده از آزمایش بارگذاری استاتیکی

در مواردی که آزمایش بارگذاری شمع انجام می‌شود، ظرفیت باربری طراحی را باید با نتایج این آزمایش تدقیق نمود. در این مورد باید به نکات زیر توجه داشت:

الف- نتایج آزمایش بارگذاری شمع در یک ساختگاه تنها با شرط اجرا در شرایط یکسان "شمع‌های آزمایشی" و "شمع‌های اصلی" قابل استفاده است.

ب- قطر و طول شمع‌های آزمایشی باید تا حد امکان با قطر شمع‌های اصلی یکسان باشد. در صورت اختلاف بین قطرهای این دو، نسبت قطر شمع آزمایشی به شمع اصلی نباید کمتر از نیم باشد.

پ- تعیین ظرفیت باربری طراحی از روی منحنی نیرو - نشست باید بر اساس یک روش معتبر انجام شود.

٥-١-٤-٦-٧ استفاده از آزمایش دینامیکی

الف- نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی شمع‌ها می‌تواند در تعیین ظرفیت باربری مورد استفاده قرار گیرد، مشروط بر آنکه اولاً مطالعه ژئوتکنیک کامل برای ساختگاه انجام شده باشد، ثانیاً نتایج این آزمایش‌ها با آزمایش‌های استاتیکی بر روی شمع‌های مشابه به لحاظ نوع، طول، سطح مقطع و در شرایط خاک مشابه کالیبره شده باشد.

ب- نتایج آزمایش‌های دینامیکی همواره باید در ارتباط و مقایسه با یکدیگر مورد استفاده قرارگیرند. این آزمایش‌ها را می‌توان به عنوان روشی برای تعیین یکنواختی عملکرد شمع‌ها به کار گرفت و از آنها برای تشخیص شمع‌های ضعیف، مسئله‌دار و آسیب‌دیده نیز استفاده نمود.

٦-١-٤-٦-٧ تحلیل معادله موج (WEAP)

در مواردی که ظرفیت باربری نهایی شمع‌های فشاری منفرد با استفاده از تحلیل‌های معادله موج تعیین می‌شود، اعتبار این تحلیل‌ها باید با توجه به عملکرد قبلی آن‌ها در آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی روی نمونه شمع‌های مشابه، با طول و مقطع مشابه، و در شرایط زمین یکسان تأیید شده باشد.

پارامترهای مورد استفاده در تحلیل معادله موج را در مواردی که آزمایش بارگذاری دینامیکی بر روی شمع‌های آزمایشی انجام شده باشد، می‌توان مورد تجدید نظر قرار داد و اصلاح کرد. در این صورت باید به انجام آزمایش در شرایط کوبش اولیه یا کوبش مجدد توجه داشت.

نتایج تحلیل معادله موج بیشتر برای طراحی شرایط و ابزار کوبش (مانند ظرفیت چکش مورد نیاز، بالشتک چکش و شمع، ....) و همچنین زمان کوبش و قابل کوبش بودن شمع تا عمق مورد نظر استفاده می‌گردد. در این صورت باید نتایج به صورت "گراف باربری" و گراف‌های حاصل از "تحلیل قابلیت کوبش" ارائه گردند.

۷-۱-٤-٦-۷ آزمایش دینامیکی شمع (DLT)

نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی شمع‌ها می‌تواند در تعیین ظرفیت باربری مورد استفاده قرار گیرد، مشروط بر آنکه اولاً مطالعه ژئوتکنیک کامل برای ساختگاه انجام شده باشد، ثانیاً نتایج این آزمایش‌ها با آزمایش‌های استاتیکی بر روی شمع‌های مشابه به لحاظ نوع، طول سطح مقطع و در شرایط خاک مشابه کالیبره شده باشد.

نتایج آزمایش‌های دینامیکی همواره باید در ارتباط و مقایسه با یکدیگر مورد استفاده قرارگیرند. این آزمایش‌ها را می‌توان به عنوان روشی برای تعیین یکنواختی عملکرد شمع‌ها به کار گرفت و از آن‌ها برای تشخیص شمع‌های ضعیف، مسئله‌دار و آسیب‌دیده نیز استفاده نمود.

۸-۱-٤-٦-۷ در صورتی‌که نتایج ظرفیت باربری حاصل از آزمون‌های بارگذاری شمع با نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی و روش‌های استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا متفاوت باشد باید شمع‌ها بر اساس آزمون‌های بارگذاری طراحی گردند.

۹-۱-٤-٦-۷ در صورتی‌که نتایج ظرفیت باربری حاصل از آزمون‌های بارگذاری شمع با روش‌های استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجای معتبر و مرتبط با شمع مثل "نفوذ مخروطی یا پرسیومتر" متفاوت باشد باید شمع‌ها بر اساس هر دو معیار و با نظر کارشناس ژئوتکنیک طراحی گردند.

۷-٦-٤-۲ نشست شمع‌ها

۱-۲-٤-٦-۷ محاسبه نشست شمع‌ها می‌تواند هر یک از موارد زیر را شامل شود:

الف- نشست شمع‌های منفرد

ب- نشست اضافی ناشی از عملکرد گروهی شمع‌ها

۲-۲-٤-٦-۷ در تحلیل گروه شمع بخصوص در خاک‌های ریزدانه باید به اثر زمان بر نشست کل مانند تحکیم و خزش خاک توجه داشت.

۳-٤-٦-۷ شمع‌های کششی

۱-۳-٤-٦-۷ برای آنکه یک شمع، بارهای طراحی را با ایمنی مناسبی در مقابل گسیختگی کششی تحمل نماید، باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد:

$$R_t \geq F_t \qquad (۷-٦-۹)$$

در این نامساوی:

F_t = بار محوری کششی طراحی

R_t = باربری کششی شمع

۲-۳-٤-٦-۷ در تعیین ظرفیت باربری شمع‌های کششی، دو نوع سازوکار گسیختگی باید در نظر گرفته شود:

الف- بیرون آمدن شمع‌ها از زمین به صورت منفرد

ب- بالا آمدن بلوک زمین حاوی گروه شمع

۳-۳-٤-٦-۷ نیروی مقاوم کششی، چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی، با استفاده از رابطه (۷-٦-۱۰) محاسبه می‌شود:

$$R_t = W_t + F_s - U_{uplift} \qquad (۷-٦-۱۰)$$

در این رابطه:

W_t = وزن شمع‌ها و وزن بلوک خاک (در گروه‌شمع)

F_s= مقاومت جانبی جدار شمع و خاک یا مقاومت برشی خاک در مرز بلوک خاک (در گروه‌شمع)

U_{uplift} = برآیند نیروهای رو به بالای طراحی ناشی از فشار آب بالابرنده در زیر بلوک خاک.

٤-۳-٤-٦-۷ در تعیین ظرفیت باربری بلوک خاک باید کوچکترین دو مقدار "ظرفیت باربری کششی گروه شمع"، و "مجموع ظرفیت باربری کششی شمع‌ها" در نظر گرفته شود.

٥-۳-٤-٦-۷ در بارگذاری‌های متناوب، باید اثر تکرار بار بر روی کاهش ظرفیت باربری کششی شمع‌ها در نظر گرفته شود.

٦-۳-٤-٦-۷ مقاومت اصطکاک جدار کششی شمع‌های منفرد ۰/۷ تا ۰/۸٥ اصطکاک جدار شمع در حالت فشاری لحاظ شود، مگر آنکه آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی انجام شده باشد.

۵-۶-۷ شمع‌های تحت بار جانبی

۱-۵-۶-۷ ظرفیت باربری جانبی

جهت طراحی شمع‌ها تحت بار جانبی باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد.

(۷-۶-۱۱)

$$R_{tr} \geq F_{tr}$$

در این نامساوی:

F_{tr} = بار جانبی طراحی

R_{tr} = مقاومت جانبی شمع

۱-۱-۵-۶-۷ در ارزیابی ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها یکی از سازوکارهای گسیختگی زیر باید در نظر گرفته شود:

الف- در شمع‌های کوتاه چرخش یا انتقال شمع به عنوان یک جسم صلب

ب- در شمع‌های بلند و لاغر گسیختگی خمشی شمع همراه با تسلیم موضعی و تغییرمکان خاک جلوی شمع در ناحیه بالای آن

۲-۱-۵-۶-۷ در هر یک از حالت‌های الف و ب برای تحلیل ظرفیت شمع می‌توان از روش‌های تحلیل تعادل حدی معتبر استفاده نمود.

۳-۱-۵-۶-۷ در ارزیابی ظرفیت باربری جانبی گروه شمع‌ها باید اثر گروهی آن‌ها در نظر گرفته شود.

٤-۱-۵-۶-۷ در تحلیل شمع‌های تحت اثر بار جانبی باید احتمال گسیختگی سازه‌ای شمع در زیر سطح زمین بررسی شود.

۲-۵-۶-۷ تغییرمکان جانبی

۱-۲-۵-۶-۷ در ارزیابی تغییرمکان جانبی بالای شمع‌ها باید سختی زمین، سختی جانبی هر یک از شمع‌ها، گیرداری شمع‌ها در سر شمع، اثر گروهی شمع‌ها و همچنین اثر رفت و برگشت بارها در نظر گرفته شود.

۲-۲-۵-۶-۷ پاسخ شمع‌ها تحت بار جانبی به‌طور کامل غیرخطی است و فقط در صورتی که حداکثر تغییرشکل جانبی شمع کوچک باشد (کمتر از ۱ درصد قطر)، مصالح شمع رفتار خطی داشته باشد و

بارگذاری نیز یک طرفه باشد، می‌توان از روش‌هایی که از فرض خطی‌بودن رفتار خاک استفاده می کنند، استفاده نمود.

۳-۲-۵-٦-۷ از روش منحنی‌های p-y می‌توان در تحلیل استفاده نمود، به شرط آنکه از منحنی‌های مناسب برای خاک‌های اصطکاکی و چسبنده استفاده گردد.

٤-۲-۵-٦-۷ در آزمایش بارگذاری جانبی باید مدل تحلیلی برای شرایط آزمایش با تحلیل برگشتی صحت‌سنجی شود. در گروه شمع با سرشمع صلب و اتصال گیردار، پس از صحت‌سنجی مدل تحلیلی برای شمع با سر آزاد، باید منحنی نیرو-جابجایی شمع با سر گیردار تحلیل شود.

٦-٦-۷ گروه شمع

در تحلیل میزان بار انتقال‌یافته به شمع‌ها باید مشخصات هندسی و مکانیکی کلاهک سرشمع، موقعیت و طول شمع‌ها، نحوه اتصال سرشمع، سختی شمع‌ها و مشخصات بارهای وارده مورد توجه قرار گیرد. در این مبحث انواع گروه شمع از نظر تحلیل و طراحی مورد توجه است. در این مبحث گروه شمع به دو حالت "گروه شمع کلاسیک" و "رادیه-شمع" تقسیم شده است. بسته به نوع گروه شمع فرضی در طراحی، اندرکنش خاک با اجزاء مختلف سازه‌ای مانند شمع‌ها و سرشمع باید به درستی بررسی شود. موارد مطرح شده در این مبحث در ارتباط باگروه شمع کلاسیک می باشد.

۱-٦-٦-۷ ظرفیت باربری گروه شمع

۱-۱-٦-٦-۷ از آنجا که ظرفیت باربری هر شمع در گروه با ظرفیت باربری شمع تکی فرق دارد، باید ضریب موسوم به اثر گروهی یا بازدهی گروه در محاسبه ظرفیت باربری گروه شمع در نظر گرفته شود.

۲-۱-٦-٦-۷ ضریب بازدهی گروه شمع به فاصله و قطر شمع‌ها، نوع خاک و روش اجرای شمع بستگی دارد. ضریب بازدهی گروه شمع در هر پروژه باید با توجه به شرایط آن پروژه و براساس استفاده از داده‌ها و روابط تجربی متناسب تعیین گردد.

۲-٦-٦-۷ نشست گروه شمع

نشست گروه شمع با توجه به نکات زیر تعیین گردد:

۷-۶-۶-۲-۱ تخمین اولیه نشست گروه شمع را می‌توان با فرض پی گسترده معادل تخمین زد. عمق پی گسترده معادل باید با توجه به نسبت باربری نوک و جدار شمع تعیین گردد.

۷-۶-۶-۲-۲ محاسبه نشست نهایی گروه شمع با مدل‌سازی خاک با فنر (مدل وینکلر) دقت کافی ندارد و باید تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن اندرکنش‌های مختلف بین شمع و خاک انجام گیرد.

نشست شمع‌ها، به ویژه گروه شمع را می‌توان با تحلیل نتایج آزمایش بارگذاری تعیین نمود. اما اگر آزمایش از نوع آهسته و حتی طولانی باشد نمی‌توان برای محاسبه نشست ناشی از تحکیم، از نتایج آزمایش بارگذاری استفاده نمود.

۷-۶-۶-۳ تحلیل نیروها در گروه شمع

تحلیل نیروها در گروه باید به منظور تعیین سهم نیروها و لنگرهای وارد بر هر شمع در گروه و همچنین توزیع نیرو و لنگر در سرشمع انجام گیرد.

۷-۶-۶-۳-۱ طراح جهت سادگی می‌تواند سهم باربری خاک زیر سرشمع گسترده را در نظر نگیرد، اما تحلیل دقیق با در نظر گرفتن سهم سرشمع برای طراحی بهینه توصیه می‌شود.

۷-۶-۶-۳-۲ در تحلیل گروه شمع با لحاظ کردن سهم باربری خاک می‌توان خاک زیر پی گسترده (سرشمع) را به صورت فنر در نظر گرفت، ولی باید ضرایب اندرکنش بین فنرها لحاظ گردد. خاک اطراف شمع در هر عمق با ۳ فنر (یک قائم و ۲ افقی) تحلیل می‌شود. در این‌صورت رفتار فنر قائم زیر نوک شمع (Q-z)، فنرهای قائم اصطکاکی جدار شمع (t-z) و فنرهای افقی در جدار شمع (p-y) و به ویژه مقدار سختی آن‌ها باید بر اساس اندازه‌گیری در ساختگاه پروژه یا داده‌های تجربی قابل قبول از سایت‌ها و شمع-های مشابه تعیین گردد.

۷-۶-۶-۳-۳ علاوه بر تحلیل‌های بندهای۷-۶-۶-۳-۱و ۷-۶-۶-۳-۲ تحلیل گروه شمع با فرض خاک به صورت محیط پیوسته با استفاده از نرم‌افزارهای عددی صحت‌سنجی شده، در ساختمان‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد و با تعداد طبقات بیشتر از ۳ طبقه و ساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات بیشتر از ۸ طبقه ضروری است.

٤-٦-٦-٧ طراحی گروه شمع

١-٤-٦-٦-٧ طراحی طبق این مبحث با روش‌های سنتی و همچنین روش شمع‌های کاهنده نشست (موسوم به پی-شمع) به شرح مندرج در بند ٧-٦-٦-٤-٣ قابل‌قبول است.

٢-٤-٦-٦-٧ اگر ظرفیت باربری پی گسترده (سرشمع) مستقر بر گروه شمع برای تحمل بارهای وارد کافی نباشد، آن‌گاه باید بار وارد بر هر شمع با تحلیل مشخص شود و ابعاد هر شمع چنان تعیین گردد که بار وارده را تحمل کند. برای تحلیل گروه شمع در این حالت می‌توان از هر دو روش مندرج در بند ٧-٦-٦-٣ استفاده کرد.

٣-٤-٦-٦-٧ اگر ظرفیت باربری مجاز پی گسترده (سرشمع) مستقر بر گروه شمع کافی باشد، ولی نشست بیش از مقدار مجاز باشد، آن‌گاه عملکرد پی گسترده با اضافه کردن تعدادی شمع بهبود می‌یابد. تعداد شمع‌ها چنان در نظر گرفته می‌شود که نشست سرشمع را به مقدار مجاز برسانند. برای تحلیل در این روش طراحی، باید نقش سر شمع و خاک زیر آن در نظر گرفته شود. استفاده از مدل تحلیلی مناسب که رفتار و سختی خاک و شمع و اندرکنش بین آن‌ها به نحو مناسبی در آن لحاظ شده و با اندازه‌گیری‌های میدانی تدقیق شده باشد، ضروری است.

٤-٤-٦-٦-٧ از آن جا که در روش شمع‌های کاهنده نشست، شمع‌ها برای تامین شرایط بهره برداری به کار می‌روند نیازی به اعمال ضرایب اطمینان بر ظرفیت باربری شمع (روش مقاومت مجاز) یا اعمال ضرایب بار و مقاومت نیست.

٧-٦-٧ بار مجاز طراحی شمع‌ها

جهت تعیین بار مجاز شمع می‌توان از هر یک از دو روش ضرایب بار و مقاومت و مقاومت مجاز استفاده نمود.

١-٧-٦-٧ روش مقاومت مجاز (بارهای عمدتاً بدون ضریب)

١-١-٧-٦-٧ در این حالت بارهایی که در بند ٧-٦-٣ این مبحث آورده شده عمدتاً با ضریب یک در محاسبات نیرو لحاظ می‌شوند و بار وارد بر شمع‌ها محاسبه می‌گردد. این بارها برای محاسبه نیروهای فشاری، کششی و جانبی وارد بر شمع (به ترتیب با F_c، F_t و F_{tr}) معرفی شده‌اند.

۷-۶-۷-۱-۲ از تقسیم بار نهائی (Q_{ult}) حاصله از هر یک از روش‌های بند ۷-۶-٤-۱-۱ بر ضریب اطمینان، بار مجاز (Q_{allow}) حاصل می‌گردد (رابطه ۷-۶-۹). درروش مقاومت مجاز ، Q_{allow} در واقع R_c ، R_t و R_{tr} به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی است.

$$Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} \qquad (۷-۶-۱۲)$$

۷-۶-۷-۱-۳ به طور کلی تصمیم‌گیری راجع به مقدار ضریب اطمینان (F.S.) بستگی به میزان اطمینان از تعیین باربری نهایی شمع (Q_{ult}) و همچنین تعیین بارهای وارده به شمع دارد.

۷-۶-۷-۱-٤ ضریب اطمینان شمع دروضعیت استاتیکی نباید از مقادیر جدول ۷-۶-۱ کمتر باشد. همچنین باید توجه داشت که مقدار نشست کل، دوران و اختلاف نشست نباید از مقادیر مجاز بهره‌برداری بیشتر شود. برای انتخاب ضریب اطمینان در شرایط لرزه‌ای می‌توان به آئین‌نامه‌های معتبر دیگر مراجعه کرد.

۷-۶-۷-۱-۵ عدد ضریب اطمینان ۲/۲ مربوط به آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی در جدول ۷-۶-۱ به شرطی قابل استفاده است که شمع تا بار گسیختگی بارگذاری شده باشد.

۷-۶-۷-۱-۶ به شرط انجام آزمایش‌های بارگذاری، علاوه بر "شمع‌های آزمایشی"، بر روی تعدادی یا درصدی از "شمع‌های اصلی"، می‌توان ضریب اطمینان را تا ۲ کاهش داد. نوع آزمایش، تعداد یا درصد آن و ترکیب آزمایش‌های مختلف با نظر مشاور ذیصلاح باید مشخص گردد.

جدول ۷-۶-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش مقاومت مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری		ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	کوبشی	۳
		درجاریز	٤

	آزمایش نفوذ مخروط	۲/۸
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	۲/۲
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	۲/۵
جانبی	فقط روش تحلیلی	۲/۵
	آزمایش استاتیکی (جانبی)	۲

۷-۱-۷-٦-۷ اگر از روش شمع‌های کاهنده نشست (پی- شمع) برای طراحی استفاده شود، نیازی به کنترل ضریب اطمینان ظرفیت باربری شمع‌های منفرد نیست اما ضریب اطمینان مناسب سرشمع (پی گسترده) باید تامین شده باشد.

۲-۷-٦-۷ روش ضرایب بار و مقاومت

۱-۲-۷-٦-۷ در کلیه شمع‌ها ترکیب بار و ضرایب بارها منطبق بر مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملّی ساختمان (بر حسب مورد) انتخاب می‌شود. این بارها برای محاسبه نیروهای فشاری، کششی و جانبی وارد بر شمع (F_c، F_t و F_{tr}) به کار می‌روند.

۲-۲-۷-٦-۷ با اعمال ضرایب کاهش مقاومت بار نهائی (Q_{ult}) حاصله از هر یک از روش‌های بند ۷-٦-۱-۱-٤، در واقع R_c ، R_t و R_{tr} به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی حاصل می‌شوند.

۳-۲-۷-٦-۷ ضرایب کاهش مقاومت در وضعیت استاتیکی با توجه به شرایط طراحی مندرج در جدول (۲-٦-۷) تعیین می‌گردد.

جدول ۷-٦-۲ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی (مقاومت نهایی)

نوع بار اعمالی	شرایط طراحی		ضریب کاهش مقاومت
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	کوبشی	۰/۵
		درجاریز	۰/۳۷۵
	آزمایش نفوذ مخروط		۰/۵۵

	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	۰/٦۸
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	۰/٦
جانبی	فقط روش تحلیلی	۰/٦
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (جانبی)	۰/۷۵

٤-۲-۷-٦-۷ در کنترل حالت حدی بهره‌برداری مقدار نشست کل، دوران و اختلاف نشست با اعمال ضرایب بار یک به دست می‌آیند که این مقادیر نباید از مقادیر مجاز بهره برداری بیشتر گردد.

۸-٦-۷ آزمایش‌های بارگذاری شمع

آزمایش بارگذاری شمع باید تا باری ادامه یابد و تحت شرایطی انجام شود که بتوان ظرفیت باربری، رابطه نیرو - تغییرشکل و ضریب سختی شمع را بر اساس نتایج آن استخراج کرد و همچنین بتوان کیفیت شمع‌های اجرا شده و امکانات اجرای شمع را کنترل و ارزیابی نمود. آزمایش‌های بارگذاری شمع‌ها باید در وضعیت-های زیر انجام شوند:

الف- در مواردی که از نوع شمع یا روش اجرائی استفاده می‌شود که نتایج مطالعات یا تجربه فعلی بر روی آن‌ها در خاک مشابه یا شرایط بارگذاری مشابه در دست نمی‌باشد.

ب- در مواردی که از سیستم شمعی استفاده می‌شود که تجربه اجرایی آن در منطقه احداث طرح وجود ندارد.

پ- در مواردی که شمع‌ها تحت شرایط بارگذاری خاص قرار می‌گیرند و به لحاظ تئوری و تجربی اطمینان کافی در تحلیل آن‌ها وجود ندارد.

ت- در مواردی که مشاهدات به عمل‌آمده در حین اجرای شمع‌ها در محل از آنچه بر اساس تئوری و تجربه قبلی پیش‌بینی می‌شده تفاوت نامناسب قابل‌توجهی دارد و با بررسی‌های اضافی خاک نتوان دلایل آن را روشن کرد.

۷- ۱-۸-٦ آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

۷-۱-۸-٦-۱ آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی شامل آزمایش بارگذاری فشاری، آزمایش بارگذاری کششی و آزمایش بارگذاری جانبی می‌باشد و باید طبق استاندارد ملّی یا بین‌المللی معتبر که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد، انجام پذیرند.

۷-۱-۸-٦-۲ روش آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع باید با توجه به تعداد دفعات بارگذاری و مدت زمان آن‌ها و کاربرد بارگذاری تناوبی، چنان باشد که از نتایج آن بتوان رفتار شمع به لحاظ تغییرشکل‌ها، خزش، سختی و چگونگی بازگشت تغییرشکل‌های ارتجاعی را استخراج نمود.

۷-۱-۸-٦-۳ آزمایش بارگذاری شمع‌ها در کشش معمولاً تا حد گسیختگی ادامه داده می‌شود. برون‌یابی بارجابجایی در آزمایش‌های کششی، مخصوصاً در موارد بارگذاری‌های کوتاه مدت نباید انجام شود.

۷-۱-۸-٦-٤ راستای نیروهای کششی یا فشاری در آزمایش شمع‌ها تحت نیروی محوری باید منطبق بر محور طولی آن‌ها باشد.

۷- ۲-۸-٦ آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

آزمایش دینامیکی شمع (PDA) یا آزمایش دینامیکی با دامنه کرنش بالا طبق استاندارد معتبری که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد باید انجام گردد.

۷-۲-۸-٦-۱ چنانچه آزمایش دینامیکی شمع در شرایط کوبش اولیه انجام شود، نتایج برای تعیین عمق مدفون مناسب شمع، ارزیابی تجهیزات و ملحقات کوبش و کنترل سلامت و یکپارچگی شمع مفید است. برای تعیین ظرفیت باربری باید مطابق بند ۷-٦-۸-۲-۲ عمل کرد.

۷-۲-۸-٦-۲ برای تعیین ظرفیت باربری باید آزمایش کوبش مجدد به فاصله زمانی مناسب از کوبش اولیه انجام گردد تا اثرات گیرش یا رهائی خاک لحاظ گردد. فاصله زمانی مناسب از کوبش اولیه شمع برای آزمایش کوبش مجدد به شرایط زهکشی خاک بستگی دارد. در خاک‌های دانه‌ای حداقل ۲٤ ساعت و خاک‌های ریزدانه حداقل یک هفته زمان لازم خواهد بود.

۷-۲-۸-٦-۳ چنانچه فرصت کافی یا امکان کوبش مجدد فراهم نباشد، می‌توان با روابط تئوریک و بر حسب تجربیات قبلی منطقهٔ اجرا، اثرات گیرش یا رهایی خاک بر افزایش یا کاهش ظرفیت باربری را ارزیابی نمود.

۷-٦-۸-۲-٤ آزمایش کنترل یکپارچگی شمع با دامنه کرنش کم را می‌توان برای ارزیابی کیفیت شمع‌های اجراشده استفاده نمود. به ویژه انجام این آزمایش در کنترل کیفیت شمع‌های بتنی درجاریز ضروری است. این آزمایش باید طبق استاندارد معتبری که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد انجام گردد.

۷-٦-۸-۳ شمع‌های آزمایشی

۷-٦-۸-۳-۱ در انتخاب نوع و تعداد "شمع‌های آزمایشی" مورد نیاز برای کنترل و تدقیق طراحی باید موارد مختلفی از جمله شرایط زمین و تغییرات آن در محدوده ساختگاه، تعداد و اهمیت سازه‌های اجرائی، شواهد و مستندات قبلی موجود برای رفتار شمع‌های مشابه در ساختگاه‌های مشابه و تعداد کل و نوع شمع موردنیاز در طرح در نظر گرفته شود.

۷-٦-۸-۳-۲ قبل از برنامه‌ریزی اجرای شمع‌های آزمایشی، شرایط زمین و لایه‌بندی خاک در ساختگاه باید به طور کامل بررسی شده باشد. عمق گمانه‌های حفاری آزمایش باید به حدی باشد که نسبت به شرایط در اطراف نوک شمع اطمینان کافی حاصل گردد. این بررسی‌ها باید تا عمق حداقل ٤ برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد، مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم یا خاک سخت برخورد شود.

۷-٦-۸-۳-۳ جهت انجام آزمایش بارگذاری، محل آن باید در جایی پیش‌بینی شود که خاک دارای شرایط عمومی محل باشد و باید اثر تغییرات شرایط زمین در پارامترهای خاک مربوط به تعیین ظرفیت باربری شمع در سایر شرایط به نحو مناسبی در نظر گرفته شود.

۷-٦-۸-۳-٤ چنانچه دو یا چند آزمایش بارگذاری انجام می‌شود، محل‌های آن‌ها باید در مکان‌هایی پیش-بینی شود که خاک دارای شرایط عمومی محل باشد و یکی از این آزمایش‌ها تا حد امکان در محلی که نامناسب‌ترین شرایط برای خاک پیش‌بینی می‌شود، اجرا گردد.

۷-٦-۸-۳-٥ مدت زمان در نظر گرفته‌شده بین نصب شمع‌های آزمایشی و انجام آزمایش‌ها باید به اندازه-ای در نظر گرفته شود که شمع مقاومت سازه‌ای خود را به دست آورده باشد و فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از اجرای شمع به شرایط پایدار اولیه خود بازگشته باشد.

۷-٦-۸-۳-٦ در صورتی که شمع آزمایشی تحت بارگذاری قرار می گیرد باید حداقل تا ۲ برابر بار طراحی یا حد گسیختگی بارگذاری گردد تا نتایج در تدقیق ظرفیت باربری قابل استفاده باشد.

۷-٦-۸-۳-۷ چنانچه بر روی شمع آزمایشی هم آزمایش بارگذاری دینامیکی و هم آزمایش بارگذاری استاتیکی مدنظر باشد، باید فاصله زمانی دو آزمایش به حدی باشد که تغییرات در خاک و زمین ناشی از

عملیات آزمایش اول (مانند تغییرات فشار آب حفره‌ای و دست‌خوردگی خاک) حتی‌الامکان از بین رفته باشد و شرایط خاک به حالت اولیه خود بازگشته باشد.

٤-٨-٦-٧ شمع‌های اصلی

١-٤-٨-٦-٧ تعداد یا درصد آزمایش‌های بارگذاری بر روی "شمع‌های اصلی" به منظور اطمینان‌سنجی و کنترل کیفیت باید بر اساس یافته‌های مشاهده و ثبت‌شده در زمان ساخت و اجرای شمع‌ها و با نظر مشاور ذیصلاح تعیین گردد.

٢-٤-٨-٦-٧ چنانچه تعداد یا درصد شمع‌های اصلی که باید در حین عملیات اجرایی روی آن‌ها آزمایش بارگذاری استاتیکی یا دینامیکی انجام گردد شرط انتخاب ضریب اطمینان (یا ضریب کاهش مقاومت) خاصی توسط طراح باشد، تعداد یا درصد مربوطه و شرایط بارگذاری و میزان بارهای وارده باید در اسناد پیمان منعکس شوند.

٣-٤-٨-٦-٧ در صورتی که شمع‌های اصلی تحت بارگذاری قرار گیرند حداکثر تا ١/٢ برابر بار طراحی می‌توانند بارگذاری شوند.

٤-٤-٨-٦-٧ تعداد کل آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی در مراحل مختلف طراحی، اجرا و پس از اجرا، بسته به شرایط ساختگاه و تعداد کل شمع‌ها توسط مشاور ژئوتکنیک طرح تعیین می‌گردد.

٥-٤-٨-٦-٧ جهت تعیین تعداد کل شمع‌های مورد آزمایش (استاتیکی و دینامیکی) باید الزامات کلیه بندهای زیر با نظر مشاور ژئوتکنیک لحاظ گردد:

حداقل تعداد ٢٪ از کل شمع‌های اصلی مورد آزمایش استاتیکی و دینامیکی قرار گیرد.

در هر پروژه حداقل ٢ شمع اصلی مورد آزمایش استاتیکی قرار گیرد.

در صورتی‌که در یک پروژه تعداد شمع‌های اجراشده کمتر از ١٠ عدد باشد می‌توان از انجام آزمایش های استاتیکی صرفنظر نمود.

٥-٨-٦-٧ گزارش آزمایش‌های بارگذاری

گزارش آزمایش بارگذاری شمع‌ها باید کلیه آزمایش‌ها را شامل شود و موارد زیر را، تا حدی که ارتباط پیدا می‌کند، دربرگیرد:

- توصیف ساختگاه
- شرایط زمین با توجه به بررسی‌های ژئوتکنیکی به عمل‌آمده

- نوع شمع

- تشریح تجهیزات و ابزارهای بارگذاری و اندازه‌گیری عکس‌العمل‌ها

- اسناد و شواهد کالیبراسیون ابزارهای اندازه‌گیری نیروها، جک‌ها و تغییرمکان‌ها

- نحوه استقرار شمع‌های آزمایشی

- نتایج عددی آزمایش‌ها

- منحنی‌های نشست-زمان هر مرحله از بارگذاری، در مواردی که از روش بارگذاری گام‌به‌گام استفاده می‌شود.

- منحنی‌های نیرو- نشست

- در آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی، نوع چکش و ملحقات کوبش، انرژی حاصل از کوبش در ضربات مختلف، تنش‌های حداکثر فشاری و کششی حاصل از کوبش، ظرفیت باربری نوک و جدار شمع، پارامترهای میرایی و حداکثر تغییرمکان ارتجاعی برای جدار و نوک شمع

- عکس‌های گرفته‌شده از شمع و محل آزمایش

- توجیه کامل دلایل عدول از هریک از توصیه‌های همین بند

۹-۶-۷ طراحی سازه‌ای شمع‌ها

۱-۹-۶-۷ طراحی سازه‌ای شمع‌ها باید بر اساس ضوابط طراحی شمع‌های بتنی مندرج در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و شمع‌های فولادی مندرج در مبحث دهم مقررات ملی انجام شود. در این طراحی باید علاوه بر تنش‌های ایجاد شده در شمع‌ها که از طراحی ژئوتکنیکی آن‌ها حاصل شده است، به موارد زیر نیز توجه گردد:

الف- تنش ایجادشده در شمع‌ها در جریان ساخت، نقل و انتقال و کوبیدن آن‌ها

ب- منظورکردن رواداری‌های ساخت مشخص‌شده برای نوع شمع، نوع بارگذاری وچگونگی عملکرد پی

پ- اثرات مرتبه دوم بارهای محوری فشاری یا اثر کمانش در شمع‌های لاغر که در داخل آب یا لایه‌های ضعیف خاک قرار دارند.

۲-۹-۶-۷ در طراحی سازه‌ای شمع‌ها باید به اثر زلزله بر روی آن‌ها توجه داشت. در این رابطه باید علاوه بر اثر زلزله که از سازه اصلی به آن‌ها منتقل می‌شود، اثر ناشی از تغییرشکل‌های خاک محیط اطراف به واسطه عبور امواج لرزه را در محاسبات منظور نمود. در تعیین اثرات ناشی از خاک محیط اطراف، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

۱-۲-۹-۶-۷ تحلیل شمع و تعیین نیروهای داخلی در آن باید بر اساس مدل‌های گسسته یا پیوسته‌ای باشد که در آن خصوصیات زیر، حتی به طور تقریبی، رعایت شده باشد:

الف- سختی جانبی شمع

ب- کاهش عکس‌العمل خاک در طول شمع در اثر بارگذاری‌های متناوب و میزان کرنش ایجادشده در خاک

پ- اثر اندرکنش شمع با شمع که اصطلاحاً اثر دینامیکی "گروه شمع" نامیده می‌شود.

ت- شرایط انتهایی شمع و میزان انعطاف‌پذیری اتصال به سرشمع

۲-۲-۹-۶-۷ کاهش مقاومت جانبی لایه‌های خاکی که در معرض روانگرایی یا کاهش مقاومت هستند.

۷-۶-۱۰ ملاحظات ساخت و اجرای شمع

۱-۱۰-۶-۷ در اجرای شمع یا پی‌های عمیق باید پلان وضعیت استقرار شمع‌ها، که در آن اطلاعات زیر آورده شده باشد، تهیه گردد:

الف- نوع شمع و مشخصات فنی آن شامل مصالح، روش اجرا و ابزارهای لازم

ب- محل هر شمع، رواداری‌های موقعیت هندسی و میزان مورب بودن آن

پ- تعداد شمع‌ها، طول و مشخصات مقطع عرضی آن‌ها

ت- نحوه اتصال شمع‌های چند قطعه‌ای به یکدیگر

ث- ظرفیت باربری مورد نیاز شمع

ج- تراز نوک و سر شمع

چ- توالی اجرای شمع‌ها در یک گروه

ح- موانع شناخته‌شده برای استقرار شمع‌ها

خ- هر گونه محدودیت در عملیات اجرای شمع

۲-۱۰-٦-۷ چگونگی استقرار همه شمع‌ها باید به دقت کنترل و تمامی داده‌ها در محل ساختگاه ثبت و ضبط شوند. داده‌های مربوط به هر شمع باید توسط ناظر و سازنده شمع تأیید و نگهداری شوند.

۳-۱۰-٦-۷ اطلاعات ثبت‌شده در هنگام اجرا باید بعد از تکمیل عملیات اجرایی شمع‌ها به همراه سایر مدارک مربوط به ساخت نگهداری شوند.

٤-۱۰-٦-۷ در مواردی که مشاهدات یا بازرسی اطلاعات نشان‌دهنده عدم‌اعتماد به کیفیت اجرای شمع‌ها باشد، باید بررسی تکمیلی به منظور تعیین مشخصات شمع‌های اجراشده و اینکه آیا نیاز به تمهیدات خاص برای بهبود وضعیت آن‌ها هست یا نه، انجام شود. این بررسی‌ها شامل کوبش مجدد، آزمایش دینامیکی شمع یا آزمایش تعیین یکپارچگی شمع با دامنه کم، آزمایش‌های محلی تکمیلی مکانیک خاک در اطراف شمع‌های مشکوک و آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی می‌باشد.

۵-۱۰-٦-۷ برای ارزیابی کیفیت شمع‌های درجاریزی که ممکن است دارای نقایص جدی در بدنه شمع باشند یا اینکه در حین ساخت مشکلات خاصی مانند تاخیر در بتن‌ریزی (احتمال ریزش خاک جدار) یا مشکلاتی حین بیرون‌کشیدن غلاف مشاهده شده باشد، باید آزمایش‌های دینامیکی شمع با دامنه کم (یا آزمایش تعیین یکپارچگی) انجام شود. نقایصی چون مقاومت کم بتن و ضخامت کم پوشش میلگردها که بر عملکرد درازمدت شمع اثر می‌گذارند، اغلب به وسیله آزمایش دینامیکی دامنه کم کشف نمی‌شوند. در این موارد لازم است از آزمایش‌های دیگری مانند امواج صوتی عرضی یا مغزه گیری استفاده شود.

۷-۶-۱۱ ملاحظات شمع‌ها در خاک‌های مستعد روانگرایی و گسترش جانبی

۷-۶-۱۱-۱ در خاک‌های مستعد روانگرایی با توجه به افزایش فشار آب منفذی، مقاومت و استحکام خاک کاهش یافته و همچنین در اثر حرکت زمین لنگرهای خمشی و نیروهای برشی زیادی در شمع ایجاد خواهد شد. بنابراین اولا ظرفیت باربری جدار شمع که در لایه هایی با قابلیت روانگرایی قرار می گیرند نباید در محاسبات ظرفیت باربری لحاظ گردد، ثانیاً در صورت بروز گسترش جانبی لنگرها و نیروهای برشی ایجادشده بر روی شمع ناشی از گسترش جانبی زمین باید در نظر گرفته شود.

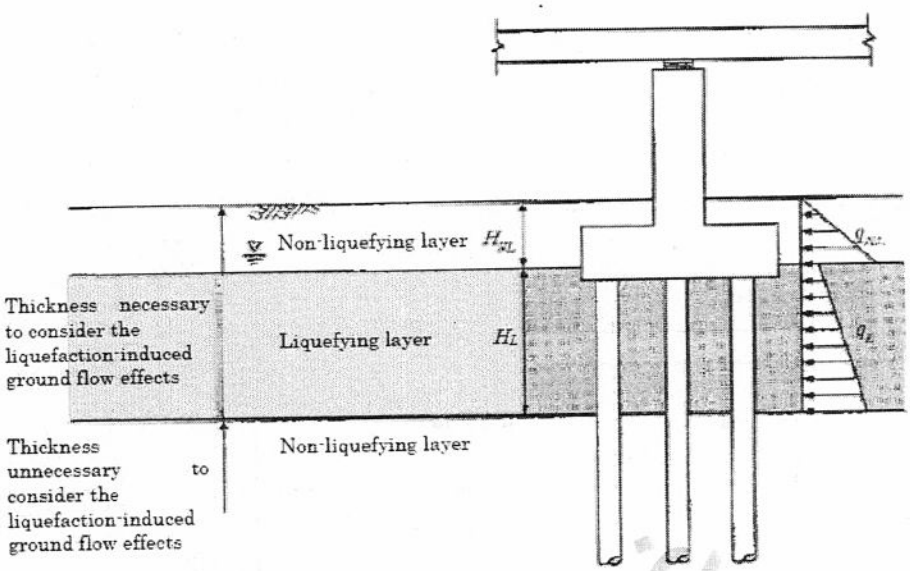
۷-۶-۱۱-۲ در خاک‌های مستعد روانگرایی به جهت از دست دادن مقاومت خاک اطراف جداره شمع، در شمع‌های با نسبت لاغری بالا، اثرات لاغری شمع باید در نظر گرفته شود.

۷-۶-۱۱-۳ در خاک‌های مستعد روانگرایی جهت مقابله با اثرات لاغری شمع و با توجه به افزایش مقدار P-Δ، باید مقایسه فنی و اقتصادی بین گزینه‌های استفاده از گروه شمع و بهسازی خاک صورت پذیرد.

۷-۶-۱۱-٤ جهت در نظرگرفتن تاثیر گسترش جانبی بر روی شمعها، نیروهای وارد بر واحد سطح اعضا سازه‌ای مانند شکل ۷-۶-۱، در خاک روانگراشده و روانگرانشده باید در نظر گرفته شوند. این نیروها از روابط ۷-۶-۱۳ و ۷-۶-۱٤ به‌دست می‌آید:

$$q_{NL} = C_{NL} K_p \gamma_{NL} . x \qquad (0 \leq x \leq H_{NL}) \qquad (۷-۶-۱۳)$$

$$q_L = C_L (\gamma_{NL} . H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL})) \qquad (H_{NL} \leq x \leq H_{NL} + H_L) \qquad (۷-۶-۱٤)$$



شکل شماره (۷-۶-۱): نیروهای وارد بر سطوح اعضای سازه‌ای

به عبارت دیگر در لایه غیر روانگرا زمین که دچار حرکت شده، فشار جانبی وارد بر شمع همان فشار مقاوم بوده که در ضریب C_{NL} ، مطابق جدول ۷-۶-۳ بر حسب شاخص روانگرایی (PL) ، ضرب می شود. همچنین در لایه روانگرا شده که دچار گسترش جانبی شده، فشار جانبی با ضرب اندازه فشار قائم در ضریب اصلاح C_L که برابر با ۰/۳ در نظر گرفته می‌شود، به‌دست می‌آید.

جدول ۷-۶-۳ ضرایب C_{NL}

شاخص روانگرایی $P_{L(m^2)}$	ضریب اصلاحی C_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1

۷-۷ ژئوتکنیک لرزه‌ای

۷-۷-۱ دامنه کاربرد

ملاحظات مربوط به مسائل ژئوتکنیک لرزه‌ای و الزامات مربوطه در این **فصل** ارائه شده‌اند. این **فصل** شامل مباحث مربوط به ملاحظات لرزه‌ای شامل تعیین زلزله طرح و اثرات ساختگاهی، روانگرایی و مخاطرات مرتبط با آن، زمین لغزش و مخاطره گسلش سطحی می‌شود.

۷-۷-۲ زلزله طرح و اثرات ساختگاهی

۷-۷-۲-۱ روش آیین‌نامه‌ای

استفاده از شتاب‌های پایه و طیف‌های مربوط به انواع مختلف زمین‌ها بر اساس طبقه‌بندی مبحث ششم برای ساختمان‌هایی که مشمول این مبحث می‌شوند، الزامی است. نحوهٔ اعمال اثرات ساختگاهی با در نظر گرفتن تأثیر لایه‌های سطحی طبق روش‌های ذکر شده در مبحث ششم و استاندارد ۲۸۰۰ الزامی است.

۷-۷-۲-۲ مطالعات ویژه زلزله طرح

برای برخی از ساختمان‌ها طبق شرایط مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ باید مطالعات خاص برآورد مخاطره‌پذیری زلزله و محاسبات طیف ویژه طراحی و ارائه تاریخچه زمانی شتاب طراحی ساختگاه به عنوان "زلزله طرح" به شرح زیر انجام گیرد:

۷-۷-۲-۲-۱ تحلیل مخاطره‌پذیری

برای انجام برآورد مخاطره‌پذیری زلزله از روش متعارف "تحلیل احتمالاتی مخاطره‌پذیری" می‌تواند استفاده شود. در این نوع تحلیل پارامترهای حرکت زمین در سنگ بستر لرزه ای محاسبه می‌شوند. منظور از "پارامترهای حرکت زمین" مقادیر مربوط به شتاب، سرعت، جابجایی ونیز سایر پارامترهای طیفی و زمانی زمین‌لرزه است. پارامترهای حرکت زمین در یک ساختگاه براساس موقعیت ساختگاه نسبت به منابع لرزه‌زا، توان لرزه‌زایی و مکانیزم گسیختگی منابع لرزه‌زا محاسبه و پیشنهاد می‌شود. این مطالعه باید توسط متخصص این موضوع و با در نظر گرفتن نکات زیر و در پنج مرحله کلی انجام شود:

الف) شناسایی و مشخص نمودن تمامی منابع لرزه‌زا که قادر به تولید زمین‌لرزه موثر بر ساختگاه مورد مطالعه هستند.

ب) ارائه رابطه دوره بازگشت زلزله‌ها و انتخاب پارامترهای لرزه‌خیزی مناسب برای هر منبع لرزه‌زا با استفاده از کاتالوگ زلزله‌های منطقه یا روش‌های مناسب دیگر، در صورت نبود یا نقصان داده‌های کاتالوگ.

پ) انتخاب روابط کاهیدگی مناسب.

ت) تعیین مخاطره‌پذیری زلزله در محل سایت بر حسب پارامترهای زلزله طرح که در قالب منحنی مخاطره زلزله و با محاسبه احتمال رخداد پارامتر حرکتی مورد نظرارائه می‌شود.

ث) بر اساس پارامترهای حرکتی و طیف طرح ویژه ساختگاه، به‌دست آمده در رقوم سنگ بستر لرزه‌ای، نگاشت‌های تاریخچه زمانی شتاب قابل ارائه‌اند. برای محاسبه پارامترهای حرکت قوی زلزله طرح و نیز ارائه نگاشت‌های مناسب برای آن می‌توان از نرم‌افزارهای معتبر استفاده کرد.

۳-۲-۷-۷ تحلیل اثر ساختگاه

حرکت ناشی از زلزله از سنگ بستر لرزه‌ای وارد لایه‌های سطحی رسوبی شده و با عبور از آن به پی سازه‌ها می‌رسد. اثراتی که مشخصات لایه های سطحی بر حرکت ناشی از زلزله درتراز پی می‌گذارد از اهمیت زیادی برخوردار بوده و باید در تعیین پارامترها، طیف پاسخ و تاریخچه زمانی حرکت زمین (زلزله طرح) در نظر گرفته شوند. اثر ساختگاه به‌دلیل وجود عوامل زیر بوجود می‌آید:

- قرارگیری لایه‌های (نهشته‌های) نرم رسوبی بر روی لایه‌های سخت رسوبی یا سنگی
- توپوگرافی سطحی
- توپوگرافی عمقی لایه‌های رسوبی و سنگ بستر لرزه‌ای

۱-۳-۲-۷-۷ تاثیر لایه‌های رسوبی سطحی

مهمترین نمود اثر ساختگاه به‌صورت تأثیر لایه‌های سطحی رسوبی بر پارامترهای حرکتی زلزله عبوری از این لایه‌ها است. در صورتی‌که لایه‌های رسوبی سطحی افقی یا تقریبا افقی باشند و هیچ‌گونه توپوگرافی

سطحی و عمقی قابل‌ملاحظه‌ای در ساختگاه وجود نداشته باشد می‌توان از تحلیل‌های یک بعدی دینامیکی به روش خطی معادل برای تعیین مشخصات زلزله در سطح خاک استفاده کرد. در خصوص ساختگاه‌های با هندسه محرز دیا سه‌بعدی در زمین و نیز در خصوص سازه‌های مهم بنا به تشخیص طراح سازه باید از روش‌های دیا سه‌بعدی غیرخطی استفاده کرد. در صورتی‌که لایه‌های سطحی اشباع باشند باید از تحلیل‌های مناسبی که تغییرات تنش مؤثر در آن‌ها قابل مدل‌سازی است استفاده شود.

ملاحظات زیر برای انجام تحلیل‌های دینامیکی اثر ساختگاه باید در نظر گرفته شوند:

- در شناسایی‌های ژئوتکنیکی علاوه بر تعیین مشخصات متعارف لایه‌های خاک، سرعت موج برشی، مدول برشی حداکثر G_{max} و منحنی‌های تغییرات غیر خطی G/G_{max}-γ و D-γ برای انجام تحلیل‌های دینامیکی یک بعدی به روش خطی معادل تعیین گردند.

در خصوص ساختمان‌ها توصیه می‌شود که تعیین پارامترهای دینامیکی خاک‌ها با تهیه نمونه‌های دست‌نخورده و با انجام آزمایش‌های دینامیکی مناسب با اندازه‌گیری در محدوده کرنش‌های برشی از 10^{-6} الی 10^{-2} انجام گیرد. برای پوشش‌دادن این محدوده از کرنش‌ها باید حتی‌الامکان از آزمایش‌های المان خمشی، ستون تشدید و سه محوری دینامیکی استفاده شود.

- زلزله ورودی برای تحلیل، بسته به اینکه در برونزدگی سنگی یا در رقوم عمقی سنگ بستر لرزه‌ای شده باشد با روش متناسب در تحلیل اعمال شود. این زلزله ورودی می‌تواند مربوط به زلزله‌های طبیعی رخداده باشد یا با استفاده از روش‌های ریاضی به‌صورت شتاب‌نگاشت مصنوعی تهیه شود.

تاریخچه زمانی شتاب برای تحلیل دینامیکی ساختگاه باید متناسب با مشخصات لرزه‌ای منطقه انتخاب شوند.. این نگاشت‌ها باید با توجه به پارامترهای حرکتی زلزله ساختگاه با روش مناسبی مقیاس شوند.

- نتایج به‌دست‌آمده با توجه به میزان اهمیت ساختگاه و سازه موردنظر و با ملاحظه میزان عدم قطعیت در محاسبات، در قالب پارامترهای حرکتی از جمله شتاب حداکثر و نیز طیف‌های پاسخ حرکت در سطح زمین برای استفاده در طراحی لرزه‌ای سازه‌های رویی ارائه شوند. همچنین در صورت نیاز برای سازه‌های با اهمیت بالا تعداد کافی نگاشت تاریخچه زمانی شتاب باید با روش مناسبی ارائه شوند.

۲-۳-۲-۷-۷ تاثیر توپوگرافی سطحی

یکی دیگراز مصادیق مهم اثر ساختگاه تاثیر توپوگرافی سطحی زمین بر پارامترهای حرکت زمین است و چنانچه سازه مورد طراحی بر روی بلندی یا در دامنه یک شیب قرار داشته باشد باید به این موضوع توجه ویژه مبذول شود. چنانچه ارتفاع شیب بیش از ۳۰ متر، زاویه شیب دامنه بیش از ۱۵ درجه بوده و سازه در ۱/۳ فوقانی شیب قرار داشته باشد حرکت زمین دچار بزرگنمایی می‌شود و ضرایب پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ برای منظور کردن بزرگنمایی باید مورد استفاده قرار گیرند. استفاده از نرم‌افزارهای مناسب که تأثیر توپوگرافی را مدل می‌سازند توصیه می‌شود.

در خصوص سازه‌های با اهمیت بالا استفاده از تحلیل دینامیکی دیا سه بعدی متناسب با در نظر گرفتن اثرات همزمان توپوگرافی و لایه‌های رسوبی توصیه می‌گردد.

۳-۳-۲-۷-۷ تاثیر توپوگرافی عمقی

توپوگرافی سنگ بستر لرزه‌ای می‌تواند بر پارامترهای حرکت زمین تأثیر بگذارد. دره‌های تنگ پرشده از نهشته‌های نرم خاکی و نیز قسمت‌هایی از حوضه یا تشتک زمین‌شناسی که سنگ بستر لرزه‌ای به‌صورت بیرون‌زدگی از رسوب سربر می‌آورد (گوشه یا لبه حوضه)، نمونه‌های شاخصی از وجود اثرات توپوگرافی عمقی است. چنانچه سازه های تحت طراحی در چنین نقاطی قرار داشته باشند برای تحلیل دینامیکی اثرات ساختگاهی ضروری است از تحلیل‌های دیا سه بعدی با در نظر گرفتن اثرات همزمان توپوگرافی و لایه‌های رسوبی استفاده شود و بکارگیری تحلیل‌های یک بعدی مجاز نیست.

۳-۷-۷ روانگرایی

روانگرایی به ناپایداری لایه‌های خاک اشباع در اثر کاهش تنش موثر و در نتیجه کاهش مقاومت برشی اطلاق می‌گردد که در اثر افزایش فشار آب حفره‌ای ناشی از تغییرشکل برشی حاصل از زلزله ایجاد می‌شود. این پدیده به عنوان یک مخاطره ژئوتکنیکی زلزله به حساب می‌آید که می‌تواند آثار و عوارض مختلفی ایجاد نماید باعث آسیب به سازه‌ها و ابنیه گردد.

"پتانسیل روانگرایی" و " ارزیابی اثرات یا عوارض ناشی از روانگرایی" دو موضوع مورد بررسی اصلی در خصوص روانگرایی است. آثار ناشی از روانگرایی عموما به‌صورت موارد زیر بروز می‌کنند:

- نشست عمومی زمین
- کاهش ظرفیت باربری پی‌ها و نشست و کج‌شدگی ساختمان و فرورفتن پی و ساختمان در داخل لایه‌های خاک
- غوطه‌وری و بالازدن سازه‌های مدفون
- گسترش جانبی
- ناپایداری و تغییرشکل شیروانی‌ها
- افزایش فشار جانبی بر دیوارهای نگهبان خاک
- جوشش ماسه

در طراحی سازه‌ها باید به تاثیر عوارض ناشی از روانگرایی توجه جدی مبذول گردد.

۱-۳-۷-۷ ارزیابی پتانسیل روانگرایی

به طور کلّی ارزیابی پتانسیل روانگرایی با روش تنش تناوبی انجام می‌شود. برای ارزیابی ابتدا بدون انجام محاسبات بررسی اولیه‌ای صورت می‌گیرد و چنانچه امکان بروز روانگرایی در این مرحله منتفی نشود ارزیابی در مرحله دوم و با انجام محاسبات ادامه پیدا می‌کند.

۱-۱-۳-۷-۷ مرحله اول ارزیابی

خاک‌هایی که مستعد روانگرایی هستند معمولا در رده خاک‌های غیرچسبنده دسته‌بندی می‌شوند. از نظر قابلیت روانگرایی خاکها را می‌توان به ترتیب به ماسه‌های تمیز، ماسه‌های سیلتی با خواص خمیری کم، سیلت‌های غیرپلاستیک و شن‌ها محدود کرد. خاک‌های چسبنده عمدتاً در معرض خطر روانگرایی نیستند. با این حال در مواردی که با وجود خاک‌های چسبنده رسی، خاک مستعد روانگرایی می‌باشد باید همه معیارهای زیر برآورده شوند:

- درصد وزنی خاک ریزدانه در اندازه رس (کوچکتر از mm ۰/۰۰۵)، از ۱۵٪ کمتر باشد.
- حد روانی خاک (LL) کمتر از ۳۵٪ باشد.
- درصد رطوبت خاک مورد بررسی بیشتر از ۰/۹ حد روانی خاک مورد بررسی باشد (w>۰/۹LL).

خاک‌های در معرض روانگرایی علاوه بر شرط فوق شامل موارد زیر می‌باشند:

- سطح آب زیرزمینی کمتر از ۱۰ متر از سطح زمین یا از رقوم کف پی‌های سطحی باشد.

- عمق لایه مستعد روانگرایی کمتر از ۲۰ متر از سطح زمین یا از رقوم کف پی‌های سطحی باشد.
- درصد ریزدانه کمتر از ۳۵٪ (FC<=٪۳۵) یا انديس پلاستيسيته ريزدانه خاک کمتر از ۱۵٪ باشد (PI<۱۵٪).
- D_{50}<=۱۰ mm و D_{10}<=۱ mm باشد.

تخمین تراز آب زیرزمینی با توجه به امکان نوسان آن براساس بیشینه متوسط یا تراز آب احتمالی در شرایط جوی بحرانی بلندمدت باید انجام گیرد. در خصوص پی های عمیق پیشنهاد می شود عمق مورد بررسی در شمعهای اتکایی تا ٦ متر زیر پایین‌ترین رقوم نوک شمع‌ها انجام گیرد.در حالت گروه شمع بر حسب تعداد و نحوه قرارگیری شمعها عمق مورد بررسی باید تعیین گردد.

۲-۱-۳-۷-۷ مرحله دوم ارزیابی

در این مرحله نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله CSR با نسبت مقاومت تناوبی خاک CRR با هم مقایسه می‌شوند. نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله و نسبت مقاومت تناوبی با استفاده از روابط ارائه‌شده درمراجع معتبر قابل محاسبه هستند.

تشخیص وقوع یا عدم وقوع روانگرایی بر اساس مقایسه CSR و $CRR_{7.5}$ انجام می‌گیرد. با فرض $F_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR}$ به‌عنوان ضریب اطمینان روانگرایی، وقوع روانگرایی برای F_Lهای کمتر از ۱ محتمل است. در این صورت کنترل نشست و سایر عوارض ناشی از روانگرایی باید انجام گیرد.

باید توجه کرد که در روش فوق مقدار $CRR_{7.5}$ برای زلزله با بزرگای ۷/۵ انجام می‌گیرد. چنانچه بزرگای زلزله طرح عددی غیر از ۷/۵ باشد، مقدار $CRR_{7.5}$ باید در یک ضریب مناسب براساس بزرگای زلزله ضرب شود. همچنین تصحیحات برای در نظر گرفتن اثر تنش سربار و نیز وجود تنش برشی استاتیکی اولیه بر نسبت مقاومت تناوبی با اعمال ضرایب مناسب انجام گیرد.

در صورتی‌که برآورد CRR براساس روش فوق برای تصمیم‌گیری در خصوص روانگرایی در ساختگاه‌های مهم از دقت کافی برخوردار نباشد برای تعیین دقیق‌تر CRR، استفاده از آزمایش سه محوری یا برش ساده تناوبی یا دینامیکی بر روی نمونه های دست‌نخورده توصیه می‌شود.

۲-۳-۷-۷ تعیین نشست ناشی از روانگرایی

نشست ایجادشده در حین و بعد از روانگرایی یکی از عوارض مهم روانگرایی است. توصیه می‌شود محاسبه نشست با استفاده از کرنش حجمی و روش‌های پیشنهادی معتبر انجام پذیرد.

۳-۳-۷-۷ گسترش جانبی

گسترش جانبی از عوارض مهم روانگرایی است که می‌تواند به سازه‌های مدفون، خطوط لوله، شمع‌ها و ... آسیب

در زمینهای مستعد روانگرایی که دارای شیب ملایم بوده یا دارای یک وجه آزاد نظیر زمینهای منتهی به کانالهای زهکش، نهرها و رودخانه‌ها یا ساحل دریا باشند، احتمال وقوع گسترش جانبی وجود دارد. گسترش جانبی می‌تواند موجب جابجائی‌های بزرگ در زمین گردد. جهت ارزیابی استعداد و مقدار جابجائی ناشی از گسترش جانبی می‌توان حداقل از یکی از سه رویکرد تحلیلی، تجربی یا عددی استفاده نمود.

طراحی لرزه‌ای پی برای مقاومت در برابر گسترش جانبی باید بگونه‌ای انجام شود که جابجایی افقی در بالای پی یا تنش‌های ناشی از آن از مقادیر مجاز مربوط به هر سازه فراتر نرود. علاوه بر طراحی مقاوم پی ساختمان، طراحی پی باید به گونه‌ای باشد که ساختمان از نظر کلی نیز ایمن باشد. برای این منظور طراحی لرزه‌ای سازه و پی مربوطه باید در سه حالت زیر انجام شود و نتایجی که بزرگترین اثر را مشخص می‌کند در طراحی پی و سازه اعمال شود:

حالتی که فرض می‌شود گسترش جانبی اتفاق خواهد افتاد

حالتی که فرض می‌شود تنها روانگرایی اتفاق خواهد افتاد.

حالتی که فرض می‌شود هیچکدام از روانگرایی و گسترش جانبی اتفاق نخواهد افتاد. در این صورت بایستی در طراحیها یا از طیف طراحی برای خاک نرم یا از طیف حاصل از مطالعات ویژه ساختگاهی بدون در نظر گرفتن وقوع روانگرایی استفاده نمود.

در حالاتی که اثرات گسترش جانبی، در طراحی پی‌های سطحی و عمیق در نظر گرفته می‌شود، برای مطالعه عملکرد لرزه‌ای پی اثر آن باید بصورت یک فشار افقی منظور گردد. بدیهی است که در این حالت نیازی به اضافه نمودن نیروی اینرسی دینامیکی افقی زلزله ناشی از وزن سازه به نیروهای افقی ناشی از گسترش جانبی برای طراحی بخش‌های زیرزمینی سازه نمی‌باشد.

٤-٣-٧-٧ پیشگیری از مخاطرات ناشی از روانگرایی

چنانچه محاسبات مربوط به پتانسیل روانگرایی، نشست ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی و نیز سایر عوارض روانگرایی نشان‌دهنده وقوع قطعی روانگرایی و نشست غیرمجاز یا گسترش جانبی باشد باید با در نظر گرفتن ملاحظات فنی، اجرایی و اقتصادی روش مناسبی برای پیشگیری یا تقلیل عوارض روانگرایی به کار گرفته شود. طراحی و اجرای روش‌های پیشگیری باید توسط متخصصین ژئوتکنیک لرزه ای انجام شود.

٤-٧-٧ ناپایداری شیب‌ها و زمین لغزش

چنانچه ساختمان یا سازه‌ای در مجاورت یا بر روی شیب قرار گیرد بررسی ناپایداری استاتیکی و لرزه‌ای شیب باید انجام گیرد. در خصوص ساختمان‌های با اهمیت کم و متوسط توصیه می‌شود از روش شبه استاتیکی برای کنترل پایداری لرزه‌ای شیبها استفاده شود. در روش شبه‌استاتیکی نیروهای افقی و قائم وارده بر شیب برآورد شده و به همراه نیروهای استاتیکی ثقلی و نیروهای مقاوم وارده بر شیب برای محاسبه ضریب اطمینان پایداری مورد استفاده قرار می‌گیرند. در خصوص سازه‌های با اهمیت بالا و همچنین در صورت نیاز به محاسبه تغییرشکلهای لرزه‌ای خصوصاً باید از تحلیل‌های تنش- تغییرشکل مناسب استفاده می‌شود. برای محاسبه نیروهای شبه‌استاتیکی می‌توان از روابط ٧-٧-٢ و ٧-٧-٣ استفاده کرد:

$$F_h = k_h . W \qquad (٧-٧-٢)$$

$$F_v = k_v . W \qquad (٧-٧-٣)$$

k_h و k_v به ترتیب ضرایب مولفه های افقی و قائم زلزله هستند که از تقسیم مقادیر شتاب زلزله بر شتاب ثقل زمین بدست می‌آیند. در صورتی‌که شتاب قائم زلزله معلوم نباشد برای تخمین نیروی شبه‌استاتیکی قائم برای زلزله‌های میدان دور می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$F_v = 0.5F_h \qquad (٧-٧-٤)$$

مقدار k_h باید معرف شتاب متوسط وارده بر شیب باشد و معمولا تابعی از ارتفاع و انعطاف‌پذیری شیب است. این ضریب معمولا باید با ضریب اطمینان قابل پذیرش FS_a متناسب باشد. هر دو مقدار مذکور باید به‌گونه ای تعیین شوند که میزان جابجایی دائمی مجاز برای شیب (برای آسیب‌ندیدن سازه رویی) به

حداکثر ۵۰ میلی‌متر محدود شود. بدیهی است محاسبه دقیق میزان جابجایی لرزه‌ای خصوصاً برای ساختمان‌های با اهمیت بالا از تحلیل‌های تنش-تغییرشکل بدست می‌آید. برای ساختمان‌های متعارف و شیروانی‌های تا ارتفاع ۳۰ متر مقدار $k_h=0.5A$ و $FS=1.1$ در نظر گرفته شود. A نسبت شتاب مبنای طرح بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ است

۵-۷-۷ مخاطره گسلش سطحی

منظور از گسلش سطحی جابجایی بزرگ برشی است که با انتشار گسیختگی ناشی از جابجایی گسل در لایه‌های رسوبی سطحی ایجاد شده و به سطح زمین رسیده و سازه‌های رویی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. ضروری است که امکان ایجاد گسلش سطحی در موقعیت ساختگاه پروژه با استفاده از نقشه معتبر محدودهٔ گسلش سطحی گسل‌ها(در صورت وجود) یا با مطالعه توسط کارشناس مجرب مشخص گردد. و مناسبترین راهکار برای کاهش خسارات و خطرات گسلش سطحی استفاده از کاربری مناسب در محدوده ناحیه گسیختگی است. این محدوده را می‌توان تا ۲۰ متر از طرفین خط اصلی گسلش سطحی در نظر گرفت. داخل این محدوده باید از کاربری‌هایی که حداقل ساخت‌وساز در آن انجام می‌گیرد استفاده شود.