

مشخصات فنی عمومی و اجرایی
پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال
فونداسیون برجهای خطوط انتقال نیرو

نشریه شماره ۴۳۱

وزارت نیرو - شرکت توانیر
طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت برق
www.tavanir.ir

معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور
معاونت نظارت راهبردی
دفتر نظام فنی اجرایی
<http://tec.mporg.ir>

جمهوری اسلامی ایران

مشخصات فنی عمومی و اجرایی
پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال
فونداسیون برجهای خطوط انتقال نیرو
نشریه شماره ۴۳۱

معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور وزارت نیرو – شرکت توانیر
معاونت نظارت راهبردی طرح تهیه ضوابط و معیارهای فنی صنعت برق
دفتر نظام فنی اجرایی <http://tec.mporg.ir>
<http://tec.mporg.ir> [www.tavanir.ir](http://tec.mporg.ir)



بسمه تعالی

ریاست جمهوری

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی

شماره : ۱۰۰/۱۹۵۸۸	بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران
تاریخ : ۱۳۸۷/۳/۴	
موضوع : مشخصات فنی عمومی و اجرایی خطوط فوق توزیع و انتقال - فونداسیون برج‌های خطوط انتقال نیرو	
به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷ هـ، مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۴۳۱ دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، با عنوان «مشخصات فنی عمومی و اجرایی خطوط فوق توزیع و انتقال - فونداسیون برج‌های خطوط انتقال نیرو» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود. دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده کنند و در صورتی که روش‌ها، دستورالعمل‌ها و راهنمای بهتری در اختیار داشته باشند، رعایت مفاد این بخشنامه الزامی نیست. عوامل یاد شده باید نسخه‌ای از دستورالعمل‌ها، روش‌ها و یا راهنماهای جایگزین را به دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله ارسال کنند. امیرمنصور برقی معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور	

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته، مبادرت به تهیه این دستورالعمل نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست. از این رو، **از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:**

- ۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.
 - ۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.
 - ۳- در صورت امکان، متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.
 - ۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.
- کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی شاه
معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، دفتر نظام فنی اجرایی

سازمان مرکزی - تهران ۱۱۴۹۹۴۳۱۴۱ - خیابان صفی علی شاه

<http://tec.mporg.ir>

بسمه تعالی

پیشگفتار

در اجرای ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور و به منظور تعمیم استانداردهای صنعت برق و ایجاد هماهنگی و یکنواختی در طراحی و اجرای پروژه‌های مربوط به تولید، انتقال و توزیع نیروی برق، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور (معاونت نظارت راهبردی - دفتر نظام فنی اجرایی) با همکاری وزارت نیرو - شرکت توانیر در قالب طرح «ضوابط و معیارهای فنی صنعت برق» اقدام به تهیه مجموعه کاملی از استانداردهای مورد لزوم نموده است.

نشریه حاضر با عنوان «مشخصات فنی عمومی و اجرایی پست‌ها، خطوط فوق توزیع و انتقال - فونداسیون برج‌های خطوط انتقال نیرو» در بر گیرنده مباحث مربوط به تعاریف و انواع فونداسیون‌ها، طراحی فونداسیون‌ها با توجه به شرایط زمین، و ضوابط اجرایی فونداسیون‌های خطوط انتقال نیرو می باشد که در سه فصل ارائه شده است. معاونت نظارت راهبردی به این وسیله از کوشش‌های دست‌اندرکاران به ثمر رسیدن این نشریه و همچنین سازمان‌ها و شرکت‌های مهندسی مشاور که با اظهارنظرهای سازنده خود این معاونت را در جهت غنا بخشیدن به آن یاری نموده‌اند سپاسگزاری و قدردانی نموده و توفیق روزافزون آنان را از درگاه ایزد یکتا آرزومند است.

معاون نظارت راهبردی

۱۳۸۷

مشخصات فنی عمومی و اجرایی پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال - فونداسیون برجهای انتقال نیرو - نشریه شماره ۴۳۱

تهیه کننده

این مجموعه به وسیله شرکت مهندسين مشاور نیرو با همکاری آقایان مهندسين محسن جهانشاهی، امير حر ریاحی و دکتر عارف درودی تهیه و تدوین شده است و توسط آقای اسماعیل زارعی مورد ویراستاری قرار گرفته است.

کمیته فنی

این نشریه همچنین در کمیته فنی طرح با مشارکت مجری و مشاور طرح و نمایندگان شرکت‌های مهندسين مشاور تحت پوشش وزارت نیرو به شرح زیر بررسی، اصلاح و تصویب شده است.

آقای مهندس جمال بیانی	وزارت نیرو - سازمان توانیر - مجری طرح
آقای مهندس بهمن الله مرادی	سازمان توسعه برق ایران
آقای مهندس حمید رضا پوریبک	شرکت مشانیر
آقای مهندس حسین دانشور	شرکت مهندسين مشاور قدس نیرو
آقای دکتر عارف درودی	مهندسين مشاور نیرو
آقای مهندس علی رحیم زاده خوشرو	معاونت برنامه ریزی - دفتر فنی شبکه
آقای مهندس حمید رضا سمیع پور	مهندسين مشاور نیرو
آقای مهندس اباذر میرزایی	مشاور معاون هماهنگی و نظارت بر بهره برداری سازمان توانیر
آقای مهندس احسان الله زمانی	وزارت نیرو - سازمان توانیر - دبیر کمیته فنی

مسئولیت کنترل و بررسی نشریه در راستای اهداف دفتر نظام فنی اجرائی به عهده آقایان مهندسين محمدرضا طلاکوب و پرویز سیداحمدی بوده است.

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
	فصل اول - اهداف، کلیات و تعاریف
۳	۱-۱- کلیات
۳	۲-۱- انواع فونداسیون ها
۳	۱-۲-۱- بالشتک بتنی همراه با ستون
۴	۲-۲-۱- گریلاژ فولادی
۵	۳-۲-۱- فونداسیون سطحی منفرد
۶	۴-۲-۱- فونداسیون استوانه‌ای
۸	۵-۲-۱- فونداسیون بصورت تزریق ملات در سنگ
۹	۶-۲-۱- فونداسیون‌های پیش ساخته
۹	۷-۲-۱- فونداسیون با شمع
۱۰	۱-۷-۲-۱- شمع اتکایی
۱۰	۲-۷-۲-۱- شمع اصطکاکی
۱۱	۳-۷-۲-۱- شمع تراکمی
۱۱	۸-۲-۱- انواع خاص فونداسیون
	فصل دوم - طراحی فونداسیون‌های خطوط انتقال نیرو
۱۵	۱-۲- شرایط زمین
۱۵	۱-۱-۲- رده‌بندی لایه‌های زمین
۱۵	۱-۱-۱-۲- رده‌بندی سنگ‌ها
۱۶	۲-۱-۱-۲- رده‌بندی خاک‌ها
۱۸	۲-۱-۲- مقاومت برشی خاک
۱۸	۳-۱-۲- ظرفیت باربری خاک و نشست مجاز
۲۰	۲-۲- محاسبه نیروهای وارد بر فونداسیون
۲۲	۳-۲- طراحی فونداسیون ها
۲۳	۱-۳-۲- فونداسیون منفرد با بالشتک

۲۳	 ۲-۳-۱-۱- کنترل واژگونی
۲۴	 ۲-۳-۱-۲- کنترل حداکثر فشار وارد بر خاک
۲۵	 ۲-۳-۱-۳- کنترل نیروهای بالابرنده
۲۹	 ۲-۳-۱-۴- طراحی سازه‌ای
۳۲	 ۲-۳-۲- فونداسیون منفرد استوانه‌ای
۳۳	 ۲-۳-۳- ریشه داخل بتن
۳۵	 ۲-۳-۴- فلوچارت طراحی
۳۶	 ۲-۴-۱- مثالهای کاربردی
۳۶	 ۲-۴-۱- مثال اول
۳۹	 ۲-۴-۲- مثال دوم
۴۴	 پیوست ۱-۲: محاسبات شمع

فصل سوم - ضوابط اجرایی فونداسیونهای خطوط انتقال نیرو

۶۱	 ۳-۱- کلیات
۶۱	 ۳-۲- آئین نامه‌های معتبر
۶۲	 ۳-۳- عملیات حفاری
۶۲	 ۳-۳-۱- گودبرداری
۶۲	 ۳-۳-۲- ایمنی چاله‌ها
۶۲	 ۳-۳-۳- آب‌کشی
۶۲	 ۳-۳-۴- انفجار
۶۳	 ۳-۴- بتن
۶۳	 ۳-۵- مصالح بتن
۶۳	 ۳-۵-۱- سیمان
۶۳	 ۳-۵-۲- شن
۶۵	 ۳-۵-۳- ماسه
۶۵	 ۳-۵-۴- آب
۶۵	 ۳-۶- مخلوط کردن بتن
۶۶	 ۳-۷- آزمایش بتن
۶۷	 ۳-۸- حمل و نقل بتن
۶۷	 ۳-۹- بتن‌ریزی
۶۸	 ۳-۹-۱- ویبره کردن بتن

۶۸	 ۱۰-۳- بتن محافظ
۶۸	 ۱۱-۳- عمل آوردن و نگهداری بتن
۶۹	 ۱۲-۳- آرماتور
۶۹	 ۱-۱۲-۳- آرماتور بافته شده (مش)
۶۹	 ۲-۱۲-۳- مفتول
۶۹	 ۳-۱۲-۳- خم کردن آرماتورها
۶۹	 ۴-۱۲-۳- جوش دادن آرماتورها
۷۰	 ۵-۱۲-۳- اضافه کردن طول آرماتورها
۷۰	 ۱۳-۳- قالب
۷۰	 ۱-۱۳-۳- بازکردن قالب
۷۱	 ۲-۱۳-۳- استفاده مجدد از قالب
۷۱	 ۱۴-۳- دستورالعمل‌های اجرائی برای برخی از انواع فونداسیون
۷۱	 ۱-۱۴-۳- فونداسیون استوانه‌ای
۷۱	 ۲-۱۴-۳- فونداسیون شمع فلزی
۷۳	 ۱۵-۳- فونداسیون شمع بتنی
۷۳	 ۱۶-۳- خاکریزی فونداسیونها
۷۴	 ۱۷-۳- حفاظت فونداسیونها
۷۴	 ۱-۱۷-۳- بسترهای شنی
۷۴	 ۲-۱۷-۳- سنگ چینی
۷۵	 ۱۸-۳- تسطیح محوطه
۷۵	 ۱۹-۳- حدود خطا در فونداسیونها
۷۵	 ۱-۱۹-۳- حدود خطاهای مجاز فونداسیونها
۷۶	 ۲-۱۹-۳- حدود خطای مجاز مربوط به استقرار نبشی استاب
۷۶	 ۳-۱۹-۳- حدود خطای مجاز مربوط به تهیه بتن
۷۷	 پیوست ۳-۱: بتن‌ریزی تحت شرایط خاص
۷۹	 منابع و مراجع

فصل ۱

اهداف، کلیات و تعاریف



مقدمه

طراحی فونداسیون بخش مهمی از طراحی یک سازه را تشکیل می‌دهد و از اینرو توجه کافی و کامل به آن جزو اولویتهای محسوب می‌شود. در این نشریه سعی بر آن است تا با معرفی انواع فونداسیون‌ها و ارائه روش طراحی برای برخی از آنها (که در خطوط انتقال نیرو متداول‌تر هستند) به این مهم در حد توان جامه عمل پوشانده شود.

۱-۱- کلیات

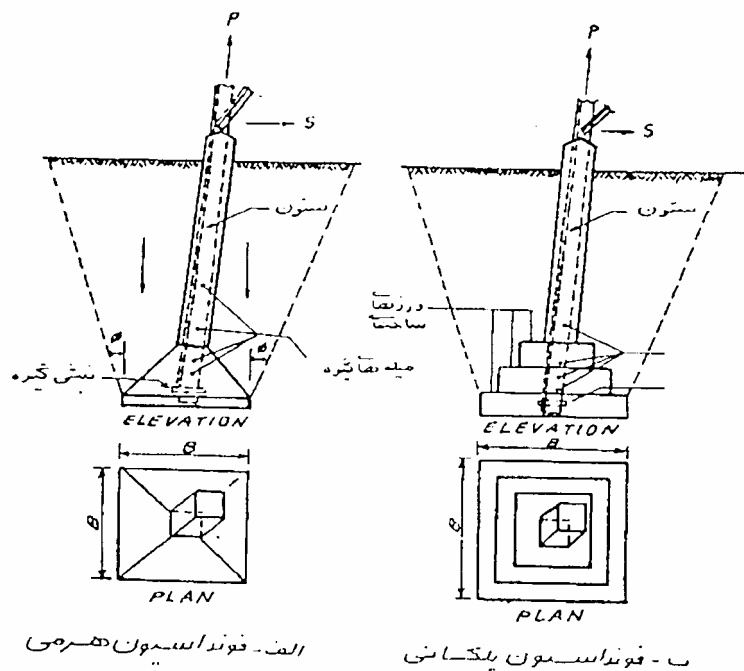
در طراحی و اجرای اولین برج‌های انتقال نیرو، فونداسیون‌ها هم امتداد با پایه‌های برج در خاک فرو می‌رفتند بدون آنکه توجه زیادی به شرایط خاک معطوف گردد. بعدها با افزایش وزن و اندازه برج‌ها، فونداسیون‌ها نیز تغییر نموده و بصورت گریلاژهای فولادی که در زیر پایه قرار می‌گرفتند در آمدند. اما گریلاژهای فولادی اغلب دچار خوردگی می‌شدند و به همین دلیل استفاده از بالشتک‌های بتنی به جای گریلاژهای فولادی ترجیح داده شد. در این حالت قسمت کوچکی از نبشی در داخل ستون بتنی روی بالشتک فرو می‌رفت و انتقال بار از این طریق میسر می‌گردید. سستی خاک، تداخل خط با رودخانه و عوامل مشابه دیگر که استفاده از فونداسیون‌های معمول‌تر را غیرممکن می‌ساخت توجه طراحان را به فونداسیون‌های عمیق مانند شمع جلب نمود. انواع فونداسیون‌هایی که امروزه مشاهده می‌شود نتیجه تغییراتی است که در دهه‌های گذشته در برج‌ها و مکانیزم انتقال بار آنها صورت گرفته است.

۱-۲- انواع فونداسیون

۱-۲-۱- بالشتک بتنی همراه با ستون

این نوع فونداسیون ساده‌ترین نوع فونداسیون خطوط بوده که از یک بالشتک بتنی ساده و ستون روی آن تشکیل شده است. ابعاد و عمق فونداسیون براساس سطح لازم برای تحمل نیروهای قائم رو به پایین، مقاومت در برابر نیروهای بالا برنده و مسائل مربوط به برش تعیین می‌شود.

نبشی‌های ریشه در داخل بتن قرار می‌گیرند و به وسیله نبشی‌ها و میله‌هایی در انتها مهار می‌شوند. ترکیب ستون و نبشی مانند یک عضو مختلط عمل می‌کند. بالشتک‌های بتنی بصورت هرمی یا پلکانی اجرا می‌شوند (شکل ۱-۱). در نوع پلکانی باید دقت زیادی در حفظ پیوستگی لایه‌ها (پله‌ها) مبذول گردد. برای این منظور می‌توان از مضرس کردن سطوح بتن‌ریزی شده به شیوه‌ای مناسب بهره برد. از طرفی مخارج قالب‌بندی در نوع هرمی بیش از نوع پلکانی می‌باشد. در این نوع فونداسیون ستون لاغر است و بارهای جانبی در آن تولید لنگر خمشی می‌نمایند، بنابراین لازم است ترکیبی از نیروهای کششی، برشی و خمشی در طراحی این نوع فونداسیون مد نظر قرار گیرد.



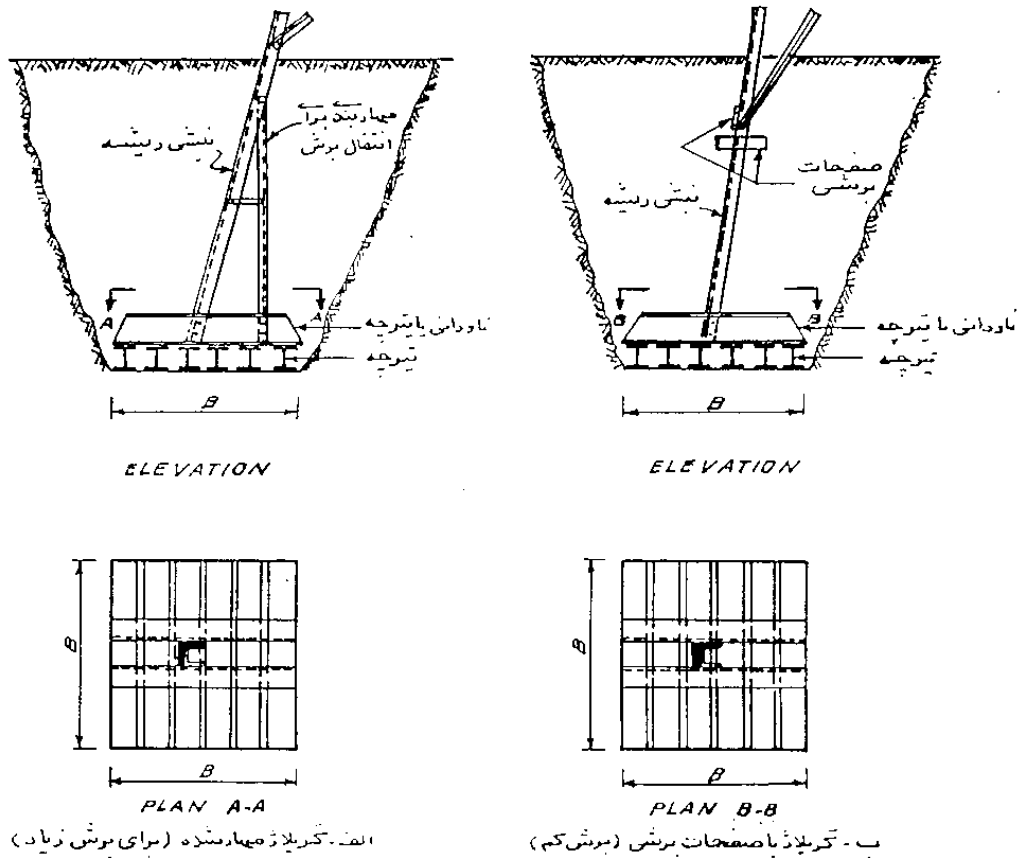
شکل ۱-۱: فونداسیونهای پلکانی و هرمی

۱-۲-۲- گریلاژ فولادی

گریلاژهای فولادی به شکل‌های مختلف طراحی می‌گردند. در نوع مرسوم آن، گریلاژ فولادی معمولاً از یک لایه تیرهای فلزی بصورت بالشتک تشکیل می‌شود. عکس‌العمل فونداسیون توسط تیرچه‌های سنگین‌تر یا ناودانی‌های متقاطع به برج منتقل می‌شود. در برج‌های کوچک‌تر، برش افقی فونداسیون ناشی از مؤلفه افقی نیرو در اعضای قطری، توسط صفحات برشی که ضخامت و بزرگی لازم را دارا باشند به خاک منتقل می‌شود (شکل ۱-۲-الف). نقطه‌ای که اعضای قطری پایه، یکدیگر را قطع می‌کنند معمولاً یک متر پایین‌تر از سطح خاک قرار دارد. در برج‌های سنگین مثل برج‌های زاویه و انتهایی، نیروهای جانبی و برشی با اضافه کردن اعضای مهاري مناسب چنانکه در شکل (۱-۲-ب) نشان داده شده به تیرهای گریلاژ انتقال داده می‌شوند. برای احتیاط یک لایه پوشش بیتوماستیک^۱ به قسمت بالای فونداسیون زده می‌شود تا از خوردگی محافظت گردد. وقتی خاکریز به اندازه کافی متراکم شود (بطوریکه حباب‌های هوا کاملاً خارج شوند) قسمت‌های تحتانی از تخریب محافظت می‌گردند. استفاده از فولاد گالوانیزه نیز امکان خوردگی را از بین می‌برد ولی هیچ کدام از این عوامل در مواردی که خاک از لحاظ شیمیایی فعال باشد مانع از خوردگی نخواهد شد. در مواقعی که در مورد جنس خاک تردید وجود دارد، بهتر است قبل از اینکه فونداسیون بصورت گریلاژ طراحی گردد، خاک مورد آزمایش قرار گرفته و میزان خوردگی آن مشخص شود.

1. Bitumastic

فونداسیون گریلاژ نسبت به فونداسیون بتنی به فولاد بیشتری نیاز دارد اما هزینه آن جزئی از هزینه ساخت فونداسیون بتنی را تشکیل می‌دهد که باعث اقتصادی شدن و تسریع در کار می‌گردد. مزیت دیگر این فونداسیون آن است که می‌توان فونداسیون را همراه با سایر اعضای برج بصورت پیش‌ساخته از سازنده تحویل گرفت.

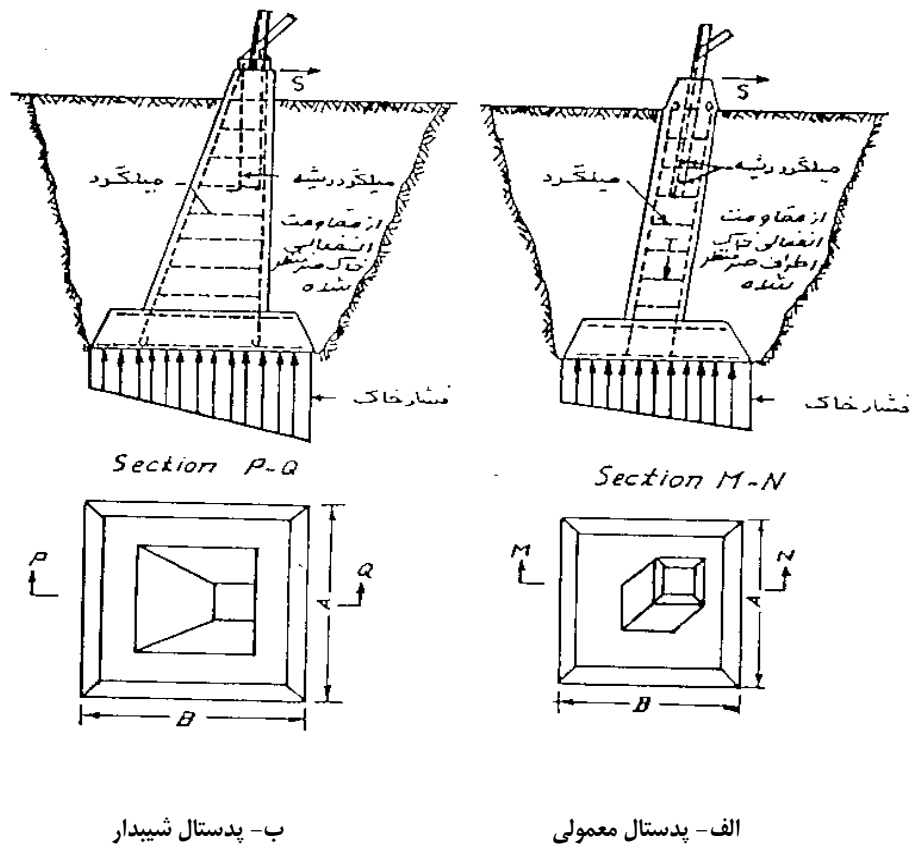


شکل ۱-۲: انواع گریلاژ

۱-۲-۳- فونداسیون سطحی منفرد

فونداسیون‌های سطحی منفرد به انواع مختلفی تقسیم می‌شوند. دو نوع متداول آن که به صورت‌های معمولی و شیبدار اجرا شده‌اند در شکل ۱-۳ نشان داده شده‌اند. در نوع پدستالی شیبدار محور پدستال در امتداد محور پایه برج قرار دارد. مانند گریلاژ، فونداسیون بالشتک و ستون روی آنها، این مسئله باعث حذف برش در پدستال می‌شود و لنگر واژگونی به لنگر ناشی از مؤلفه افقی نیرو در عضو قطری متصل به بالای پدستال محدود می‌گردد. این برش افقی یا به خاک مجاور منتقل می‌شود و یا در بیشتر موارد پدستال بصورت یک تیر کنسولی که از مقاومت کمکی خاک مجاور آن صرف نظر می‌شود طرح می‌گردد. فونداسیون منفرد برای انواع مختلف خاک قابل استفاده است. وقتی خاک زیر فونداسیون ضعیف باشد و قابلیت انتقال بار را نداشته باشد، از شمع استفاده می‌شود.

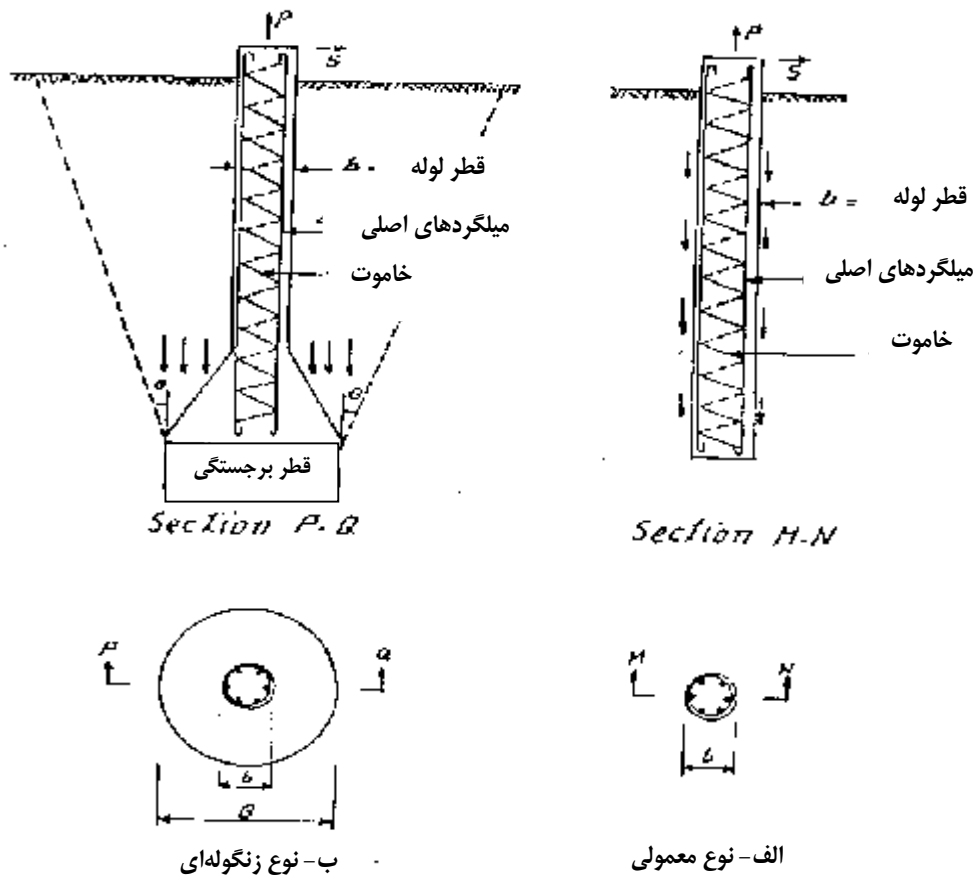
فونداسیون‌های منفرد از تمام انواع فونداسیون‌ها گرانتر هستند ولی از لحاظ سازه‌ای بهترین نوع می‌باشند. اگر فونداسیون بطور صحیح زیر بارهای وارده قرار گیرد امکان ضعفی برای شکست هر قسمت وجود دارد.



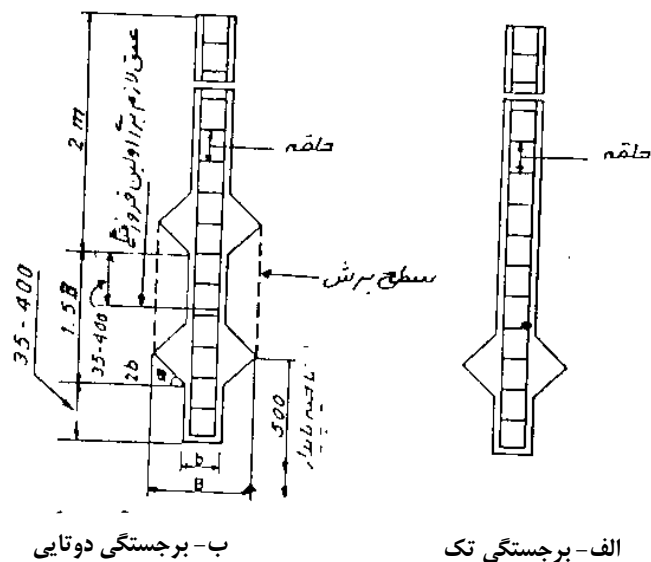
شکل ۱-۳: دو نوع فونداسیون سطحی منفرد بتنی

۱-۲-۴- فونداسیون استوانه‌ای

فونداسیون استوانه‌ای که بصورت در جا در محل ریخته می‌شود به شکل وسیعی در خطوط نیرو مورد استفاده قرار می‌گیرد (شکل ۱-۴-الف). مزیت اصلی این فونداسیون صرفه جویی در زمان و نیروی انسانی می‌باشد. معمولاً یک مت‌موتوری که روی کامیون نصب می‌شود حفره‌ای به قطر لازم ایجاد می‌نماید. قسمت انتهایی فونداسیون را می‌توان برجسته (زنگوله‌ای) ساخت تا مقاومت آن در مقابل نیروهای اعمالی افزایش یابد (شکل ۱-۴-ب). قطر حفره تا ۱ متر و عمق آن به ۶ متر می‌رسد. جداره‌های حفره نباید قبل از کارگذاری میلگردها ریزش کنند. بنابراین همه انواع خاک برای این نوع فونداسیون مناسب نیستند. معمولاً رس محکم یا شن متراکم خاک‌های نسبتاً خوبی محسوب می‌شوند در حالیکه مصالح دانه‌ای سست تا زمان برپا شدن فونداسیون مشکل ساز خواهند بود. دوغاب بنتونیتی یا مصالح مشابه برای پایدار کردن جدار حفره بکار می‌روند اما این مصالح اصطکاک لازم را از بین می‌برند. در خاک‌های نرم می‌توان یک غلاف فلزی در حفره قرارداد تا در حین عملیات حفاری، حفره باز بماند. مقاومت در مقابل نیروهای بالا برنده در فونداسیون استوانه‌ای بدون برجستگی انتهایی توسط اصطکاک جانبی فونداسیون با خاک اطراف و وزن فونداسیون تأمین می‌شود. از این رو مقاومت در برابر نیروهای بالا برنده محدود می‌باشد. در خاک‌های دانه‌ای غیر متراکم، اجرای فونداسیون بدون غلاف دائمی باعث متخلخل شدن بتن در اثر از دست دادن آب داخل آن می‌شود. فونداسیون استوانه‌ای را می‌توان بر حسب مورد قائم یا مورب ساخت یا اینکه چند برجستگی در نقاط مختلف آن پیش‌بینی کرد (شکل ۱-۵).



شکل ۴-۱: فونداسیون استوانه‌ای با برجستگی انتهایی و بدون برجستگی انتهایی



شکل ۵-۱: فونداسیون استوانه‌ای با برجستگی‌های میانی

شکل ۱-۶: فونداسیون بصورت تزریق ملات در سنگ

۱-۲-۶- فونداسیون‌های پیش ساخته

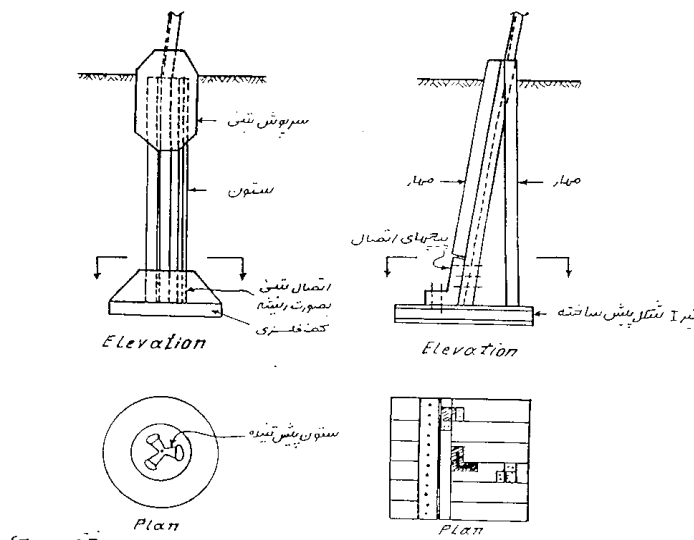
با توجه به اینکه معمولاً در محل نصب برج نمی‌توان بتن با کیفیت مناسب تهیه کرد، این نوع فونداسیون بصورت مسلح یا پیش تنیده در کارخانه ساخته می‌شود. در برخی کشورها، فونداسیون منفرد بصورت پیش‌ساخته و مسلح ساخته شده و به راحتی مورد استفاده قرار می‌گیرد. مزایای فونداسیون‌های پیش ساخته عبارتند از:

- کنترل بهتر کیفیت بتن و ساخت

- صرفه‌جویی در نیروی کار

- استفاده مجدد از قالب و استفاده اقتصادی از مصالح بعلت شرایط کار در کارخانه

مشکل اساسی در استفاده از فونداسیون‌های پیش‌ساخته، محدودیت در حمل و نقل و امکانات موجود برای نصب آن در محل است. برای غلبه بر این مشکلات، فونداسیون باید بصورت اجزای جداگانه ساخته شود و سپس به کارگاه حمل و در آنجا سوار گردد. این امر مستلزم اتصال اجزا بصورت مکانیکی در کارگاه و تهیه جزئیات دقیق در مرحله طراحی است. دو نمونه فونداسیون پیش‌ساخته در شکل ۱-۷ آمده است. فونداسیون پیش ساخته وقتی در حجم زیاد ساخته شود و امکانات حمل و نقل کافی موجود باشد کاملاً اقتصادی است و با انواع دیگر رقابت می‌نماید.



الف- فونداسیون پیش تنیده پیش ساخته با کف دایره‌ای

ب- فونداسیون پیش ساخته با کف مربعی

شکل ۱-۷: فونداسیون پیش ساخته

۱-۲-۷- فونداسیون با شمع

شمع‌ها اعضای از جنس فولاد، بتن، بتن مسلح و چوب هستند که در صورت مناسب نبودن ظرفیت باربری زمین برای استفاده از فونداسیون‌های سطحی، از آنها برای ساخت فونداسیون‌های عمیق (فونداسیون‌های شمع) استفاده می‌شود. مخارج احداث فونداسیون‌های شمع خیلی بیشتر از فونداسیون‌های سطحی است. علیرغم مخارج بیشتر، در عمل موارد متعددی وجود دارد که برای

- ایمنی سازه در مقابل نشست و عوامل دیگر، از فونداسیون‌های شمعی استفاده می‌شود. در ذیل بعضی از شرایطی که استفاده از فونداسیون‌های شمعی را ایجاب می‌نماید، شرح داده می‌شود.
- وقتی که لایه یا لایه‌های فوقانی خاک دارای تراکم کم و یا خیلی ضعیف باشند به طوری که نتوان از فونداسیون‌های سطحی برای توزیع بار استفاده کرد، فونداسیون‌های شمعی برای انتقال بار به لایه‌های تحتانی محکم‌تر و یا سنگ بستر مورد استفاده قرار می‌گیرند. وقتی که بستر سنگی و یا لایه محکم‌تر تحتانی در عمق معقولی از سطح زمین قرار نداشته باشد، از شمع برای انتقال تدریجی بار استفاده می‌شود. در این حالت بیشتر مقاومت شمع از طریق اصطکاک بین سطح تماس شمع و خاک (مقاومت جلدی) تأمین می‌شود.
 - در خیلی از موارد در منطقه مورد نظر برای احداث سازه با خاک قابل تورم و یا فروریزی روبرو می‌شویم. این لایه‌ها ممکن است دارای عمق قابل توجهی باشند. خاکهای قابل تورم در اثر افزایش یا کاهش میزان رطوبت، تورم یا کاهش حجم پیدا می‌کنند. فشار تورم چنین خاکهایی ممکن است به طرز قابل توجهی زیاد باشد. اگر در چنین خاکهایی از فونداسیون‌های سطحی استفاده شود، سازه ممکن است با صدمات جدی روبرو شود. در این حالت فونداسیون‌های شمعی که از لایه قابل تورم عبور کرده و وارد لایه پایدار شده‌اند، می‌توانند مورد توجه قرار گیرند.
 - فونداسیون برخی از خطوط انتقال، در نقاطی که سطح آب زیرزمینی بالا می‌باشد، ممکن است تحت تأثیر نیروهای بالابرنده قرار گیرند. برای مقابله با نیروهای بالابرنده، در چنین حالاتی می‌توان از فونداسیون‌های شمعی استفاده نمود.
 - به خاطر وجود مسئله آب شستگی و فرسایش در محل پایه برج‌ها، این پایه‌ها اغلب روی فونداسیون‌های شمعی احداث می‌شوند.
- شمع‌ها را می‌توان به سه گروه عمده شمع اتکایی، شمع اصطکاکی و شمع تراکمی تقسیم‌بندی نمود.

۱-۲-۷-۱- شمع اتکایی

اگر بستر سنگی و یا لایه شبیه سنگ (خیلی متراکم) در عمق منطقی قرار داشته باشد، شمع را می‌توان تا آن لایه ادامه داد. در این حالت ظرفیت باربری شمع کاملاً بستگی به ظرفیت باربری بستر سنگی در مقابل نوک شمع خواهد داشت. به همین علت، این شمع‌ها را اتکایی می‌نامند. در چنین حالتی با توجه به معلوم بودن عمق بستر سنگی از روی گمانه‌های حفر شده، تعیین طول شمع کار چندان مشکلی نخواهد بود.

۱-۲-۷-۲- شمع اصطکاکی

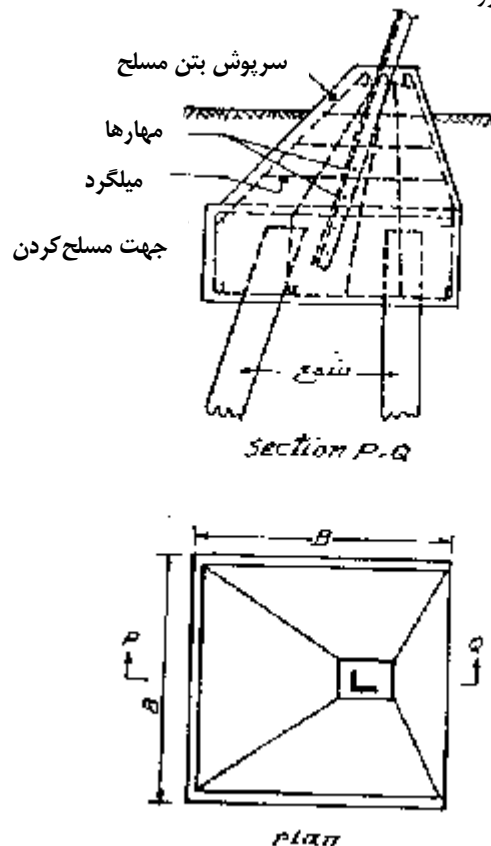
در صورتی که عمق بستر سنگی یا لایه شبیه به سنگ زیاد باشد، طول لازم برای شمع اتکایی غیراقتصادی خواهد شد. در چنین شرایطی شمع به عمق مناسبی در لایه نرم فوقانی بدون اینکه به لایه سخت برسد، کوبیده می‌شود. از آنجایی که مقاومت اتکایی نسبتاً کوچک است، ظرفیت باربری نهایی شمع به ظرفیت باربری اصطکاکی محدود می‌گردد. انتخاب نام اصطکاکی برای این شمع‌ها، از آنجا ناشی می‌شود که اکثر مقاومت آنها به وسیله اصطکاک جدار تأمین می‌گردد. البته این نام بعضی مواقع می‌تواند گمراه‌کننده باشد، زیرا مقاومت شمع‌هایی که در لایه رسی کوبیده می‌شوند، بستگی به چسبندگی بین جدار شمع و رس دارد.

۱-۲-۳- شمع تراکمی

در بعضی موارد شمع‌ها به منظور بوجود آوردن تراکم مناسب در لایه‌های سطحی در خاکهای دانه‌ای کوبیده می‌شوند. این شمع‌ها به شمع‌های تراکمی موسومند. طول شمع‌های تراکمی به عوامل زیر بستگی دارد:

- تراکم نسبی خاک قبل از تراکم
- تراکم نسبی مورد نیاز بعد از تراکم
- عمق لازم برای تراکم

شمع‌های تراکمی معمولاً کوتاه هستند، لیکن برای تعیین طول مناسب برای آنها، بعضی آزمایشات صحرایی لازم است. در شکل ۸-۱ یک فونداسیون شمعی برای نمونه آورده شده است.

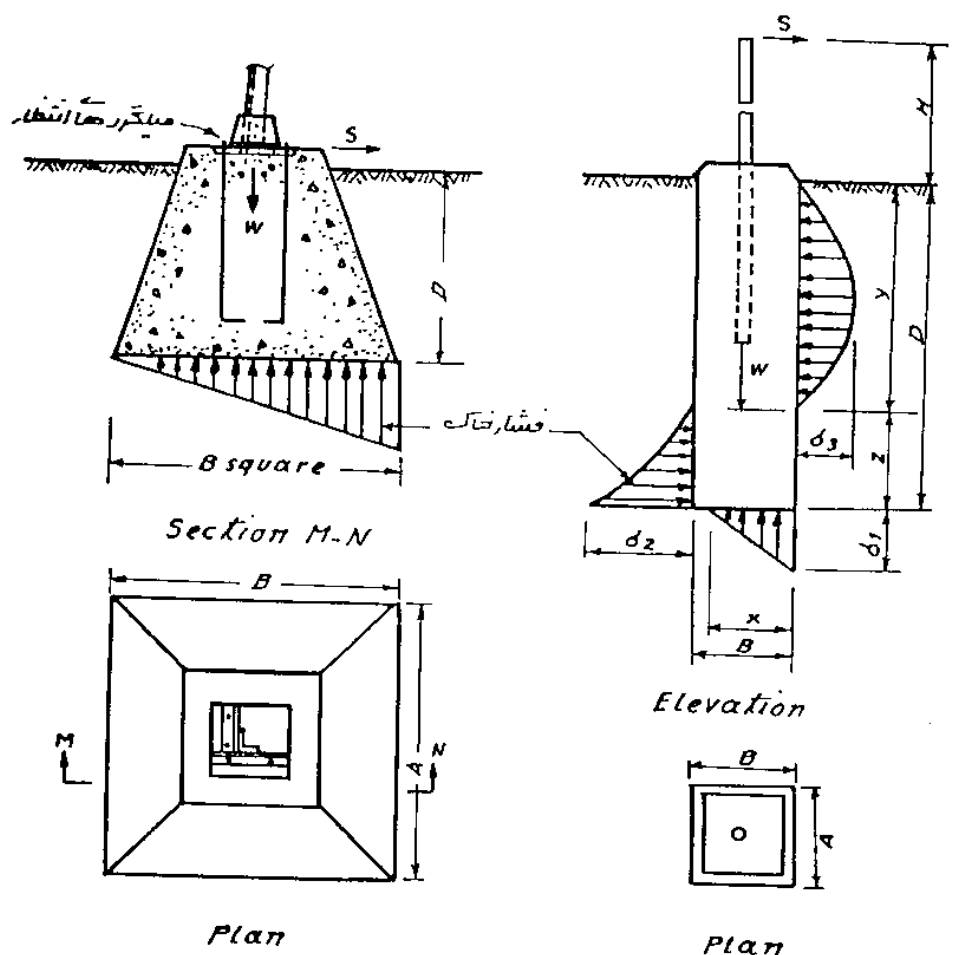


شکل ۸-۱: انواع شمع‌ها

۱-۲-۸- انواع خاص فونداسیون

فونداسیون‌ها را می‌توان به شکل‌های مختلف ساخت از آن جمله فونداسیون بلوکی حجیم، فونداسیون با شمع لوله‌ای و فونداسیون مهار از فولاد فشرده که هر کدام تحت شرایط خاصی بکار می‌روند. انتخاب نوع مناسب فونداسیون، تحت تأثیر نیروهای وارده، وضعیت خاک و شرایط حمل و نقل و سایر امکانات ساختمانی می‌باشد. بررسی نتایج آزمایشات مکانیک خاک و مقدار و طبیعت بارها، مصالح موجود و امکانات ساختمانی یک طراح با تجربه را قادر می‌سازد که انواع متفاوت فونداسیون‌ها را بررسی و به اقتضای موقعیت و شرایط دیگر مناسب‌ترین فونداسیون را پیشنهاد دهد. جدا از انواع معمول فونداسیون‌ها، در موقعیت‌های خاص و

تقاطع خط با رودخانه، انواع ویژه‌ای از فونداسیون به اشکال و اندازه‌های غیر معمول را ایجاد می‌کند که چند نوع از آنها در شکل (۹-۱) آورده شده است.



الف- فونداسیون با پهلوهی شیبدار

ب- فونداسیون بلوک با سائز یکنواخت

شکل ۹-۱: فونداسیون‌های خاص

فصل ۲

طراحی فونداسیون‌های خطوط انتقال نیرو

مقدمه

فونداسیون‌های خطوط انتقال نیرو به علت نقش مهمی که در نگهداری و امنیت مجموعه دارند دارای اهمیت فراوان بوده و طراحی و نظارت بر اجرای صحیح آنها به توجه خاصی نیاز دارد. همچنین باتوجه به هزینه نسبتاً بالای احداث فونداسیون برج‌ها که حدود ده درصد هزینه احداث خط را شامل می‌شود، طراحی اقتصادی آنها کمک قابل توجهی به کاهش هزینه‌ها خواهد کرد. به دلیل قرارگیری فونداسیون‌ها در بستر خاک، مشخصه خاکهای مسیر عبور خطوط نیرو عامل مهمی در طراحی و تعیین ابعاد فونداسیون می‌باشد. با توجه به وجود طیف وسیعی از خاکها در مسیر یک خط، لازم است با دسته‌بندی‌های مناسب، اقدام به طراحی و ساخت فونداسیون‌های مناسب با نوع خاک مسیر نمود. اصول اولیه طراحی فونداسیون بر این مبناست که زمین زیر پایه برج بتواند نیروهای وارد بر آن را به گونه‌ای مناسب تحمل نماید. از طرفی لازم است وزن فونداسیون و خاک روی آن در مقابل نیروهای کششی که تمایل به بیرون کشیدن فونداسیون از زمین را دارند، مقاومت نماید. در این فصل پس از معرفی ویژگیهای بستر زمین و خاکهای مختلف، نیروهای وارد بر فونداسیون‌ها بطور خلاصه شرح داده می‌شوند. در ادامه ضوابط طراحی فونداسیون‌های مختلف به همراه مثالهای کاربردی ارائه خواهند شد.

۲-۱- شرایط زمین

یکی از اساسی‌ترین اصولی که در طراحی فونداسیون برج‌های انتقال نیرو در نظر گرفته می‌شود، شرایط زمین مورد استفاده است. نوع زمین نقش مهمی در انتخاب نوع و ابعاد فونداسیون دارد. طراحی فونداسیون بستگی به طبیعت بارهای وارده و وضعیت خاکی دارد که بار را تحمل می‌نماید. روش‌های مختلفی برای جمع‌آوری اطلاعات مربوط به خاک وجود دارد. انتخاب هر یک از این روش‌ها بستگی به هزینه آن و نسبت این هزینه به کل هزینه دارد. وسعت آزمایشات مکانیک خاک، تعداد، عمق و موقعیت گمانه‌ها بوسیله طراح تعیین می‌شود. بسته به موقعیت توپوگرافی و جغرافیایی معمولاً در طول خط گمانه‌هایی در محل برج زاویه اصلی یا در هر یک کیلومتر خط یا در محل هر برج لازم است. لازم است امکان رانش خاک یا روانگرایی در منطقه مورد مطالعه قرار گیرد و در صورت لزوم تدابیری جهت حفاظت از فونداسیون‌ها در این مناطق به کار گرفته شود.

۲-۱-۱- رده‌بندی لایه‌های زمین

مصالح تشکیل‌دهنده لایه بیرونی سطح کره زمین را به طور کلی به سنگ‌ها و خاک‌ها تقسیم‌بندی می‌نمایند. سنگ‌ها توده‌هایی سخت و شکننده و خاک‌ها از ذراتی تشکیل شده‌اند که فضای بین آنها از آب و هوا پر شده است.

۲-۱-۱-۱- رده‌بندی سنگ‌ها

به طور کلی سنگ‌ها به سه دسته عمده به شرح زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

- سنگ‌های آذرین

- سنگهای رسوبی
- سنگهای دگرگونی

مقاومت فشاری مجاز تعدادی از سنگها در جدول زیر آمده است:

جدول ۲-۱: مقاومت فشاری مجاز تعدادی از سنگها

نوع سنگ	فشار مجاز (kg/cm^2)
سنگهای آذرین	بیش از ۵۰
سنگهای گنیس	بیش از ۵۰
سنگهای آهکی و ماسه و سنگهای سخت	۳۰
سسیته ها و تخته سنگها	۲۰
سنگهای رسی و لای سنگ	۱۰
بلوکهای گچی سخت	۶

۲-۱-۱-۲- رده بندی خاکها

خاکها معمولاً از لحاظ وضعیت ظاهری و خواص مکانیکی و شیمیایی رده بندی می شوند و برای بدست آوردن اطلاعات دقیق در مورد خاک بایستی آن را تحت آزمایشهای مختلف قرار داد.

بر حسب درشتی دانه ها، خاکها به گروههای مختلف تقسیم می شوند. خاکها از قلوه سنگ، شن و ماسه و لای شروع می شوند و به انواع رسها ختم می گردند. در جدول زیر، طبقه بندی خاکها بر حسب درشتی دانه ها آورده شده است.

جدول ۲-۲: طبقه بندی خاکها بر حسب درشتی دانه ها

۰/۰۰۵	۰/۰۵	۰/۱	۰/۲۵	۰/۵	۱/۰	۲/۰ (mm)
رس	لای	ماسه خیلی ریز	ماسه ریز	ماسه	ماسه درشت	شن ریز

۰/۰۰۰۲	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۲	۰/۰۰۶	۰/۰۲	۰/۰۶	۰/۲	۰/۶	۲/۰ (mm)
ریز	متوسط	درشت	ریز	متوسط	درشت	ریز	متوسط	درشت
رس (clay)			لای (silt)			ماسه (sand)		

مقاومت خاکها از دو خاصیت فیزیکی آنها ناشی می شود:

- خاصیت چسبندگی
- خاصیت اصطکاک بین ذرات

بر حسب اینکه آیا مقاومت خاک فقط از چسبندگی است و یا خیر، آنها را به انواع خاک‌های چسبنده و غیرچسبنده نیز تقسیم می‌نمایند.

مقاومت خاک‌های غیرچسبنده از اصطکاک داخلی ذرات آن بدست می‌آید. وقتی خاک‌های غیرچسبنده در داخل آب قرار می‌گیرند ذرات آنها در آب غوطه‌ور شده و به اندازه وزن آب هم حجم خود سبک می‌گردند و در نتیجه از مقاومت ناشی از اصطکاک داخلی آن کاسته می‌شود زیرا هر چه فشار وارده بر خاک‌های غیرچسبنده کمتر باشد، مقاومت آن نیز کمتر است. تقریباً ظرفیت فشاری خاک‌های اشباع نصف خاک مشابه در حالت خشک است. بنابراین برای فونداسیون‌های در حدود سطح زمین که در داخل و یا نزدیکی‌های آب‌های زیرزمینی هستند ظرفیت تحمل فشاری را باید نصف مقدار نظیرش برای شرایط خشک اختیار کرد. این موضوع در جداول زیر نشان داده شده است.

جدول ۲-۳: مقاومت فشاری تعدادی از خاک‌های چسبنده

نوع خاک	فشار مجاز (kg/cm^2)
رس‌های خیلی سفت و سخت	۳-۶
رس‌های سخت	۱/۵-۳
رس‌های محکم	۰/۷۵-۱/۵
رس‌های نرم و لای	۰/۷۵-۰
رس‌های خیلی نرم	صفر

جدول ۲-۴: مقاومت فشاری تعدادی از خاک‌های غیرچسبنده (خشک و اشباع)

نوع خاک	فشار مجاز خاک خشک (kg/cm^2)	فشار مجاز خاک اشباع (kg/cm^2)
سنگریزه متراکم و سنگریزه ماسه‌ای با شن متراکم	بیش از ۶	بیش از ۳
شن با تراکم متوسط، شن ماسه‌ای با تراکم متوسط	۲-۶	۱-۳
شن سست و شل و شن ماسه‌ای و شل	کمتر از ۲	کمتر از ۱
ماسه متراکم	بیش از ۳	بیش از ۱/۵
ماسه با تراکم متوسط	۱-۳	۰/۵-۱/۵
ماسه سست و شل	کمتر از یک	کمتر از ۰/۵

جدول ۲-۵: مشخصه انواع خاک‌ها

طبقه‌بندی	علامت مشخصه	رنگ	نوع	وزن مخصوص Ton/m ³	حد روانی	مقاومت
شن و خاکهای شنی	GW	قرمز	شن ماسه‌ای مخلوط خوب	2.0-2.2	-	خوب
	GP		شن ماسه‌ای مخلوط نامتجانس	1.8-2.0	-	خوب
	GM	زرد	شن لای‌دار	1.9-2.2	-	خوب
	GC		شن رسی	1.8-2.1	-	خوب
ماسه و خاکهای ماسه‌ای	SW	قرمز	ماسه شنی مخلوط خوب	1.7-2.1	-	خوب
	SP		ماسه شنی مخلوط بد	1.6-1.9	-	خوب تا متوسط
	SM	زرد	ماسه لای‌دار	1.7-2.0	-	خوب تا متوسط
	SC		ماسه رسی	1.9-2.0	-	متوسط
لای و رس	ML	سبز	لای ماسه‌ای یا شنی	1.5-1.9		بد
	CL		رسی ماسه‌ای یا شنی	1.5-1.9	<50	متوسط
	OL		لای آلی، مخلوط با مواد آلی	1.3-1.6		متوسط
	MH	آبی	لای رسی	1.1-1.5		بد
	CH		رس	1.2-1.7	>50	متوسط تا بد
	OH		رس مخلوط با مواد آلی	1.0-1.6		خیلی بد
مواد آلی	PT	نارنجی	مواد آلی*	-	-	*

* لازم است لایه‌های خاک آلی برداشت شده و با خاک مناسب جایگزین شود.

۲-۱-۲- مقاومت برشی خاک

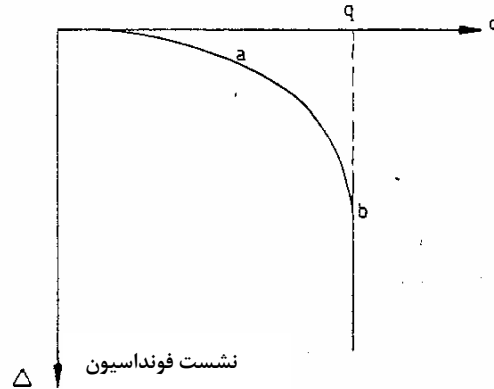
خاک‌ها بر خلاف سایر مصالح ساختمانی دارای مقاومت برشی متغیر می‌باشند. مقاومت برشی نه تنها از یک نمونه خاک به نمونه دیگر فرق می‌کند بلکه در یک نوع خاک هم بر حسب مقدار درصد آب و سایر عوامل دیگر تغییر می‌نماید. از این جهت در آزمایشگاه تنها به تعیین مقاومت برشی خاک نباید اکتفا کرد بلکه باید عواملی را که باعث تغییر مقاومت خاک می‌شوند نیز در نظر داشته و بر مبنای آنها مقاومت مجاز خاک را تعیین کرد.

۲-۱-۳- ظرفیت باربری خاک و نشست مجاز

فونداسیون یک سازه باید به نحوی طرح و محاسبه گردد که در اثر انتقال بارها به زمین مقدار تنش‌های ایجاد شده در سطوح مختلف خاک از میزان معین تجاوز نکند. انتقال فشارهای زیاد از حد باعث نشست زیاد فونداسیون، فرورفتن ناگهانی آن در اثر ایجاد سطوح لغزش و جابجاشدن خاک‌های زیر فونداسیون می‌گردد.

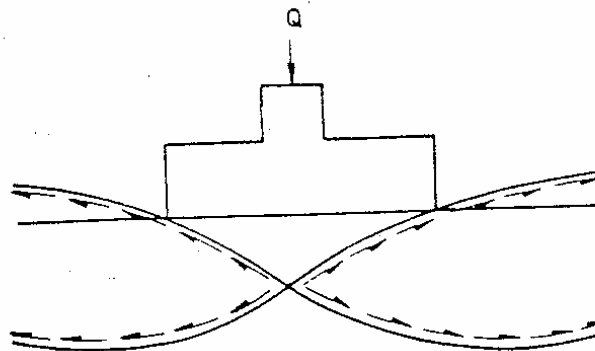
اگر فرض کنیم که بار منفرد Q توسط یک فونداسیون با سطح مقطع A به زمین انتقال یابد و منحنی تغییر نشست فونداسیون را بر حسب مقدار $q = \frac{Q}{A}$ رسم نمائیم منحنی شکل (۲-۱) بدست می‌آید. شکل این منحنی بستگی به نوع خاک، دانه‌بندی آن و همچنین شکل و اندازه سطح A و چندین عامل دیگر از قبیل عمق فونداسیون و میزان رطوبت دارد. مشاهده می‌شود که رابطه بین

نشست فونداسیون و مقدار q در ابتدا (تا نقطه a) تقریباً خطی است. اگر میزان نشست از حد مجازی که بستگی به نوع آن سازه دارد تجاوز نکند خطری برای سازه پیش نخواهد آمد.



شکل ۲-۱: منحنی تغییر نشست فونداسیون

اگر مقدار q را باز هم اضافه کنیم نشست فونداسیون به میزان زیادی افزایش یافته تا جایی که فونداسیون ناگهان شروع به فرورفتن می‌نماید. فرورفتن فونداسیون به این جهت صورت می‌گیرد که در سطوح معین از خاک مقدار تنش برشی از حد مقاومت برشی خاک تجاوز کرده و در نتیجه باعث شده خاک‌های زیرین روی این سطوح شروع به لغزش نمایند. مقدار $q = \frac{Q}{A}$ را زمانی که خاک شروع به حرکت می‌نماید مقاومت نهایی خاک نامیده آن را به صورت q_u نمایش می‌دهند (شکل ۲-۲).



شکل ۲-۲: سطوح لغزش خاک

نشست فونداسیون در نتیجه اعمال بارها شامل دو قسمت نشست آبی و نشست تحکیمی می‌شود. مجموع نشست آبی و تحکیمی فونداسیون در برجها نباید بیشتر از $\frac{2}{5}$ سانتیمتر برای نشست نسبی و ۵ سانتیمتر برای نشست مطلق گردد.

۲-۲- محاسبه نیروهای وارد بر فونداسیون

برای محاسبه بارهای وارد بر فونداسیون خطوط هوایی نیرو باید کلیه نیروهای اعمال شده به برج را به روی فونداسیون منتقل کرد. برای این کار کافی است همه نیروهای وارده بر برج را بر مرکز سطح مقطع برج در ارتفاع روی فونداسیون انتقال داده و سپس از آنجا به ریشه‌ها منتقل کرد (شکل ۳-۲).

بنابراین نیروها در سه امتداد X.Y.Z در محورهای مختصات سه بعدی OXYZ در نظر گرفته شده و روابط تعادل لنگر و نیرو نسبت به نقطه O بررسی می‌شوند.

$$\sum P_x = 0 \quad \sum M_x = 0 \quad (۱-۲)$$

$$\sum P_y = 0 \quad \sum M_y = 0 \quad (۲-۲)$$

$$\sum P_z = 0 \quad \sum M_z = 0 \quad (۳-۲)$$

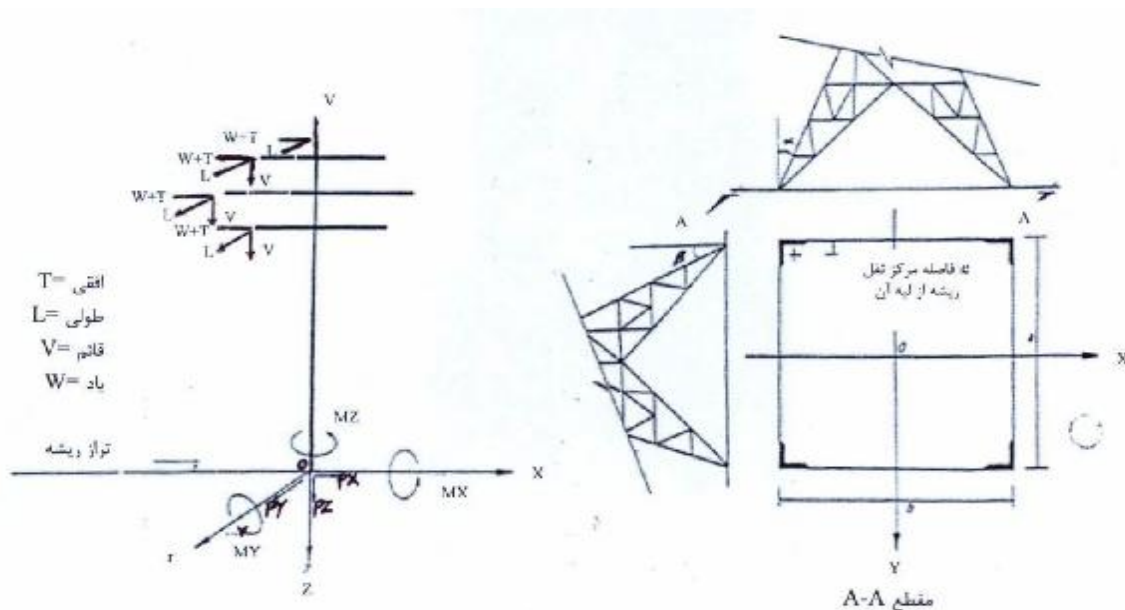
از روابط فوق می‌توان مقادیر لنگرها و نیروها را در نقطه O در سه جهت x, y و z بدست آورد.

نیروها و لنگرها به ترتیب زیر و مطابق شکل ۴-۲، به سر ریشه منتقل می‌شوند. برای مثال در یک برج با مقطع مستطیل شکل نیروهای قائم حاصل از لنگرهای M_x و M_y از روابط زیر بدست می‌آیند:

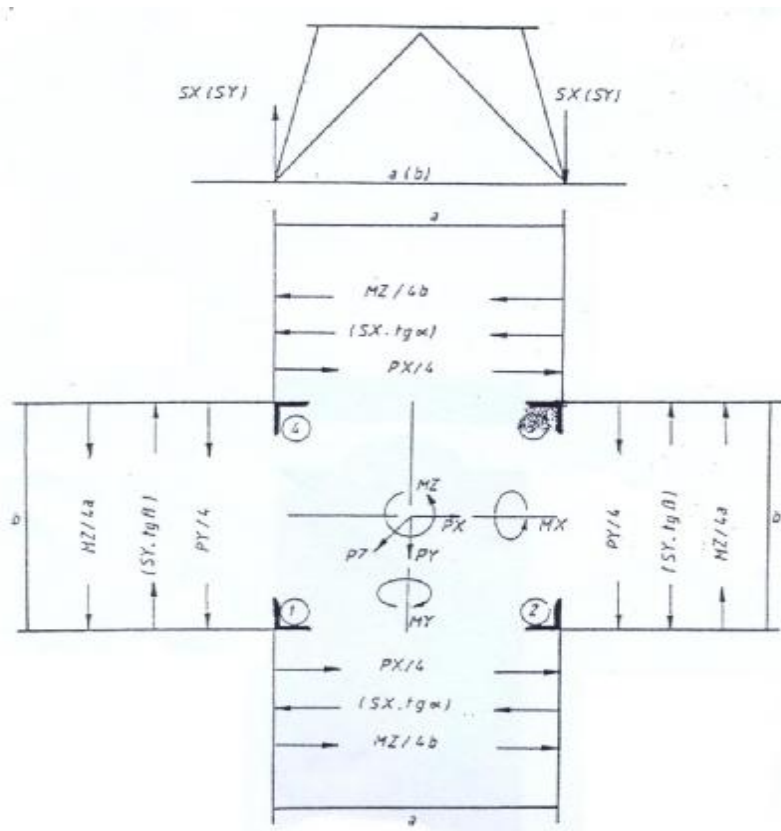
$$S_x = \frac{M_x}{2(a - 2e)} \quad (۴-۲)$$

$$S_y = \frac{M_y}{2(b - 2e)} \quad (۵-۲)$$

که در آن e، فاصله مرکز ثقل ریشه از بال آن می‌باشد (شکل ۳-۲).



شکل ۳-۲: انتقال نیروهای وارد بر برج به پایه‌های آن



شکل ۲-۴: محاسبه نیروهای وارد بر فونداسیون

مطابق شکل (۲-۴) پایه شماره ۲ تحت فشار ماکزیمم و پایه شماره ۴ تحت کشش ماکزیمم قرار دارد. بنابراین برآیند نیروها مطابق جدول (۲-۶) خواهد بود.

جدول ۲-۶: نیروهای برآیند

$HTX = \frac{P_x}{4} - S_x \cdot \tan \alpha - \frac{M_z}{4b}$	نیروهای بالابرنده
$HTY = \frac{P_y}{4} - S_y \cdot \tan \beta + \frac{M_z}{4a}$	
$T = S_x + S_y + P_z + (F_u - 1) / 4 - \frac{W_t}{4}$	
$H CY = \frac{P_x}{4} - S_x \cdot \tan \alpha + \frac{M_z}{4b}$	نیروهای فشاری
$H CY = \frac{P_y}{4} - S_y \cdot \tan \beta - \frac{M_z}{4a}$	
$C = S_x + S_y + \frac{P_z}{4} + \frac{W_t}{4}$	

در جدول فوق:

HTY, HTX: نیروهای افقی وارد بر فونداسیون وقتی کشیده می شود

T: نیروی کششی که بر فونداسیون وارد می شود

HGX, HGY: نیروهای افقی وارد بر فونداسیون وقتی فشرده می شود

C: نیروی فشاری که بر فونداسیون وارد می شود

W_t : وزن برج می باشد.

قابل ذکر است که:

- ضریب بالابر (F_u) بستگی به مسیر خط داشته و مقدار آن از صفر تا $1/5$ در نظر گرفته می شود. برای مسیرهایی که به صورت یکنواخت و دشت هستند این ضریب صفر و برای مسیرهایی که در کوه اجرا می شوند (از آنجا که امکان دارد برج تحت کشش دو برج طرفین قرار گیرد) بیشتر از $0/5$ در نظر گرفته می شود، ولی عموماً مقدار $0/4$ برای این ضریب پیشنهاد می شود.
- معمولاً بارهای فشاری و کششی و افقی که به این ترتیب بدست می آید را ده درصد افزایش داده و به عنوان بار روی فونداسیون در نظر می گیرند.

۳-۲- طراحی فونداسیون ها

فلسفه طراحی بایستی مرتبط با قواعد و اصول حاکم بر طراحی برج ها باشد. همچنانکه فونداسیون ضعیف طراحی صحیح برج را بی فایده می نماید، طراحی یک فونداسیون قوی برای برج ضعیف اتلاف هزینه می باشد. فونداسیون باید مقاوم و پایدار بوده و بارهای مرده و زنده که باعث رانش عمودی می شوند و نیز نیروهای بالابرنده و عکس العمل های افقی را تحمل نماید. همچنین فونداسیون باید قادر به انتقال نیروها به خاک باشد به طوریکه حاشیه ای مناسب بین ظرفیت نهایی خاک و فشار وارده وجود داشته باشد. نشست و چرخش فونداسیون بایستی کمتر از حد مجاز گردد. حدود نشست و تغییر مکان مجاز، بستگی به شکل و طبیعت برج دارد. نشست زیاد باعث تنش های ثانویه قابل توجه در اعضا و خرابی برج می شود. به طور کلی نسبت عرض پایه ها و ارتفاع، تغییر مکان مجاز فونداسیون را مشخص می نماید. برج هایی که پایه های عریض داشته باشند، نشست معادل ۲۰ تا ۲۵ میلی متر را بدون فشار زیاد تحمل می نمایند. علاوه بر اینها می بایستی در مقابل کشش یا نیروهای بالابرنده قدرت نگهداری لازم وجود داشته باشد. به طور خلاصه در یک طرح مناسب باید به نکات زیر توجه نمود.

- شکل و محل فونداسیون به نحوی انتخاب شود که ایمنی اطراف آن در مقابل تحولات قابل پیش بینی برقرار باشد.
 - تنش هایی که فونداسیون بر زمین زیرین خود اعمال می کند در محدوده ای باشد که گسیختگی در آن پدید نیاید.
 - فونداسیون از لحاظ اقتصادی دارای بهترین ابعاد باشد، به طوری که کمترین مقدار بتن و فولاد در آن بکار رود.
- در این بخش روش طراحی فونداسیون های متداول سازه های خطوط انتقال نیرو مورد بررسی قرار می گیرد. بطور کلی طراحی شامل دو بخش زیر خواهد بود:

- آنالیز پایداری

- طراحی برای مقاومت

آنالیز پایداری شامل کنترل واژگونی و شکستگی فونداسیون در اثر چرخش، سرخوردن، افزایش فشار خاک نسبت به مقاومت نهایی و از جا درآمدن فونداسیون است. طراحی برای مقاومت نیز عبارت است از قراردادن صحیح اجزاء به نحوی که فونداسیون بتواند لنگر، برش، کشش و فشار ناشی از نیروهای وارده را به نحو مطلوب تحمل نماید.

۲-۳-۱- فونداسیون منفرد با بالشتک

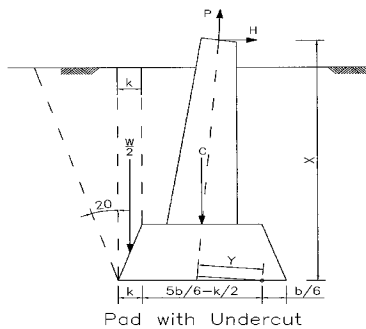
در پایداری فونداسیون‌های منفرد باید مقاومت در برابر واژگونی و مقاومت در برابر نیروهای بالابرنده کنترل گردد. فشار وارد بر خاک نیز نباید از مقدار معینی تجاوز کند. در طراحی نیز پدستال و بالشتک فونداسیون باید قادر به تحمل تنش‌های وارد به آن باشد.

۲-۳-۱-۱- کنترل واژگونی

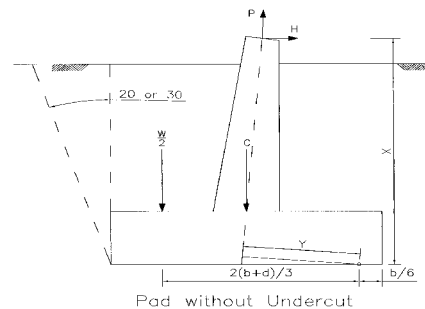
برای مقاومت در برابر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی و بالابرنده لازم است روابط زیر برای فونداسیون بالشتک باگودال زیر (شکل ۵-۲-الف) و بدون گودال زیر (شکل ۵-۲-ب) ارضا شوند.

$$\frac{W}{2} \geq 0.67 \left(\frac{PY + HX - \frac{1}{3}bc}{\frac{5}{6}b - \frac{k}{2}} \right) \quad (۶-۲) \quad \text{(بالشتک با گودال زیر)}$$

$$\frac{W}{2} \geq \frac{PY + HX - \frac{1}{3}bc}{\frac{2}{3}(b+d)} \quad (۷-۲) \quad \text{(بالشتک بدون گودال زیر)}$$



(الف)



(ب)

شکل ۵-۲: بالشتک با گودال زیر و بدون گودال زیر

در روابط فوق :

W: وزن مخروط خاک برحسب کیلوگرم

c: وزن فونداسیون برحسب کیلوگرم

P: نیروی قائم برحسب کیلوگرم

H: نیروی جانبی برحسب کیلوگرم

d: ضخامت بالشتک برحسب سانتیمتر

X: فاصله قائم مؤلفه افقی نیرو از کف فونداسیون برحسب سانتی متر

Y: فاصله عمودی نقطه‌ای که فونداسیون حول آن دوران می‌کند از محور ستون یا پدستال بر حسب سانتی متر

b: عرض بالشتک بر حسب سانتی متر می‌باشد.

مقدار k نیز در شکل فوق نشان داده شده است.

فرضیات زیر در محاسبات فوق مورد استفاده قرار گرفته است:

- فونداسیون حول نقطه‌ای به فاصله $\frac{1}{6}$ عرض فونداسیون از لبه دوران می‌کند.
- وزن فونداسیون در مرکز آن اثر می‌کند.
- اساساً وزن مخروطی که روی پاشنه قرار می‌گیرد در پایداری فونداسیون مؤثر است. در طراحی نصف وزن مخروط در نظر گرفته می‌شود.

۲-۳-۱-۲- کنترل حداکثر فشار وارد بر خاک

بار قائم معمولاً در امتداد محور فونداسیون اعمال می‌گردد و بنابراین تعیین فشار حداکثر در زیر آن به راحتی از تقسیم بار بر سطح فونداسیون بدست می‌آید. وقتی بار بصورت خارج از مرکز وارد شود و یا نیروی جانبی موجود باشد فشار خاک زیر فونداسیون یکنواخت نخواهد بود. در این حالت برای تعیین حداکثر فشار خاک می‌توان از روابط زیر استفاده نمود:

الف - وقتی جمع‌برداری نیروها در $\frac{1}{3}$ میانی قرار گیرد :

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq q_a \quad (۲-۸)$$

ب - وقتی جمع‌برداری نیروها خارج از $\frac{1}{3}$ میانی قرار گیرد :

$$q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B-2e)} \leq q_a \quad (۲-۹)$$

$$e = \frac{M}{Q} \quad (۲-۱۰)$$

که در آنها :

$q_{\max}$: حداکثر فشار وارد بر خاک برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

q_a : فشار مجاز قابل تحمل توسط خاک برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

M : لنگر خمشی برحسب کیلوگرم - سانتیمتر

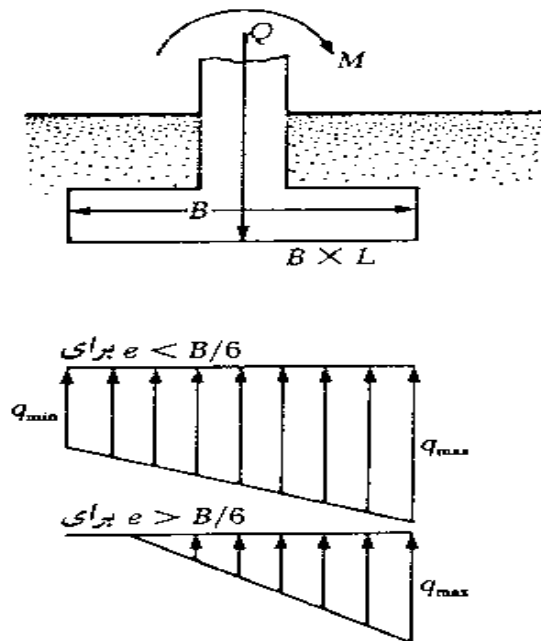
Q : بار قائم برحسب کیلوگرم

e : خروج از مرکزیت برحسب سانتیمتر

B : عرض فونداسیون برحسب سانتیمتر و

L : طول فونداسیون برحسب سانتیمتر می‌باشد.

پارامترهای فوق در شکل ۶-۲ نشان داده شده‌اند.



شکل ۶-۲: فشار خاک وارد بر فونداسیون وقتی بصورت خارج از مرکز اعمال می‌شود

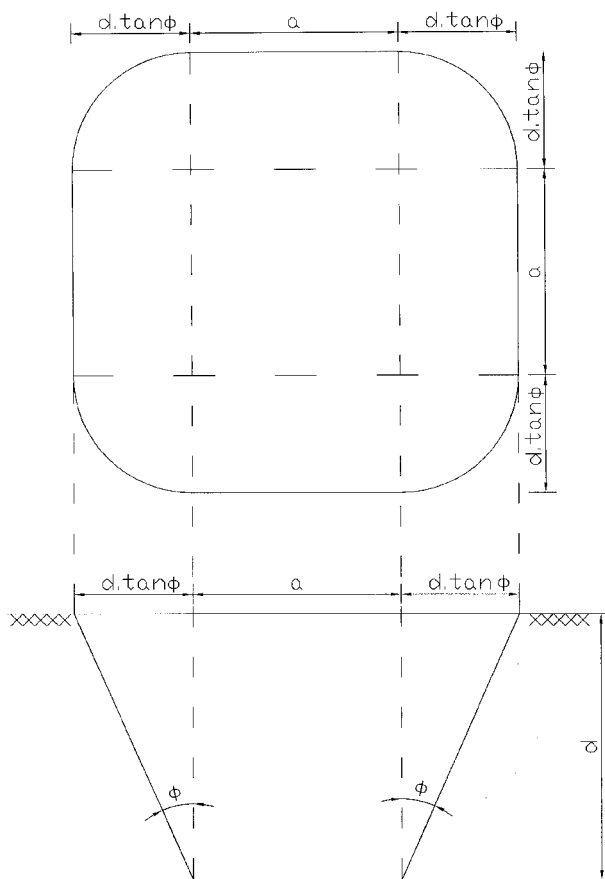
۳-۱-۳-۲- کنترل نیروهای بالابرنده

مقاومت در برابر نیروهای بالابرنده توسط وزن فونداسیون و با در نظر گرفتن کاهش ناشی از نیروی ارشمیدس و وزن مخروط خاک که سطح جانبی آن با محور قائم، زاویه‌ای مساوی زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌سازد تأمین می‌شود. زاویه اصطکاک داخلی با استفاده از نتایج آزمایشات مکانیک خاک بدست می‌آید. با توجه به آنچه گفته شد مقاومت در مقابل نیروهای بالابرنده از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$P \leq \frac{W + C}{FS} = \frac{(\gamma V + C)}{FS} \quad (۱۱-۲)$$

الف - برای فونداسیون مربعی (شکل ۷-۲):

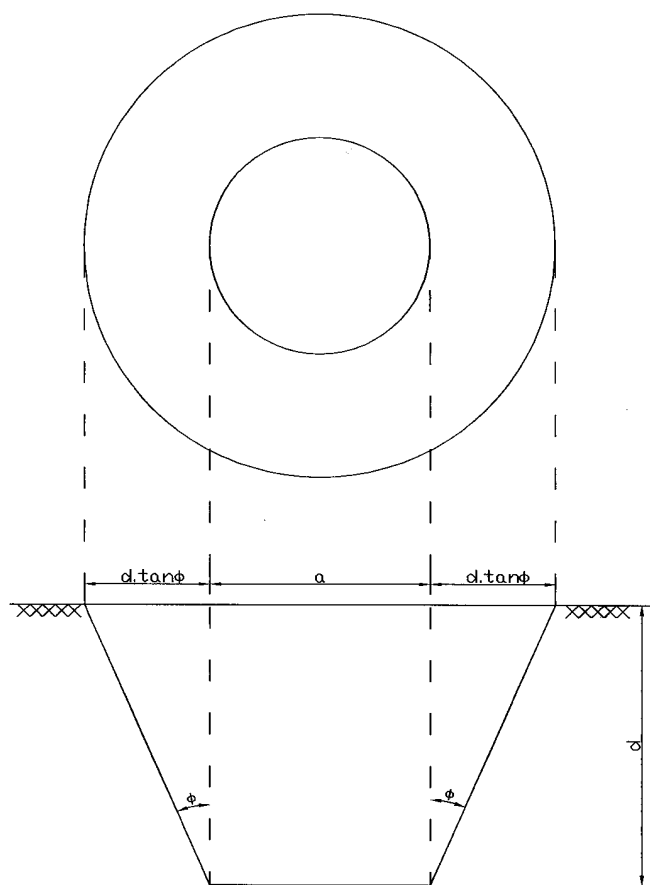
$$V = \frac{d}{3} (\pi d^2 \tan^2 \Phi + 3a^2 + 6ad \tan \Phi) \quad (۱۲-۲)$$



شکل ۷-۲: مخروط خاک برای فونداسیون مربعی

ب - برای فونداسیون دایره‌ای (شکل ۸-۲):

$$V = \frac{\pi d}{12} (4d^2 \tan^2 \Phi + 6ad \tan \Phi + 3a^2) \quad (۱۳-۲)$$



شکل ۲-۸: مخروط خاک برای فونداسیون دایره ای

در روابط فوق :

W : وزن مخروط خاک برحسب کیلوگرم

C : وزن فونداسیون برحسب کیلوگرم

P : نیروی بالابرنده برحسب کیلوگرم

V : حجم مخروط خاک برحسب سانتیمتر مکعب

γ : وزن مخصوص خاک برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مکعب

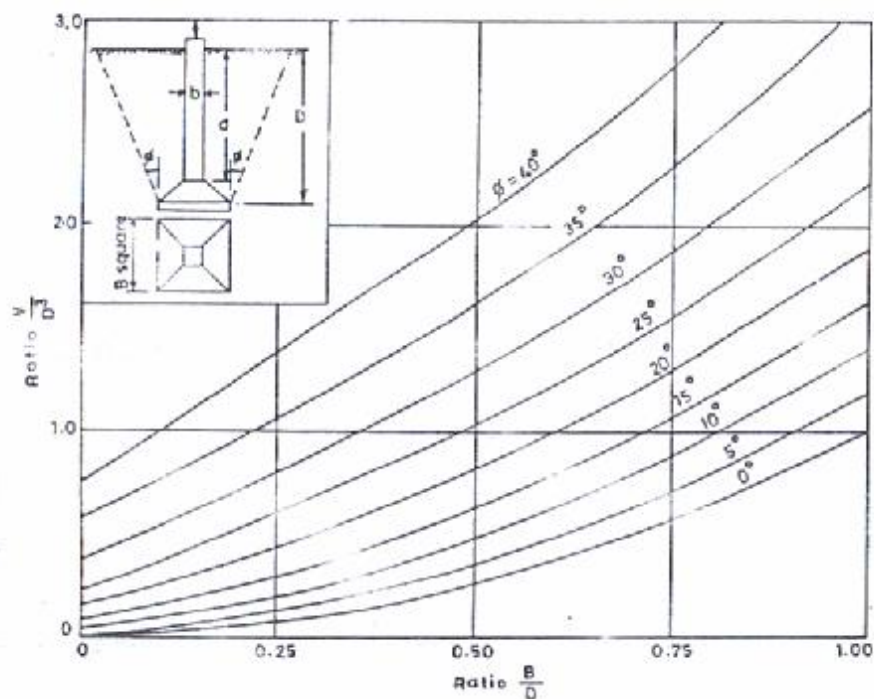
a : عرض یا قطر حفره در پائین برحسب سانتیمتر

d : عمق حفره برحسب سانتیمتر

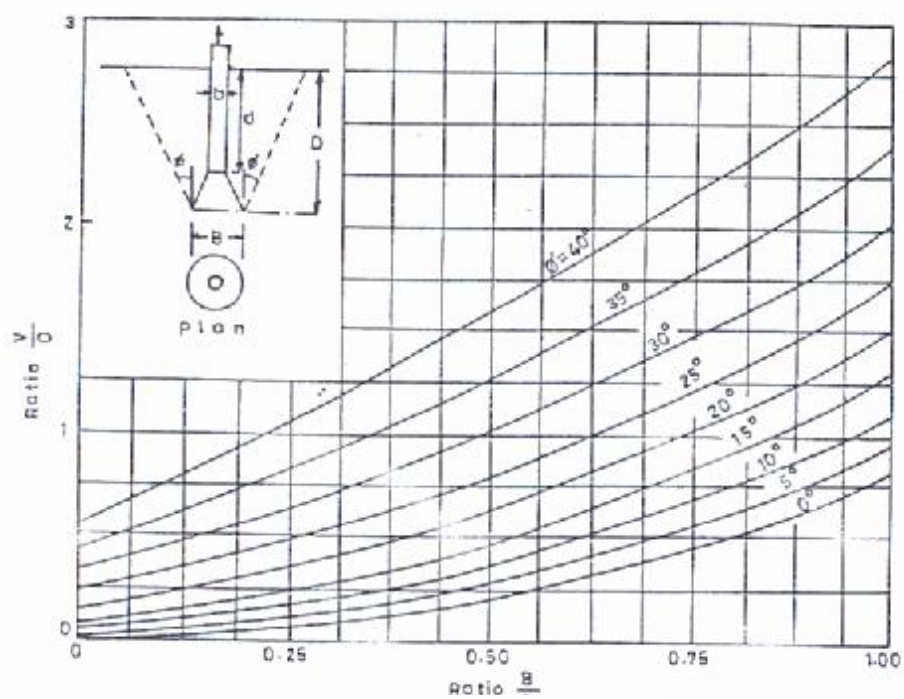
ϕ : زاویه اصطکاک داخلی می باشد.

باید توجه نمود احجام فوق شامل خود فونداسیون و پدستال روی آن تا سطح زمین نیز می شود. به جای استفاده از روابط (۲-۱۲)

و (۲-۱۳) برای محاسبه حجم مخروط خاک می توان از اشکال (۲-۹) و (۲-۱۰) استفاده نمود.



شکل ۲-۹: نمودار محاسبه حجم مخروط خاک برای فونداسیون مربعی



شکل ۲-۱۰: نمودار محاسبه حجم مخروط خاک برای فونداسیون دایره‌ای

۲-۳-۱-۴- طراحی سازه‌ای

از لحاظ سازه‌ای، بالشتک فونداسیون سطحی منفرد شبیه یک دال می‌باشد که بصورت کنسول از اطراف ستون یا پدستال بیرون آمده است و تحت فشار رو به بالای خاک قرار دارد. بالشتک در هر دو جهت تحت خمش بوده و بنابراین لازم است میلگردهایی در در امتداد عمود بر هم در آن تعبیه گردد.

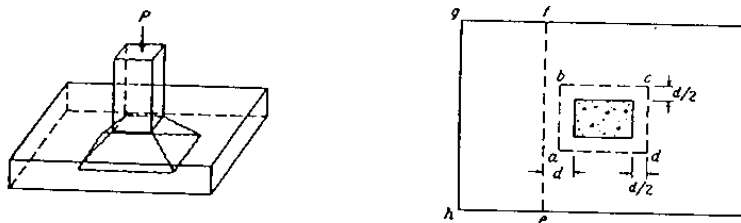
در محاسبه نیروهای داخلی فشار خاک زیر فونداسیون q_u ، ناشی از بارهای ضریب‌دار در نظر گرفته می‌شود. روش طراحی شرح داده شده براساس مقاومت نهایی می‌باشد. پدستال مثل ستون‌های کوتاه بتنی با در نظر گرفتن خمش مرکب طرح می‌شود. باید توجه داشت که چون این ستون ممکن است به عنوان یک عضو کششی عمل کند، مقدار فولاد لازم برای تحمل این کشش باید کنترل شود. قابل ذکر است که درصد بالایی از این کشش را ریشه^۱ برج داخل ستون مهار می‌کند.

۲-۳-۱-۴-۱- برش

پس از محاسبه سطح بالشتک فونداسیون که بر اساس بارهای بدون ضریب و تنش مجاز خاک بدست می‌آید، نوبت به انتخاب ضخامت آن می‌رسد. در تعیین ضخامت، نیروی برشی نقش تعیین کننده‌ای دارد زیرا به دلیل مسائل اقتصادی و اجرایی سعی بر آن است که میلگردها و کلاهکهای برشی مورد استفاده قرار نگیرند و در مقابل ارتفاع مؤثر d طوری انتخاب گردد که جوابگوی نیروی برشی موجود باشد. در فونداسیون‌های منفرد با بالشتک دو نوع برش باید کنترل گردد که عبارتند از:

الف - برش دوطرفه^۲

ب - برش یک طرفه



شکل ۱۱-۲: مقاطع بحرانی برای برش دوطرفه و یک طرفه

مکانیزم برش دوطرفه در شکل ۱۱-۲ نشان داده شده است که در آن ستون یا پدستال تمایل دارد به داخل فونداسیون فرو رود (مقطع $abcd$). فرورفتن ستون در داخل فونداسیون از یک طرف در محیط اطراف ستون تولید تنش برشی و از طرف دیگر به واسطه انتقال نیروی قائم به فونداسیون در آن تولید تنشهای فشاری می‌نماید. ترکیب تنشهای برشی و فشاری در اطراف ستون باعث می‌شود سطح شکست در داخل فونداسیون به شکل هرم ناقص با سطوح جانبی شیبدار و زاویه مایل ۴۵ درجه باشد.

مقطع بحرانی در دالی که سطح گسیختگی در آن بصورتی است که در بالا شرح داده شد به فاصله $\frac{d}{4}$ از بر ستون در نظر گرفته می‌شود. بتنی که برش را تحمل می‌کند همچنین تحت تنش فشاری قائم ناشی از نیروی محوری ستون و تنش فشاری افقی ناشی از خمش دال در دو جهت قرار دارد. این وضعیت تنش سه محوره باعث افزایش مقاومت برشی بتن می‌گردد. آزمایشات نشان

1. Stub
2. Punching

می‌دهند که مقاومت برشی دوطرفه در بتن به مراتب بیش از مقاومت یک طرفه می‌باشد. به همین علت تنش برشی مقاوم بتن در مقطع بحرانی برای برش دو طرفه طبق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$v_c = 0.53(1 + \frac{2}{\beta_c})\sqrt{f'_c} \leq 1.06\sqrt{f'_c} \quad (۱۴-۲)$$

که در آن :

β_c : نسبت ضلع بزرگ مقطع ستون به ضلع کوچک آن.

f'_c : مقاومت ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و

v_c : برش قابل تحمل توسط بتن بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد.

تنش اسمی نهایی در مقطع بحرانی را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد.

$$v_n = \frac{V_u}{\phi_v b_o d} = \frac{V_n}{b_o d} \quad (۱۵-۲)$$

که در آن :

V_u : نیروی برشی نهایی بر حسب کیلوگرم

ϕ_v : ضریب کاهش ظرفیت که برابر ۰/۸۵ در نظر گرفته می‌شود.

b_o : محیط مقطع بحرانی بر حسب سانتی‌متر

d : ارتفاع مؤثر فونداسیون بر حسب سانتی‌متر و

v_n : تنش برشی اسمی در مقطع بحرانی بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد.

در صورتی که نخواهیم هیچ‌گونه آرماتور برشی در فونداسیون تعبیه نمائیم، v_n باید کوچکتر یا مساوی v_c باشد. علاوه بر

برش دوطرفه، برش یک طرفه نیز در مقطع ef (شکل ۲-۱۱) به فاصله d از بر ستون باید کنترل گردد. تنش برشی اسمی نهایی در این مقطع برابر است با :

$$v_n = \frac{V_u}{\phi_v b d} = \frac{V_n}{b d} \quad (۱۶-۲)$$

b : عرض فونداسیون بر حسب سانتی‌متر

d : ارتفاع مؤثر فونداسیون بر حسب سانتی‌متر

V_u : نیروی برشی نهایی بر حسب کیلوگرم که از حاصلضرب q_u در سطح efgh بدست می‌آید (شکل ۲-۱۱) و

V_n : تنش برشی اسمی نهایی بر حسب کیلوگرم می‌باشد.

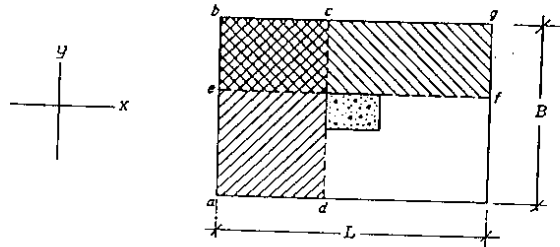
تنش برشی قابل تحمل توسط بتن در برش یک طرفه از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \quad (۱۷-۲)$$

از آنجایی که در طراحی فونداسیون ها از آرماتورهای برشی استفاده نمی شود v_n بدست آمده از روابط ۲-۱۵ و ۲-۱۶ باید به ترتیب از v_c محاسبه شده از روابط ۲-۱۴ و ۲-۱۷ کوچکتر باشند. ضخامت فونداسیون روی میلگردهای تحتانی نباید از ۱۵ سانتیمتر برای فونداسیون های متکی بر خاک و ۳۰ سانتیمتر برای فونداسیون های واقع بر شمع کمتر باشد .

۲-۳-۱-۴-۲- خمش

در هر مقطع دلخواه از بالشتک فونداسیون، لنگر خمشی ایجاد شده بر اثر فشار خاک زیر فونداسیون را می توان به راحتی با استفاده از اصول استاتیک محاسبه کرد. در شکل (۲-۱۲) لنگر خمشی در مقطع cd ، از فشار q_u مؤثر بر سطح $abcd$ ناشی می شود. با داشتن این لنگر می توان میلگردهای خمشی لازم در امتداد x را بدست آورد. بطور مشابه میلگردهای امتداد y نیز قابل محاسبه اند.



شکل ۲-۱۲: مقاطع بحرانی برای محاسبه خمش

آرماتورهای خمشی در هر مقطع دلخواه را می توان از روابط زیر بدست آورد .

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_n}{0.425 f'_c b d^2}} \right] b d \quad (۲-۱۸)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi_m}, \quad \phi_m = 0.9 \quad (۲-۱۹)$$

در روابط فوق :

M_n : لنگر خمشی اسمی قابل تحمل توسط مقطع برحسب کیلوگرم - سانتیمتر

M_u : لنگر خمشی نهایی برحسب کیلوگرم - سانتیمتر

f'_c : مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

f_y : مقاومت جاری شدن میلگردها برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

b : عرض فونداسیون برحسب سانتیمتر و

A_s : سطح مقطع میلگردها برحسب سانتیمتر مربع می باشد.

A_s بدست آمده از رابطه فوق باید از حداقل آرماتور حرارتی مورد نیاز یعنی $0.002bd$ بیشتر باشد. در غیر اینصورت حداقل

پیشنهاد شده مورد استفاده قرار می گیرد.

۲-۳-۱-۳-۲- فشار و کشش

لازم است نیروی فشاری اعمال شده روی پدستال از مقدار مقاومت فشاری مقطع بیشتر نشود. مقاومت فشاری مجاز مقطع پدستال از جمع مقاومت فشاری بتن، ریشه و آرماتور موجود در آن بدست می‌آید.

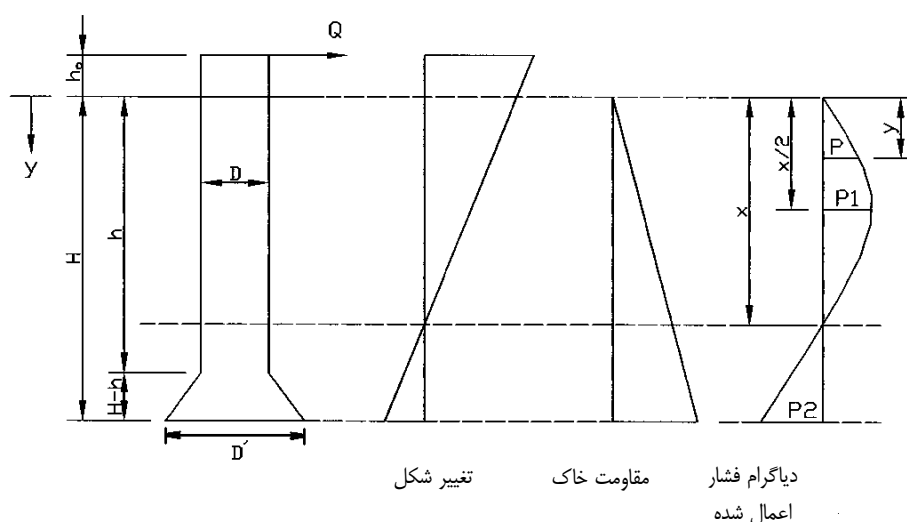
در فونداسیون‌های تحت کشش، از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر شده و نیروی کششی توسط ریشه و آرماتورها تأمین می‌شود.

در تعیین تعداد و طول آرماتورهای مورد نیاز در مقاطع مختلف، لازم است طول گیرداری مناسب با توجه به فشاری یا کششی بودن آرماتورها تأمین شود.

۲-۳-۲- فونداسیون منفرد استوانه‌ای

کلیات طراحی فونداسیون‌های استوانه‌ای مانند کنترل واژگونی، کنترل فشار خاک، کنترل نیروهای بالابرنده و روابط طراحی سازه‌ای همانند مطالب ذکر شده برای فونداسیون‌های منفرد با بالشتک است. در این قسمت روشهای محاسبه نیروهای وارد بر این فونداسیون‌ها آمده است. فونداسیون استوانه‌ای تحت تأثیر بار جانبی مانند یک عضو صلب منفرد عمل می‌کند و می‌توان آن را مثل یک تیر فرض نمود که در خاک الاستیک مدفون و در انتها ثابت شده است. تحلیل دقیق این فونداسیون مستلزم بررسی برهم‌کنش بین سازه و خاک و تعیین ضریب واکنش بستر بوده که برای طراحی عادی مشکل و پیچیده است. از این رو از فرضیاتی جهت ساده شدن تحلیل استفاده می‌گردد. این فرضیات عبارتند از :

- الف - فونداسیون کاملاً صلب است و مقاومت خاک با عمق بصورت خطی تغییر می‌کند.
- ب - فشار وارد به فونداسیون در عمق معین از حاصلضرب فشارخاک و تغییر شکل فونداسیون بدست می‌آید.
- ج - دیاگرام فشار اعمال شده برای عرض واحد بشکل سهمی است.



شکل ۲-۱۳: فونداسیون استوانه‌ای و دیاگرام فشار و تغییر شکل در آن

فشار جانبی مجاز خاک با استفاده از نتایج آزمایشات مکانیک خاک در نظر گرفته خواهد شد.

برای تعیین فشار وارد بر فونداسیون (P) در اعماق مختلف می توان از روابط زیر استفاده کرد:

$$P = bz + cz^2 \quad (2-20)$$

$$z = \frac{y}{H} \quad (2-21)$$

$$b = \frac{A_2(H+h_0) - A_4}{A_1A_4 - A_2A_3} Q \text{ و } c = \frac{A_3 - A_1(H+h_0)}{A_1A_4 - A_2A_3} Q \quad (2-22)$$

که در آنها:

$$A_1 = \mu H \left(\frac{1}{3} H - \frac{1}{2} h + \frac{1}{6} \frac{h^3}{H^2} \right) + \frac{1}{2} DH \quad (2-23)$$

$$A_2 = \mu H \left(\frac{1}{4} H - \frac{1}{3} h + \frac{1}{12} \frac{h^4}{H^3} \right) + \frac{1}{3} DH \quad (2-24)$$

$$A_3 = \mu H^2 \left(\frac{1}{12} H - \frac{1}{6} h + \frac{1}{6} \frac{h^3}{H^2} - \frac{1}{12} \frac{h^4}{H^3} \right) + \frac{1}{6} DH^2 \quad (2-25)$$

$$A_4 = \mu H^2 \left(\frac{1}{20} H - \frac{1}{12} h + \frac{1}{12} \frac{h^4}{H^3} - \frac{1}{20} \frac{h^5}{H^4} \right) + \frac{1}{12} DH^2 \quad (2-26)$$

$$\mu = \frac{D' - D}{H - h} \quad (2-27)$$

برای محاسبه فشارهای ماکزیمم و موقعیت آنها می توان روابط زیر را بکار برد :

$$x = -\frac{b}{c} \quad (2-28)$$

$$P_1 = -\frac{b^2}{4c} \text{ و } P_2 = b + c \quad (2-29)$$

لنگر خمشی (M) نیز از روابط زیر بدست می آید:

$$M = \left(\frac{1}{6} DH^2 z^3 \right) b + \left(\frac{1}{12} DH^2 z^4 \right) c + Q(zH + h_0), z \leq h/H \quad (2-30)$$

$$M = \left[\mu H^2 \left(\frac{1}{12} Hz^4 - \frac{1}{6} hz^3 + \frac{1}{6} \frac{h^3}{H^2} z - \frac{1}{12} \frac{h^4}{H^3} \right) + \frac{1}{6} DH^2 z^3 \right] b + \left[\mu H^2 \left(\frac{1}{20} Hz^5 - \frac{1}{12} hz^4 + \frac{1}{12} \frac{h^4}{H^3} z - \frac{1}{20} \frac{h^5}{H^4} \right) + \frac{1}{12} DH^2 z^4 \right] c + Q(zH + h_0), z \geq h/H \quad (2-31)$$

پارامترهای h_0, D', D, H, Q در شکل (۲-۱۳) نشان داده شده اند.

۲-۳-۳- ریشه داخل بتن

ریشه و کلیت های آن در فونداسیون بتنی باید در مقابل بارهای وارد از برج ایستادگی کند. مقاومت ریشه با در نظر گرفتن عوامل

زیر بررسی می گردد.

- مقاومت چسبندگی ریشه و بتن (Sa)
 - مقاومت باربری کلیت (Sb)
 - مقاومت برشی بتن تحت فشار وارد از برج (Ssc)
 - مقاومت برشی بتن تحت کشش وارد از برج (Ssu)
 - مقاومت پیچ‌های اتصال کلیت به ریشه (SB)
- برای کنترل نیروهای وارد بر ریشه روابط زیر باید برقرار باشد.

$$\frac{Sa + Sb}{C} > 1 \quad (۳۲-۲)$$

$$\frac{Sa + Sb}{T} > 1 \quad (۳۳-۲)$$

$$\frac{Sa + SB}{T} > 1 \quad (۳۴-۲)$$

$$\frac{S'a + Ssc}{C} > 1 \quad (۳۵-۲)$$

$$\frac{S''a + Ssu}{T} > 1 \quad (۳۶-۲)$$

C: نیروی فشاری وارده از برج

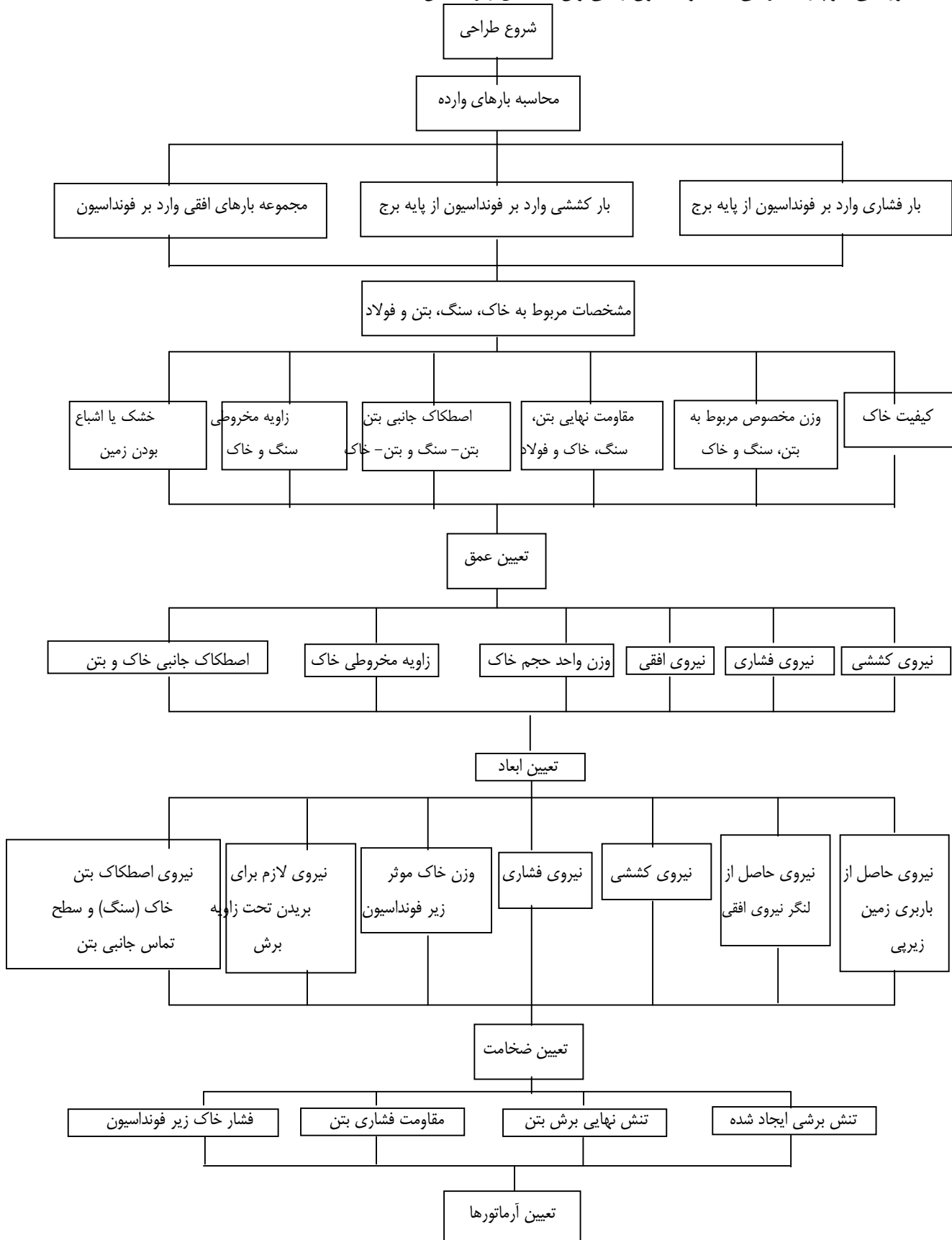
T: نیروی کششی وارده از برج

S'a: مقاومت چسبندگی ریشه در طول موثر برای حالت برش بتن تحت فشار و

S''a: مقاومت چسبندگی ریشه در طول موثر برای حالت برش بتن تحت کشش می‌باشد.

۲-۳-۴- فلوچارت طراحی

به طور کلی فلوچارت طراحی یک فونداسیون را می توان به شکل زیر نمایش داد:



۲-۴- مثالهای کاربردی

۲-۴-۱- مثال اول

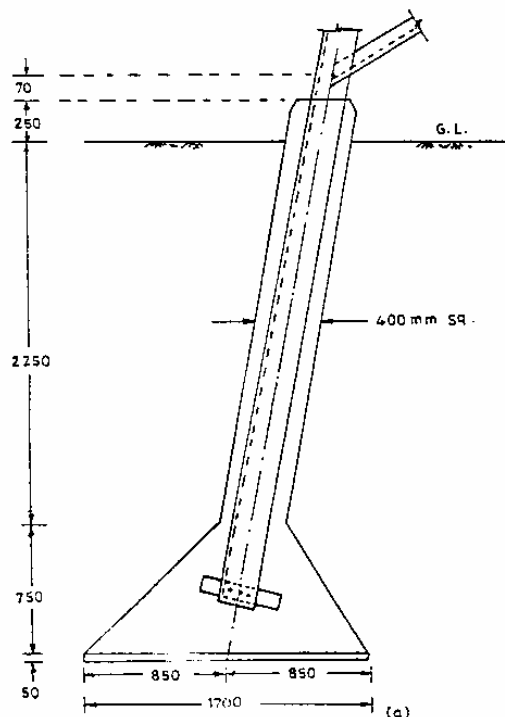
۲-۴-۱- فونداسیونی با بالشتک مربعی مطابق شکل (۲-۱۴) موجود است. این فونداسیون برای یک پایه زاویه‌ای در یک خط ۱۳۲ کیلوولت دومداره به کار رفته است. نیروهای وارد بر فونداسیون در جدول (۲-۷) برای حالت‌های عادی و پارگی هادی‌ها ارائه شده است. مطلوبست کنترل‌های مورد نیاز برای کفایت فونداسیون، خاک از نوع ماسه نیمه متراکم با وزن مخصوص $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ ، $\varphi = 30^\circ$ و تنش مجاز $q_a = 3 \text{ kg/cm}^2$ می‌باشد. ضرایب بار برای شرایط عادی و پارگی هادی‌ها به ترتیب ۲ و ۱/۵ در نظر گرفته می‌شوند.

جدول ۲-۷: نیروهای وارد بر فونداسیون

مقادیر نیروها (تن)		نوع بار
پارگی هادی‌ها (۱/۵ ×)	شرایط عادی (۲ ×)	
۴۵	۴۰	قائم
۳۰	۲۵	بالابرنده
۲/۵	۰/۳۳	برش در جهت عرضی
۱/۶	—	برش در جهت طولی

جدول ۲-۸: نیروهای ضریب‌دار

مقادیر نیروها (تن)		نوع بار
پارگی هادی‌ها	شرایط عادی	
۶۷/۵	۸۰	قائم
۴۵	۵۰	بالابرنده
۳/۷۵	۰/۶۶	برش در جهت عرضی
۲/۴	—	برش در جهت طولی



شکل ۲-۱۴: فونداسیون به کار رفته برای خط ۱۳۲ کیلوولت دومداره

الف) کنترل واژگونی:

باتوجه به ابعاد داده شده در شکل داریم:

$$B = 1.7\text{m}$$

$$D = 2.25 + 0.75 = 3.0\text{m}$$

$$\frac{B}{D} = \frac{1.7}{3.0} = 0.567$$

با استفاده از شکل (۲-۹) برای $\phi = 30^\circ$ و $\frac{B}{D} = 0.567$ داریم:

$$\frac{V}{D^3} = 1.32 \Rightarrow V = 1.32 \times (3.0)^3 = 35.64 \text{ m}^3$$

$$\text{وزن مخروط خاکی } W_s = 35.64 \times 1.7 = 60.588 \text{ ton}$$

$$W_f = (2.5 - 1.7) \left[(0.4)^2 \times 2.25 + \frac{0.75}{3} \left[(1.7)^2 + (0.4)^2 + 1.7 \times 0.4 \right] + 0.05 \times (1.7)^2 \right] + 2.5 \times (0.4)^2 \times 0.25 = 1.246 \text{ ton}$$

$$0.67 \frac{Py + Hx - \frac{1}{3}bc}{\frac{5}{6}b - \frac{k}{z}} \leq \frac{W}{2}$$

رابطه (۲-۶) :

در شکل (۵-۲) داریم:

$$y = \frac{\frac{5}{6}b - \frac{k}{2}}{2} = \frac{\frac{5}{6} \times 1.7 - \frac{0.8}{2}}{2} = 0.508 \text{ m}$$

$$\text{وزن فونداسیون} = W_c = 2.5 \left[(0.4)^2 \times 2.5 + \frac{0.75}{3} \left[(1.7)^2 + 0.4^2 + 1.7 \times 0.4 \right] + 0.05 \times (1.7)^2 \right] = 5.88 \text{ ton}$$

$$\text{وزن خاک} = W = W_s + W_f - W_c = 60.588 + 1.246 - 5.88 = 55.954 \text{ ton}$$

$$0.67 \frac{60 \times 0.508 + 0.66 \times 3.30 - \frac{1}{3} \times 1.7 \times 5.88}{\frac{5}{6} \times 1.7 - \frac{0.8}{2}} = 19.34 \text{ ton} \quad \text{بارگذاری عادی:}$$

$$0.67 \frac{57 \times 0.508 + 3.75 \times 3.3 - \frac{1}{3} \times 1.7 \times 5.88}{\frac{5}{6} \times 1.7 - \frac{0.8}{2}} = 25.06 \text{ ton} \quad \text{پارگی هادی‌ها}$$

$$\frac{W}{2} = \frac{55.954}{2} = 27.98 \text{ ton} > 25.06 \text{ ton} \quad \text{o.k.}$$

(ب) کنترل حداکثر فشار وارد بر خاک (بارهای بدون ضریب)

$$W' = (1.7)^2 \times 1.7 = 4.913 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{Q} = \frac{0.33 \times 3.3}{40 + 4.913 + 1.246} = 0.024 \text{ m} \quad \text{بارگذاری عادی}$$

$$e = \frac{M}{Q} = \frac{2.5 \times 3.3}{45 + 4.913 + 1.246} = 0.161 \text{ m} \quad \text{پارگی هادی‌ها}$$

$$\frac{e}{B} = \frac{0.161}{1.7} = 0.095 < \frac{1}{6}$$

$$\Rightarrow q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{45 + 4.913 + 1.246}{(1.7)^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.077}{1.7} \right) \\ = 27.79 \text{ t/m}^2 = 2.78 \text{ kg/cm}^2 < 3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

(ج) کنترل نیروهای بالا برنده:

$$P \leq \frac{W + W_c}{FS} \quad \text{رابطه (۲-۱)}$$

$$FS = 1.2 \Rightarrow \frac{W + W_c}{FS} = \frac{55.954 + 5.88}{1.2} = 51.53 \text{ ton} > 50 \text{ ton} \quad \text{o.k.}$$

الف - محاسبه پارامترهای مهم :

$$A_d = \frac{\pi}{4} d^2 \Rightarrow A_d = \frac{3.142}{4} \times (1.2)^2 = 1.131 \text{ m}^2$$

سطح مقطع فونداسیون در بالا

$$A_f = \frac{\pi}{4} D_b^2 \Rightarrow A_f = \frac{3.142}{4} \times (1.6)^2 = 2.011 \text{ m}^2$$

سطح مقطع فونداسیون در پایین

$$D_u = D_b + 2D_t \cdot \tan \theta \Rightarrow D_u = 1.6 + 2 \times 4.50 \times \tan 30^\circ = 6.796$$

قطر مخروط گسیختگی خاک در سطح زمین

ب - محاسبه حجم و وزن بتن :

$$V_{c1} = A_d \cdot h_1 \Rightarrow V_{c1} = 1.131 \times 0.3 = 0.339 \text{ m}^3$$

(۱) بالایی تراز :

$$V_{c2} = A_d \cdot D_{f_o} \Rightarrow V_{c2} = 1.131 \times 0.3 = 0.339 \text{ m}^3$$

(۲) و (۱) بین تراز :

$$V_{c3} = A_d \cdot H_o \Rightarrow V_{c3} = 1.131 \times 4.1 = 4.637 \text{ m}^3$$

(۳) و (۲) بین تراز :

$$V_{c4} = \frac{\pi h}{12} (D_b^2 + D_b d + d^2) \Rightarrow V_{c4} = \frac{3.141 \times 0.4}{12} \times ((1.6)^2 + 1.6 \times 1.2 + (1.2)^2) = 0.620 \text{ m}^3$$

(۳) پایینی تراز :

$$V_c = V_{c1} + V_{c2} + V_{c3} + V_{c4} \Rightarrow V_c = 0.339 + 0.339 + 4.637 + 0.620 = 5.935 \text{ m}^3$$

(حجم بتن)

$$W_{cc} = V_c \cdot \gamma_{cc} \Rightarrow W_{cc} = 5.935 \times 2.4 = 14.244 \text{ ton}$$

$$W_{ct} = V_c \cdot \gamma_{ct} \Rightarrow W_{ct} = 5.935 \times 1.6 = 9.496 \text{ ton}$$

ج - محاسبه حجم و وزن خاک :

$$V'_c = V_{c2} + V_{c3} + V_{c4} \Rightarrow V'_c = 0.339 + 4.637 + 0.620 = 5.596 \text{ m}^3$$

$$V''_c = V_{c3} + V_{c4} \Rightarrow V''_c = 4.637 + 0.620 = 5.257 \text{ m}^3$$

$$V_{sc} = A_f \cdot D_c - V'_c \Rightarrow V_{sc} = 2.011 \times 4.80 - 5.596 = 4.057 \text{ m}^3$$

$$V'_{st} = A_f \cdot D_t - V''_c \Rightarrow V'_{st} = 2.011 \times 4.50 - 5.257 = 3.793 \text{ m}^3$$

$$V'_{st} = \frac{\pi D_t}{12} (D_b^2 + D_b \cdot D_u + D_u^2) - V''_c \Rightarrow$$

$$V_{st} = \frac{3.142 \times 4.5}{12} \times [(1.6)^2 + 1.6 \times 6.796 + (6.796)^2] - 5.257 = 64.980 \text{ m}^3$$

$$W_{sc} = V_{sc} \cdot \gamma_{sc} \Rightarrow W_{sc} = 4.057 \times 1.9 = 7.708 \text{ ton}$$

$$W'_{st} = V'_{st} \cdot \gamma_{st} \Rightarrow W'_{st} = 3.793 \times 1.26 = 4.779 \text{ ton}$$

$$W_{st} = V_{st} \cdot \gamma_{st} \Rightarrow W_{st} = 64.980 \times 1.26 = 81.875 \text{ ton}$$

د- کنترل نیروهای فشاری :

$$FS = \frac{q_{uc} \cdot A_f}{C + W_{cc} + W_{sc}} \Rightarrow FS = \frac{100 \times 2.011}{157.299 + 14.244 + 7.708} = 1.122$$

ه- کنترل نیروهای بالابرنده :

$$FS_1 = \frac{W_{ct} + W_{st}}{T} \Rightarrow FS_1 = \frac{9.496 + 81.875}{91.148} = 1.002$$

$$R_s = (1 + \tan^2 \Phi) \cdot \pi \cdot D_b \cdot \gamma_{st} \cdot D_t^2 / 2 \Rightarrow R_s = \left[1 + \tan^2 (42) \right] \times 3.142 \times 1.6 \times 1.26 \times (4.5)^2 / 2 = 116.115 \text{ ton}$$

$$FS_2 = \frac{R_s + W_{ct} + W'_{st}}{T} \Rightarrow FS_2 = \frac{116.115 + 9.496 + 4.779}{91.148} = 1.431$$

$$FS_3 = \frac{\pi \cdot D_b \cdot \tau \cdot D_t + W_{ct} + W'_{st}}{T} \Rightarrow FS_3 = \frac{3.142 \times 1.6 \times 13 \times 4.5 + 9.496 + 4.779}{91.148} = 3.383$$

و- کنترل نیروهای جانبی :

$$Q_p = \sqrt{H_f^2 + H_s^2} \Rightarrow Q_p = \sqrt{25.674^2 + 21.302^2} = 33.361 \text{ kg}$$

$$\mu = \frac{D_b - d}{h} \Rightarrow \mu = \frac{1.6 - 1.2}{0.4} = 1.0$$

$$A_1 = \mu \cdot D_t \left(\frac{D_t}{3} - \frac{H_0}{2} + \frac{H_0^3}{6D_t^2} \right) + \frac{d \cdot D_t}{2} \Rightarrow A_1 = 1.0 \times 4.5 \times \left(\frac{4.5}{3} - \frac{4.10}{2} + \frac{(4.10)^3}{6 \times (4.5)^2} \right) + \frac{1.2 \times 4.5}{2} = 2.778$$

$$A_2 = \mu \cdot D_t \left(\frac{D_t}{4} - \frac{H_0}{3} + \frac{H_0^4}{12D_t^3} \right) + \frac{d \cdot D_t}{3} \Rightarrow A_2 = 1.0 \times 4.5 \times \left(\frac{4.5}{4} - \frac{4.10}{3} + \frac{(4.10)^4}{12 \times 4.5^3} \right) + \frac{1.2 \times 4.5}{3} = 1.875$$

$$A_3 = \mu \cdot D_t^2 \left(\frac{D_t}{12} - \frac{H_0}{6} + \frac{H_0^3}{6D_t^2} - \frac{H_0^4}{12D_t^3} \right) + \frac{d \cdot D_t^2}{6} \Rightarrow$$

$$A_3 = 1.0 \times 4.5^2 \times \left(\frac{4.5}{12} - \frac{4.10}{6} + \frac{(4.10)^3}{6 \times 4.5^2} - \frac{(4.10)^4}{12 \times 4.5^3} \right) + \frac{1.2 \times 4.5^2}{6} = 4.060$$

$$A_4 = \mu \cdot D_t^2 \left(\frac{D_t}{20} - \frac{H_0}{12} + \frac{H_0^4}{12D_t^3} - \frac{H_0^5}{20D_t^4} \right) + \frac{d \cdot D_t^2}{12} \Rightarrow$$

$$A_4 = 1.0 \times (4.5)^2 \times \left(\frac{4.5}{20} - \frac{4.10}{12} + \frac{(4.10)^4}{12 \times 4.5^3} - \frac{(4.10)^5}{20 \times 4.5^4} \right) + \frac{1.2 \times (4.5)^2}{12} = 2.035$$

$$b = \frac{A_2 \cdot H - A_4}{A_1 \cdot A_4 - A_2 \cdot A_3} Q_P \Rightarrow b = \frac{1.875 \times 5.15 - 2.035}{2.778 \times 2.035 - 1.875 \times 4.060} \times 33.361 = -129.769$$

$$c = -\frac{A_1 \cdot H - A_3}{A_1 \cdot A_4 - A_2 \cdot A_3} Q_P \Rightarrow c = -\frac{2.778 \times 5.15 - 4.060}{2.778 \times 2.035 - 1.875 \times 4.060} \times 33.361 = 174.473$$

$$K = -\frac{b}{2c} \Rightarrow K = -\frac{-129.769}{2 \times 174.473} = 0.372 \quad (\text{عمقی که فشار خاک در آن ماکزیمم است})$$

$$d_f = D_t \cdot k \Rightarrow d_f = 4.50 \times 0.372 = 1.674 \text{ m}$$

$$Ph_{\max} = b \cdot k + c \cdot k^2 \Rightarrow Ph_{\max} = -129.769 \times 0.372 + 174.473 \times 0.372^2 = -24.130 \text{ t/m}^2$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{42}{2} \right) = 0.198$$

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{42}{2} \right) = 5.045$$

$$S_k = 1 + 0.375 \frac{D_t}{d} \Rightarrow S_k = 1 + 0.375 \times \frac{4.5}{1.2} = 2.406$$

$$q_{ph} = (k_p \cdot S_k - k_a) \cdot d_f \cdot \gamma_{sc} \Rightarrow q_{ph} = (5.045 \times 2.406 - 0.198) \times 1.674 \times 1.9 = 37.977 \text{ ton/m}^2$$

$$FS = \frac{q_{ph}}{Ph_{\max}} \Rightarrow FS = \frac{37.999}{24.130} = 1.575$$

ز- محاسبه آرما توره های مورد نیاز :

$$\begin{cases} M = Q_p (h_0 + D_t y) + \frac{dbD_t^2}{6} y^3 + \frac{dcD_t^2}{12} y^4 \\ V = \frac{dM}{dy} = Q_p \cdot D_t + \frac{dbD_t^2}{2} y^2 + \frac{dcD_t^2}{3} y^3 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M = 33.361 \times (0.30 + 4.5y) + \frac{1.2 \times (-129.769) \times (4.5)^2}{6} y^3 + \frac{1.2 \times 174.473 \times (4.5)^2}{12} y^4 \\ V = 33.361 \times 4.5 + \frac{1.2 \times (-129.769) \times (4.5)^2}{2} y^2 + \frac{1.2 \times 174.473 \times (4.5)^2}{3} y^3 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M = 33.361 \times (0.30 + 4.5y) - 525.564y^3 + 353.308y^4 \\ V = 150.125 - 1576.693y^2 + 1413.231y^3 \end{cases} \Rightarrow$$

$$V = 150.125 - 1576.693y^2 + 1413.231y^3 = 0 \Rightarrow y = 0.380 \text{ m}, \quad y_m = 0.380 \times 4.5 = 1.71 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 33.361 \times (0.30 + 4.5 \times 0.380) - 525.564 \times 0.380^3 + 353.308 \times 0.380^4 = 45.584 \text{ ton.m}$$

$$T'' = T - (V_{c1} + V_{c2} + A_d \cdot y_m) \cdot \gamma_{ct} \Rightarrow T'' = 91.148 - (0.339 + 0.339 + 1.131 \times 1.71) \times 2.4 = 84.879 \text{ ton}$$

$$d' = 6 \text{ cm}$$

$$A_s = 65.538 \text{ cm}^2$$

(نیروی کششی در تراز لنگر حداکثر)

$$f_s = \frac{T''}{\Sigma A_s} + \frac{4M_{\max}}{\Sigma A_s \cdot (d - 2d')} \Rightarrow f_s = \frac{84.879 \times 1000}{65.538} + \frac{4 \times 45.584 \times 10^5}{65.538 \times (114 - 6)}$$

$$= 3871 \text{ kg/cm}^2 < F_u = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

پیوست ۲-۱: محاسبات شمع

در نقاطی که به علت زیاد بودن نیروها و یا ضعف مقاومت خاک، استفاده از فونداسیونهای معمولی با ابعاد متعارف امکان پذیر نباشد، از فونداسیونهای عمیق (شمعها) استفاده می شود.

شمعها عمدتاً برای تحمل نیروهای فشاری و کششی وارد بر آنها طرح می شوند. تحت نیروهای جانبی تغییر مکان بالای شمع نیز باید کنترل گردد تا از مقادیر مجاز تجاوز نکند.

ظرفیت باربری نهایی شمع را می توان مجموع ظرفیت باربری نوک شمع و ظرفیت باربری اصطکاک جلدی شمع در نظر گرفت :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2-37)$$

که در آن :

Q_u : ظرفیت باربری نهایی شمع

Q_p : ظرفیت باربری نوک شمع و

Q_s : ظرفیت باربری اصطکاک جدار شمع (ظرفیت باربری جلدی) می باشد.

روش محاسبه این مقادیر در ادامه شرح داده می شود.

- ظرفیت باربری نوک شمع (Q_p)

ظرفیت باربری نهایی واحد سطح نوک شمع عبارت است از :

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^* \quad (2-38)$$

توجه شود که در رابطه فوق برای تأکید در استفاده از تنش مؤثر قائم، به جای q از q' استفاده شده است. با توجه به رابطه فوق

ظرفیت باربری نوک شمع بصورت زیر در می آید :

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \quad (2-39)$$

که در آن :

A_p : سطح مقطع نوک شمع برحسب سانتیمتر مربع

c : چسبندگی خاکی که نوک شمع بر آن متکی است برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

q_p : ظرفیت باربری نهایی واحد سطح نوک شمع برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و

N_c^* , N_q^* : ضرایب ظرفیت باربری می باشند.

برای تعیین ضرایب ظرفیت باربری N_c^* , N_q^* روشهای متعددی شامل روش مایرهوف، روش وسیک و روش جانبی وجود دارد.

لازم بذکر است که طراح جهت تعیین ظرفیت باربری مختار به استفاده از تمامی روشهای فوق الذکر بوده که در این گزارش تنها

به تشریح روش وسیک پرداخته شده است.

روشن و سیک

باتوجه به این روش، بر اساس پارامترهای تنش مؤثر، ظرفیت باربری نوک شمع از رابطه زیر بدست می آید :

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma'_o N_\sigma^*) \quad (۲-۴۰)$$

که در آن :

σ'_o : تنش نرمال متوسط زمین (مؤثر) برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در تراز نوک شمع است که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma'_o = \left(\frac{1+2k_o}{3}\right)q' \quad (۲-۴۱)$$

q' : تنش قائم مؤثر در تراز نوک شمع برحسب

k_o : ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون که از رابطه زیر بدست می آید:

$$k_o = 1 - \sin \phi \quad (۲-۴۲)$$

توجه شود که رابطه (۲-۴۰) اصلاح شده رابطه (۲-۳۹) است که در آن:

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{1+2k_o} \quad (۲-۴۳)$$

N_c^* براساس رابطه زیر تعیین می شود :

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (۲-۴۴)$$

برای N_σ^* داریم :

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \quad (۲-۴۵)$$

که در آن I_{rr} شاخص صلبیت کاهش یافته خاک است که برابر است با :

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r \Delta} \quad (۲-۴۶)$$

I_r : شاخص صلبیت خاک است که از رابطه زیر بدست می آید :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c+q' \tan \phi)} = \frac{G_s}{c+q' \tan \phi} \quad (۲-۴۷)$$

در روابط فوق :

E_s : ضریب الاستیسیته خاک برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

μ_s : ضریب پواسون خاک

G_s : ضریب الاستیسیته برشی خاک (مدول برشی) برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و

Δ : کرنش حجمی متوسط در ناحیه پلاستیک واقع در زیر نوک شمع می باشد.

در شرایطی که هیچ گونه تغییر حجمی وجود نداشته باشد (ماسه متراکم و رس اشباع)، $\Delta = 0$ است و در نتیجه خواهیم داشت :

$$I_r = I_{rr}$$

در جدول (۹-۲) مقادیر N_c^* (عدد بالایی) و N_{σ}^* (عدد پائینی) برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک داخلی ϕ و I_{rr} ارائه شده است.

. جدول ۹-۲: ضرایب ظرفیت باربری شالوده عمیق (N_c^*, N_{σ}^*)

Φ	I_{rr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39
	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23
2	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71
	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51
3	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18
	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85
4	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80
	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24
5	8.90	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	7.94	18.86	19.59
	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71
6	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56
	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.37
7	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.75	12.46	22.71	23.73
	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91
8	10.45	12.55	14.90	16.11	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11
	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67
9	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73
	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55
10	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.2	29.99	31.59
	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
11	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73
	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75
12	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	3.41	36.02	38.16
	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11
13	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	39.44	41.89
	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67
14	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96
	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46
15	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
	4.96	6.00	7.26	8.11	7.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50
16	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20
	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	10.83
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.17	60.42
	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.69	18.20	19.47
18	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
19	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
20	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	55.79	72.82	78.78
	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
21	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
22	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
23	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
24	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
25	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.90	97.81	109.88	120.23
	12.12	15.95	20.98	24.04	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06

ادامه جدول ۲-۹

Φ	I_{rr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
26	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	73.31	92.90	105.84	117.11
32	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	35.99	50.72	71.24	86.80	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
	23.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
	29.60	41.68	58.68	79.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	41.17	58.61	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	43.04	61.75	88.36	108.86	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	53.70	78.60	114.32	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20		468.28
45	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
46	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	412.26	486.54	551.16
	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
47	64.07	95.12	140.99	177.40	208.87	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
48	66.97	99.75	118.35	187.04	220.45	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
49	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	308.37	454.42	573.38	676.22	768.53
50	73.19	109.70	142.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

From "Design of pile foundations", by A.S. Vesic in NCHRP syntheses of highway practice 42.

Transportation research board 1977. reprinted by permission

۹-۲ ادامه جدول ۲-۹ Note: Upper number: N_c^* lower number: N_c^*

برای $\phi = 0$ (یعنی رس اشباع زهکشی نشده) داریم :

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\sin I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (۴۸-۲)$$

مقادیر I_r را می توان از آزمایشات تحکیم و سه محوری بر حسب تراز تنش مربوطه تخمین زد . برای محاسبات مقدماتی مقادیر زیر قابل توصیه اند :

جدول ۲-۱: مقادیر پیشنهادی برای I_r

نوع خاک	I_r
ماسه	۷۰-۱۵۰
لای و رس (زهکشی شده)	۵۰-۱۰۰
رس (زهکشی نشده)	۱۰۰-۲۰۰

مقاومت اصطکاکی Q_s

مقاومت اصطکاکی یا جلدی شمع بصورت زیر تعریف می شود.

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (۴۹-۲)$$

که در آن :

p : محیط مقطع شمع برحسب سانتیمتر

ΔL : جزء طولی از شمع که در آن p و f ثابت فرض شده اند برحسب سانتیمتر

f : مقاومت اصطکاکی واحد سطح در عمق Z برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد .

الف- مقاومت اصطکاکی در ماسه

مقاومت اصطکاکی واحد سطح در هر عمق دلخواه شمع طبق رابطه زیر تعریف می شود :

$$f = K \sigma'_v \tan \delta \quad (۵۰-۲)$$

که در آن :

K : ضریب فشار جانبی خاک

σ'_v : تنش قائم مؤثر در عمق مورد نظر برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و

δ : زاویه اصطکاک بین شمع و خاک می باشد.

مقدار K با عمق تغییر می کند و تقریباً مساوی ضریب فشار مقاوم رانکین K_p در بالای شمع و احتمالاً کمتر از ضریب فشار خاک در حالت سکون K_0 در نوک شمع می باشد. مقدار آن بستگی به روش اجرا و کوبیدن شمع دارد. بر پایه نتایج موجود در حال حاضر، مقادیر متوسط قابل توصیه برای K به شرح زیر می باشند.

برای شمع های حفاری شده و یا کوبیده شده با جت آب :

$$K = k_0 = 1 - \sin \phi$$

برای شمع کوبیده شده با جابجائی کم :

$$K = k_0 \quad (\text{حد پائین})$$

$$K = 1.4 k_0 \quad (\text{حد بالا})$$

برای شمع‌های کوبیده شده با جابجائی زیاد:

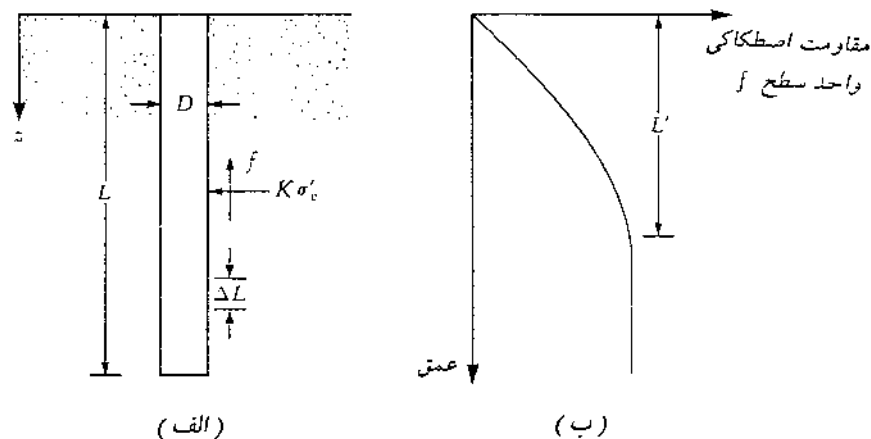
$$K = k_0 \text{ (حد پائین)}$$

$$K = 1.8k_0 \text{ (حد بالا)}$$

تنش قائم مؤثر σ'_v برای استفاده در روابط فوق با عمق شمع افزایش پیدا کرده و در عمقی حدود ۱۵ تا ۲۰ برابر قطر شمع به مقدار حدی حداکثر خود می‌رسد و از آنجا به بعد ثابت می‌ماند. این مسئله در شکل (۲-۱۶) نشان داده شده است. این طول بحرانی L' ، بستگی به عوامل متعددی نظیر زاویه اصطکاک داخلی و قابلیت فشرده‌گی و تراکم نسبی دارد. به طور محافظه کارانه آن را می‌توان مساوی مقدار زیر در نظر گرفت.

$$L' = 15D$$

تحقیقات مختلف مقدار δ را بین 0.5ϕ تا 0.8ϕ نشان می‌دهد. در انتخاب مقدار آن، قضاوت مهندسی لازم است.



شکل ۲-۱۶: مقاومت اصطکاکی واحد سطح برای شمع در ماسه

مقدار مقاومت اصطکاکی متوسط واحد سطح برای شمع‌های کوبیده شده با جابجائی زیاد با استفاده از عدد نفوذ استاندارد طبق رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$f_{av} (\text{kN/m}^2) = 2\bar{N} \quad (2-51)$$

در رابطه فوق:

$\bar{N}$: عدد نفوذ استاندارد متوسط است.

ب- مقاومت اصطکاکی در خاکهای رسی

برای تعیین مقاومت اصطکاکی واحد سطح جانبی شمع در خاکهای رسی روش‌های متعددی توصیه شده است. در زیر یکی از

روشها را بطور خلاصه بررسی می‌کنیم.

- روش ۱

در این روش فرض می‌شود که جابجایی خاک به علت کوبیدن شمع، ایجاد فشار جانبی مقاوم در هر عمق می‌نماید و مقدار مقاومت جلدی متوسط واحد سطح جانبی با استفاده از رابطه زیر قابل تعیین است.

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}_v' + 2c_u) \quad (52-2)$$

که در آن :

$\bar{\sigma}_v'$: تنش قائم مؤثر متوسط برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع برای کل طول مدفون شمع

c_u : مقاومت برشی زهکشی نشده متوسط (شرایط $\phi = 0$) برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد.

مقدار λ بر حسب عمق نفوذ شمع تغییر می‌کند شکل (۲-۱۷). در نتیجه مقاومت اصطکاکی کل را می‌توان با استفاده از رابطه

زیر تعیین نمود :

$$Q_s = PLf_{av} \quad (53-2)$$

که در آن :

p : محیط شمع برحسب سانتیمتر

L : طول شمع برحسب سانتیمتر و

f_{av} : مقاومت جلدی متوسط واحد سطح جانبی برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد.

در خاکهای لایه‌بندی شده تعیین مقادیر $\bar{\sigma}_v'$, c_u باید با دقت توأم باشد. این مسئله را می‌توان با توجه به شکل (۲-۱۸) تشریح

کرد. با توجه به این شکل، مقدار متوسط c_u برابر است با :

$$\frac{c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots}{L} \quad (54-2)$$

شکل (۲-۱۸) نیز تغییرات تنش مؤثر را با عمق نشان می‌دهد. مقدار تنش قائم مؤثر متوسط برابر است با :

$$\bar{\sigma}_v' = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \quad (55-2)$$

که در آن $A_1, A_2, A_3, \dots$ مساحت‌های زیر نمودار تنش قائم مؤثر می‌باشند.

- ظرفیت باربری مجاز شمع

پس از تعیین ظرفیت باربری نهایی شمع با جمع ظرفیت باربری نوک و ظرفیت مقاومت اصطکاکی با اعمال ضریب اطمینان

مناسب، ظرفیت باربری مجاز شمع بدست می‌آید :

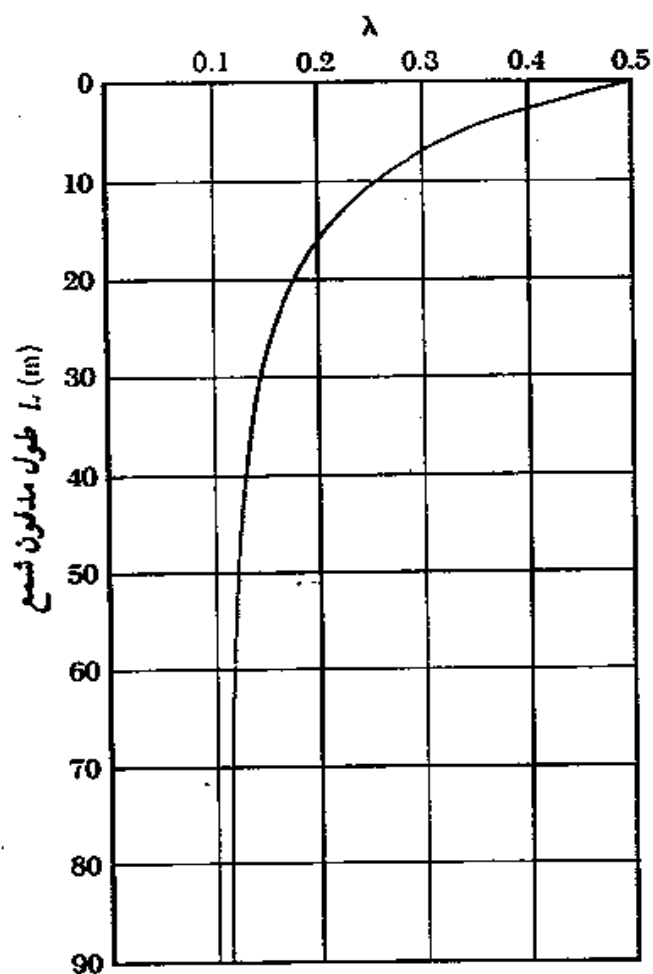
$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \quad (56-2)$$

که در آن :

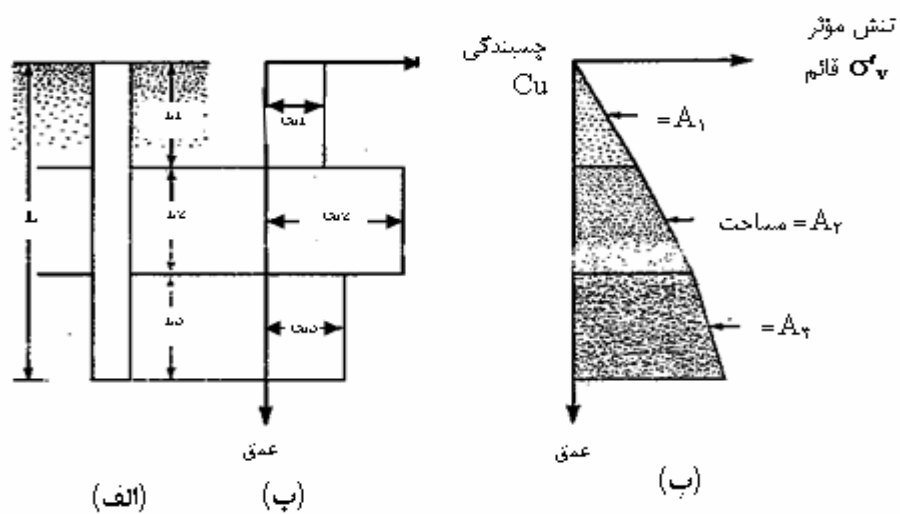
Q_{all} : ظرفیت باربری مجاز شمع بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع

FS : ضریب اطمینان می‌باشد.

مقدار ضریب اطمینان مورد استفاده برحسب عدم قطعیت‌های موجود در محاسبه ظرفیت باربری نهایی بین ۲/۵ تا ۴ می‌باشد.



شکل ۲-۱۷: مقدار λ بر حسب عمق نفوذ شمع



شکل ۲-۱۸: محاسبه CU و σ'_v در خاکهای لایه‌بندی شده

– اثر گروهی شمع بر روی ظرفیت باربری شمع‌ها

معمولاً شمع‌ها بصورت گروهی به کار می‌روند. به این ترتیب که یک فونداسیون یا سر شمع در بالای آنها قرار گرفته و بارها را به شمع‌ها منتقل می‌کند. با توجه به تأثیری که شمع بر خاک اطراف خود دارد، امکان تداخل این اثرات در گروه شمع وجود داشته و باعث کم شدن مقاومت نهایی گروه شمع خواهد شد.

برای منظور کردن این اثر در خاکهای چسبنده می‌توان کسری از مقاومت نهایی مجموع شمع‌ها در گروه را با استفاده از رابطه زیر در نظر گرفت:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right)} \quad (2-47)$$

که در آن n و m تعداد ردیف‌های شمع در دو جهت، $\alpha = \tan^{-1} \frac{d}{s}$ بر حسب درجه، d قطر شمع‌ها و s فاصله مرکز تا مرکز شمع‌ها می‌باشد.

در صورتی که حداقل فاصله بدست آمده از رابطه زیر برای محور تا محور شمع‌ها رعایت شود، نیازی به وارد کردن اثر گروه شمع‌ها نیست:

$$S = 1.5 \sqrt{\frac{d.L}{2}} \quad (2-48)$$

که در آن L طول شمع و d قطر دایره‌ای با سطحی معادل سطح مقطع شمع می‌باشد.

۵- مثال کاربردی

طراحی یک شمع با اطلاعات زیر مورد نظر است :

الف – بارهای وارده

فشار : ۲۸۵/۹۰ تن

کشش : ۲۶۱/۸۰ تن

برش : ۱۲/۹۶ تن

ب- شرایط خاک

نوع خاک: رس نرم

وزن مخصوص : ۱/۹ تن بر مترمکعب

$\left. \begin{array}{l} \text{در نوک شمع : ۵} \\ \text{نزدیک سطح زمین : ۳} \end{array} \right\}$

چسبندگی : ۱/۵ تن بر مترمربع

سطح آب : در سطح زمین

ج - شمع بتنی

اندازه : $۴۰\text{ cm} \times ۴۰\text{ cm} \times ۱۷\text{ m}$

تعداد : ۱۶

حل :

الف - ظرفیت باربری نهایی

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = A_p (c N_c^*)$$

$$A_p = 0.40 \times 0.40 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$c = 1.5 \text{ t/m}^2$$

برای رس زهکشی نشده بطور متوسط می توان مقدار زیر را برای I_r در نظر گرفت :

$$I_r = \frac{100 + 200}{2} = 150$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

از آنجایی که رس، اشباع می باشد $\Delta = 0$ است و خواهیم داشت :

$$I_{rr} = I_r = 150$$

$$N_c^* = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 = N_c^* = \frac{4}{3} (\ln 150 + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 = 10.58$$

$$Q_p = 0.16 \times 1.5 \times 10.58 = 2.54$$

$$Q_s = p L f_{av}$$

$$p = 4 \times 0.4 = 1.6 \text{ m}$$

$$L = 17.0 \text{ m}$$

$$f_{av} = \lambda (\bar{\sigma}'_v + 2c_u)$$

$$\lambda = 0.22 \quad (\text{از شکل ۲-۷})$$

$$\bar{\sigma}'_v = (1.9 - 0.98) \times \frac{17.0}{2} = 7.82 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{av} = 0.22 \times (7.82 + 2 \times 1.5) = 2.38 \text{ ton / m}^2$$

$$Q_s = 1.6 \times 17.0 \times 2.38 = 64.74 \text{ ton}$$

$$Q_u = 2.54 + 64.74 = 67.28 \text{ ton}$$

ب- ظرفیت باربری مجاز

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \Rightarrow Q_a = \frac{67.28}{1.5} = 44.85 \text{ ton}$$

برای نیروهای بالابرنده فقط Q_s و وزن شمع مؤثر خواهد بود:

$$Q'_a = \frac{Q_s + W_p}{1.5}$$

که در آن W_p وزن شمع می باشد . بدین ترتیب :

$$Q'_a = \frac{64.74 + 0.4^2 \times 17.0 \times 2.4}{1.5} = 47.51$$

ج - ترتیب قرارگیری شمع ها

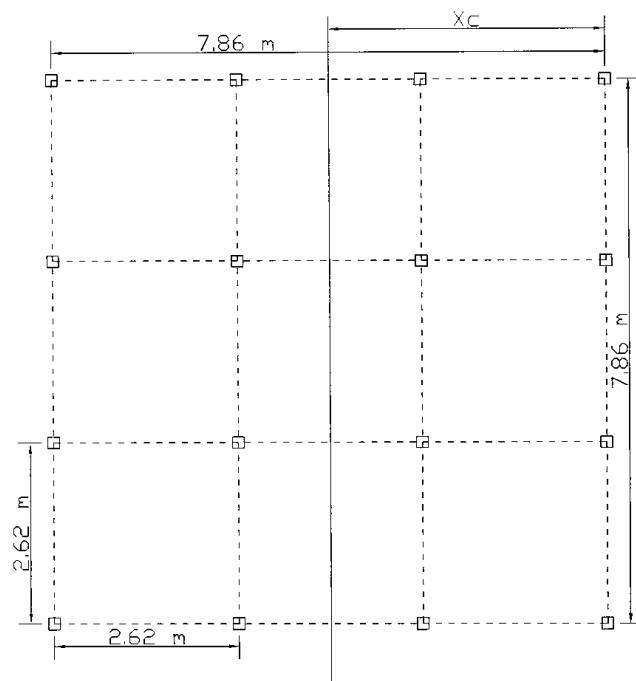
طبق رابطه (۵۸-۲) در صورتی که حداقل فاصله زیر برای شمع ها رعایت شود، نیازی به وارد کردن اثر گروه شمع نیست.

$$s = 1.5 \sqrt{\frac{d.L}{2}}$$

$$\pi \times r^2 = (0.40)^2 \Rightarrow r = 0.2257 \text{ m}$$

$$L = 13.5 \text{ m}$$

$$s = 1.5 \times \sqrt{0.2257 \times 13.5} = 2.62 \text{ m}$$



شکل ۲-۱۹: ترتیب قرارگیری شمع‌ها

د- مقاومت فشاری :

فشار بوجود آمده در هر شمع از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$R_{c,i} = \frac{C + W_c + W_s}{n} + W_p + \frac{M \cdot x_i}{\sum_{j=1}^n x_j^2} \quad (2-49)$$

که در آن :

C : نیروی فشاری بر حسب تن،

W_c : وزن بتن بر حسب تن،

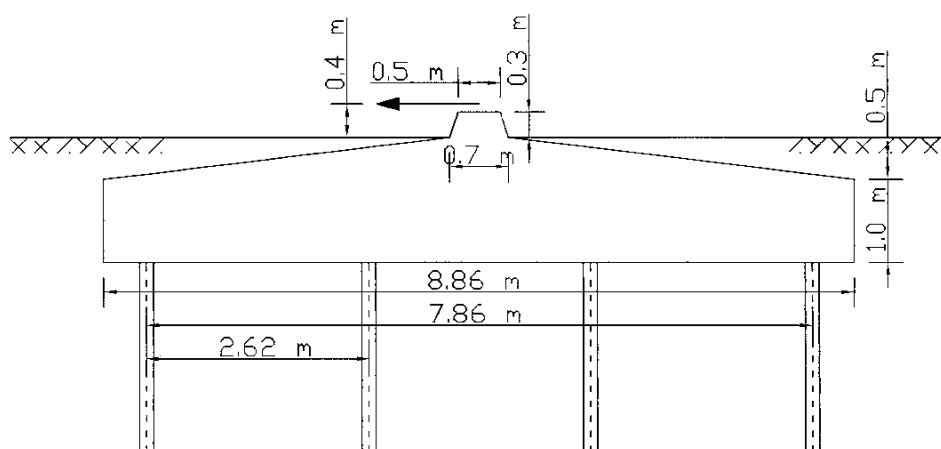
W_s : وزن خاک روی سر شمع بر حسب تن،

n : تعداد شمع‌ها

W_p : وزن شمع بر حسب تن،

M : لنگر واژگونی ناشی از برش بر حسب تن متر و

x_i : فاصله از مرکز سطح سر شمع بر حسب متر می‌باشد.



شکل ۲-۲: ابعاد سر شمع

$$x_1 = \frac{7.86}{2} = 3.93 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{2.62}{2} = 1.31 \text{ m}$$

$$V_{c1} = 8.86^2 \times 1.0 = 78.50 \text{ m}^3$$

$$V_{c2} = \frac{1}{3}(8.86^2 \times 0.54 - 0.7^2 \times 0.04) = 14.12 \text{ m}^3$$

$$V_{c3} = \frac{1}{3}(0.7^2 \times 1.05 - 0.5^2 \times 0.75) = 0.11 \text{ m}^3$$

$$V_c = 92.73 \text{ m}^3$$

$$W_c = 92.73 \times 2.4 = 222.55 \text{ t}$$

$$V_s = 8.86^2 \times 0.5 - 14.12 = 25.13 \text{ m}^3$$

$$W_s = 25.13 \times 1.9 = 47.75 \text{ t}$$

$$M = 12.96 \times (1.5 + 0.4) = 24.62 \text{ t.m}$$

$$\sum_{i=1}^n x_i^2 = 8(3.93^2 + 1.31^2) = 137.29 \text{ m}^2$$

$$R_{c1} = \frac{285.9 + 222.55 + 47.75}{16} + 6.53 + \frac{24.62 \times 3.93}{137.29} = 42 \text{ ton/pile} \langle Q_a = 44.85 \text{ ton} \quad \text{o.k.}$$

$$R_{c2} = \frac{285.9 + 222.55 + 40.21}{16} + 6.53 + \frac{24.62 \times 1.31}{137.29} = 41.51 \text{ ton/pile} \langle Q_a = 44.85 \text{ ton} \quad \text{o.k}$$

هـ- مقاومت در برابر نیروهای بالا برنده:

نیروی بالا برنده هر شمع را از رابطه زیر محاسبه می کنیم :

$$R_{Ti} = (1 - k) \frac{T}{n} + \frac{M \cdot x_i}{\sum_{j=1}^n x_j^2} \quad (۴۰-۲)$$

$$k = \frac{R_{by}}{R_{by} + nR_{py}} \quad (۴۱-۲)$$

$$R_{by} = W'_c + W'_s \quad (۴۲-۲)$$

که در آنها :

k : ضریب توزیع بار بالا برنده در سر شمع

R_{by} : مقاومت سر شمع در مقابل نیروی بالا برنده

R_{py} : مقاومت شمع در مقابل نیروی بالا برنده

W'_c : وزن بتن مستغرق و

W'_s : وزن خاک مستغرق می باشد.

$$R_{by} = (2.4 - 0.98) \times 92.73 + (1.9 - 0.98) \times 25.13 = 154.80 \text{ ton}$$

$$R_{py} = 47.51$$

$$k = \frac{154.80}{154.80 + 16 \times 47.51} = 0.1692$$

$$R_{T1} = (1 - 0.1692) \times \frac{261.80}{16} + \frac{24.62 \times 3.93}{137.29} = 14.30 \text{ t} \langle Q'_a = 47.51 \text{ ton} \quad \text{o.k}$$

$$R_{T2} = (1 - 0.1692) \times \frac{261.80}{16} + \frac{24.62 \times 1.31}{137.29} = 13.83 \text{ t} \langle Q'_a = 47.51 \text{ ton} \quad \text{o.k}$$

فصل ۲

ضوابط اجرایی فونداسیونهای خطوط انتقال نیرو

مقدمه

فونداسیونهای خطوط انتقال نیرو عمدتاً از نوع بتن مسلح طراحی و اجرا می‌گردند. در این فصل ضوابط و مشخصات فنی لازم جهت اجرای صحیح و کنترل فونداسیونهای بتنی اجرا شده ارائه می‌گردد.

۳-۱ - کلیات

باتوجه به اینکه فونداسیونهای خطوط انتقال نیرو عمدتاً در مسیرهای مختلف مانند مسیرهای کوهستانی، دشت، کویر، باتلاقی، جنگلی و...، در شرایط متفاوت آب و هوایی اجرا می‌گردند، لازم است مشخصات ویژه‌ای جهت اجرای صحیح آن و همچنین کنترل طرحهای اجرا شده وجود داشته باشد تا نتایج مطلوب و قابل قبول حاصل گردد. هدف اصلی از تدوین این مشخصات فنی ایجاد مرجعی جهت کنترل دقیق‌تر عملیات اجرایی فونداسیونهای خطوط انتقال نیرو می‌باشد. مطالب مطرح شده در این مشخصات فنی مشمول کلیه فونداسیونهای خطوط انتقال نیرو خواهد بود.

۳-۲ - آئین‌نامه‌های معتبر

کلیه مباحثی که در این مشخصات فنی ذکر شده ملاحظات اجرایی آئین‌نامه‌های زیر را برآورده نموده است.

ACI211 - توصیه‌های اجرایی برای انتخاب نسبت اختلاط بتن.

ACI301 - مشخصات فنی سازه‌های بتنی - فصول ۱۶ و ۱۷.

ACI306 - توصیه‌های عملی برای بتن‌ریزی در هوای سرد.

ACI315 - آئین‌نامه اجرایی تهیه جزئیات سازه‌های بتن مسلح.

ACI318 - آئین‌نامه سازه‌های بتن مسلح.

ACI605 - توصیه‌های عملی برای بتن‌ریزی در هوای گرم.

ACI614 - توصیه‌های عملی برای اندازه‌گیری مخلوط بتن و اجرای بتن‌ریزی.

ASTM A36 - مشخصات فنی سازه‌های فولادی.

ASTM A615 - مشخصات فنی میلگردهای فولادی آجدار.

ASTM C33 - مشخصات فنی مصالح سنگی بتن.

ASTM C94 - مشخصات فنی مخلوط بتن آماده استفاده.

ASTM C150 - مشخصات فنی سیمان پرتلند.

ASTM C175 - مشخصات فنی سیمان پرتلند هوازا.

AWS - مشخصات فنی جوش آمریکا.

مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۷: پی و پی‌سازی

مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۹: طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه

۳-۳- عملیات حفاری

۳-۳-۱- گودبرداری

عملیات گودبرداری فونداسیونها باید تا رسیدن به اندازه‌هایی که روی نقشه‌ها مشخص شده است ادامه یابد. حفاری چاله فونداسیونهای بتنی استوانه‌ای به روشهای دستی و یا با استفاده از مته‌های دوار با اندازه‌های مشخص شده بر روی نقشه قابل قبول است. در صورتی که بتن‌ریزی در مجاورت خاک دست نخورده عملی نباشد به هیچ وجه نباید از فونداسیون‌های استوانه‌ای استفاده نمود. محل‌های گودبرداری شده نباید برای مدتی بیشتر از آنچه برای اجرا لازم است باز بماند. در صورتی که عمق فونداسیون بیشتر از آنچه بر روی نقشه‌های مشخص شده انجام شود اضافه خاک‌برداری تا رسیدن به عمق مورد نظر باید با بتن ضعیف پر شود.

۳-۳-۲- ایمنی چاله‌ها

بمنظور جلوگیری از سقوط افراد و یا جانوران به داخل گودبرداریهایی انجام شده، محلهای گودبرداری باید بوسیله حصاری از طناب یا توری حفاظت شود. حصار انجام شده باید دارای استحکام کافی باشد و با برخورد اشخاص و یا جانوران با آن دچار تخریب یا پارگی نگردد.

۳-۳-۳- آب کشی

در صورتی که سطح آبهای زیرزمینی بقدری بالا باشد که در هنگام چاله‌کشی به آب برخورد کنیم این آبها باید بوسیله پمپ و یا ایجاد زهکشی در مجاورت چاله‌ها خارج گردد. در زمان انجام بتن‌ریزی در کف چاله‌ها نباید آب وجود داشته باشد.

۳-۳-۴- انفجار

- در مواردی که به صخره یا سنگ برخورد شود و سنگها را در موقع خاکبرداری نتوان توسط دست و یا تجهیزات حفاری برداشت نمود در این صورت در محلهایی که این امکان باشد، انفجارهای محدود مجاز خواهد بود. در چنین شرایطی می‌بایستی از حداقل خرج لازم برای منفجر کردن صخره یا سنگ سخت استفاده نمود به نحوی که مصالح کناره گودها صدمه نبیند.
- عملیات انفجار فقط تحت راهنمایی و نظارت پیوسته افراد دارای تجربه کافی و گواهینامه حمل و استفاده از مواد منفجره باید انجام شود. عملیات انفجار فقط پس از رعایت احتیاط لازم جهت حفظ جان اشخاص و ساختمانها و تأسیسات نزدیک به محل مجاز می‌باشد.
- استفاده از چاشنی الکتریکی برای مواد منفجره در نزدیکی خطوط نیرو مجاز نمی‌باشد. برای محترق کردن خرج از یک فتیله با فیوز انفجاری استفاده می‌شود.
- از نگهداری چاشنی یا فیوز همراه با مواد منفجره در یک محل، انبار کردن و حمل آنها در یک وسیله نقلیه جدا خودداری گردد. محل و طرح انبار مهمات، نحوه حمل و نقل مواد منفجره و بطور کلی احتیاط لازم برای اجتناب از حوادث باید طبق ضوابط منتشره (دستورالعمل آتشباری ایران) باشد.

۳-۴- بتن

بتن مخلوطی است از سیمان پرتلند، مصالح ریزدانه، مصالح درشت دانه و آب. نسبت اختلاط بتن باید مطابق استاندارد ACI شماره ۲۱۱ طرح و انتخاب گردد. عمل اختلاط باید به نحوی انجام گیرد که بتنی خمیری، یکنواخت و در عین حال دارای کارایی لازم و بدون تخلخل فراهم شود. برای جلوگیری از جداشدن ذرات به هنگام جابجائی بتن، میزان اسلامپ به حداکثر ۷۵ میلی متر محدود می گردد. مقاومت مورد نیاز بتن براساس شرایط و مشخصات طراحی فونداسیون خواهد بود.

۳-۵- مصالح بتن

مصالح تشکیل دهنده بتن عبارتند از: سیمان، شن، ماسه و آب

۳-۵-۱- سیمان

سیمان مصرفی در بتن باید از نوع پرتلند و طبق استانداردهای ASTM شماره های C150 و یا C175 (هوازا) نوع I باشد. در صورتی که میزان سولفات موجود در خاک بر اساس گزارش آزمایشگاه مکانیک خاک از حد متعارف بیشتر باشد باید از سیمان تیپ V استفاده شود. در محیطهائی که علاوه بر سولفات به املاح کلر نیز آلوده است سیمان تیپ V از لحاظ حفاظت میلگردها نامناسب است. در چنین مواردی که مسئله پایداری بتن در مقابل سولفاتها و حفاظت میلگردها در مقابل حمله نمکهای کلر به طور همزمان مطرح باشد استفاده از سیمان پرتلند نوع II می تواند مؤثر واقع شود.

سیمان باید در کیسه های محکم ضدآب به کارگاه حمل شود. نگهداری سیمان باید در انبارهای سرپوشیده و کاملاً خشک صورت گیرد. در انبار سیمان مواد و مصالح دیگری نباید نگهداری شود. در انبارکردن کیسه های سیمان و جهت تحت فشار قرار نگرفتن طبقات تحتانی، سیمان باید حداکثر در ردیفهای ده تائی روی هم قرار گیرد. سیمانی که بیشتر از دو ماه در کارگاه انبار شود باید قبل از مصرف مورد آزمایش قرار گیرد. سیمانی که بواسطه عدم دقت در نگهداری یا هر علت دیگر فاسد شده باشد باید فوراً از کارگاه خارج گردد.

۳-۵-۲- شن

شنی که برای ساخت بتن بکار می رود باید تمیز، سخت، بدون خاک و بدون خلل و فرج باشد. معدن شن باید قبلاً به تأیید دستگاه نظارت رسیده باشد. شکل دانه های شن باید تقریباً مکعبی باشد. سنگهائی که برای تهیه شن شکسته می شوند نباید دارای مقاومت فشاری کمتر از ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشند. دانه بندی شن نباید از حدود مشخص شده در جدول ۳-۱ تجاوز کند. شن ها باید در جای خشک، تمیز و سفت انبار شوند و طوری نگهداری گردند که از آب باران و مواد مضر دیگر درامان باشند. شن های با اندازه های مختلف باید جداگانه نگهداری گردد.

بزرگترین اندازه مصالح سنگی نباید از هیچیک از مقادیر زیر بزرگتر باشد:

- الف- یک پنجم کوچکترین فاصله بین قالبها
- ب- سه چهارم حداقل فاصله آزاد بین میلگردها
- ج- یک سوم عمق پد فونداسیون بدون فولاد

جدول ۳-۱: دانه بندی شن

اندازه الکهای استاندارد													دارای سوراخهای مربع میلیمتر
۱۰/۱۹	۲/۳۸	۴/۷۶	۹/۵	۱۲/۷	۱۹/۰۵	۲۵/۴	۳۸/۱	۵۰/۸	۶۴/۵	۷۶/۲	۸۸/۹	۱۰۱/۱۶	
میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	میلی متر	
					۵۰		۱۵۰		۶۰-۲۵		۱۰۰-۹۰	۱۰۰	۳۸/۱ تا ۸۸/۹
					۵۰		۵۰		۷۰-۳۵	۱۰۰			۳۸/۱ تا ۶۴/۵
		۵۰		۳۰-۱۰		۷۰-۳۵			۱۰۰				۴/۷۶ تا ۵۰/۸
	۵۰	۵-۱۰	۳۰-۱۰		۷۰-۳۵		۱۰۰-۹۵	۱۰۰					۴/۷۶ تا ۳۸/۱
	۵۰	۱۰-۰		۲۵-۶۰		۱۰۰-۹۵	۱۰۰						۴/۷۶ تا ۲۵/۴
	۵۰	۱۰-۰	۵۵-۲۰			۱۰۰							۴/۷۶ تا ۱۹/۰۵
	۵۰	۱۵۰	۷۰-۴۰	۱۰۰-۹۰	۱۰۰								۴/۷۶ تا ۷/۱۲
۵۰	۱۰-۰	۳۰-۱۰	۱۰۰-۸۵	۱۰۰									۲/۳۸ تا ۹/۵
				۵۰		۱۵۰	۷۰-۳۵	۱۰۰-۹۰	۱۰۰				۲۵/۴ تا ۵۰/۸
			۵۰		۱۵۰	۵۵-۲۰	۱۰۰-۹۰	۱۰۰					۱۹/۰۵ تا ۳۸/۷

۳-۵-۳- ماسه

ماسه‌ای که برای ساخت بتن بکار می‌رود باید تمیز و از سنگهای سخت باشد. مقدار رس سیلت و خاک موجود در این ماسه نباید از پنج درصد حجم آن تجاوز نماید. ماسه باید از ذراتی که اندازه آنها از پنج میلی‌متر کمتر و از نیم میلی‌متر بیشتر باشد تشکیل گردد. بکاربردن ماسه‌های شیبستی یا آهکی سست اکیداً ممنوع است. دانه‌بندی ماسه باید طبق جدول ۳-۲ باشد.

جدول ۳-۲: دانه‌بندی ماسه

اندازه الکهای استاندارد با سوراخ مربع	درصد وزنی رد شده از الکهای استاندارد
۹/۵ میلیمتر	۱۰۰
۴/۷۶	۹۵ تا ۱۰۰
۲/۳۸	۸۰ تا ۱۰۰
۱/۱۹	۵۰ تا ۸۵
۰/۶	۲۵ تا ۶۰
۰/۳	۱۰ تا ۳۰
۰/۱۵	۲ تا ۱۰

باقیمانده مصالح بین هر دو الک متوالی جدول فوق نباید بیش از ۴۵٪ وزن کل نمونه باشد.

حداکثر لای و ذرات ریز در ماسه نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید :

- در ماسه طبیعی یا ماسه بدست آمده از شن طبیعی ۳ درصد حجم
- در ماسه تهیه شده از سنگ شکسته ۱۰ درصد حجم

۳-۵-۴- آب

آبی که برای ساخت بتن بکار می‌رود باید تمیز، تازه بدون مواد شیمیائی و مواد آلی باشد. منبع تأمین آب باید به تأیید دستگاه نظارت برسد. آب مورد مصرف باید در مخازنی نگهداری شوند که از آلودگی با مواد مضر محافظت گردد. در حالتی کیفیت آب مصرفی مورد تأیید است که مقاومت فشاری نمونه بتن ساخته شده با آن حداقل ۹۰ درصد نمونه بتن ساخته شده با آب مقطر باشد بطور کلی آبهای آشامیدنی برای ساخت بتن بلا مانع است.

۳-۶- مخلوط کردن بتن

مصالح بتن باید در تراک میکسری که مطابق آیین‌نامه ACI شماره ۳۱۸ یا معادل آن عمل میکند، مخلوط گردد. حجم مصالحی که مخلوط می‌شود نباید از ظرفیت اعلام شده از جانب سازنده میکسر بیشتر باشد. هر میکسری باید مجهز به درجه صحیح میزان آب باشد که مقدار آب اضافه شده به بتن را پس از ترک بتن ساز^۱ نشان دهد. مصالح بتن را باید آنقدر مخلوط کرد تا توزیع آنها یکنواخت گردد و پیش از آنکه میکسر را مجدداً پر کنند لازم است بطور کامل آنرا تخلیه نمود. زمان اختلاط بتن حداقل

1. Batching plant

یک دقیقه برای حجم تا ۰/۷۵ متر مکعب می‌باشد و برای هر ۰/۷۵ متر مکعب اضافی باید ۱۵ ثانیه به زمان فوق اضافه نمود. در ضمن آب اختلاط باید قبل از آنکه ۰/۲۵ زمان اختلاط سپری گردد اضافه شود. در میکسرهای با حجم ۱/۵ متر مکعب حداقل زمان اختلاط را باید ۱۵ ثانیه بازای هر ۰/۴ متر مکعب اضافه حجم آن افزایش داد. در صورتیکه دمای هوا بهنگام مخلوط کردن بتن از ۵ درجه سانتیگراد کمتر شود، یا اگر احتمال داده شود که در طول ۲۴ ساعت بعد از بتن‌ریزی دمای هوا کمتر از ۵ درجه سانتیگراد گردد، لازم است تجهیزات کافی برای گرم کردن بتن در اختیار داشته باشیم. هرگز نباید از مصالح یخ زده یا مصالح دارای یخ استفاده نمود. دمای هر یک از مصالح و آب به هنگام ریختن در میکسر به تنهایی نباید از ۶۰ درجه سانتیگراد بیشتر باشد و هنگامی که مصالح بتن در قالب ریخته شد دمای آنها باید بین ۱۰ و ۳۲ درجه سانتیگراد باشد. بتن مخلوط شده توسط بتن‌ساز را می‌بایستی ظرف ۹۰ دقیقه پس از اضافه کردن آب به مصالح به محل مصرف رسانده و تخلیه نمود.

بهمراه هر بچ^۲ بتن لازم است سازنده بتن برگه‌ای که در آن، زمان اضافه کردن آب قید شده است را ارسال نماید. تولید و حمل بتنی که برای یک واحد سازه‌ای یکپارچه مصرف می‌شود باید به نحوی صورت گیرد که فاصله زمانی بین دو بچ متوالی بیش از ۲۰ دقیقه نباشد. هنگامی که برای گرم کردن مصالح بتن از دمای مصنوعی استفاده می‌شود لازم است دقت کافی بعمل آید که از خشک شدن بتن خیس جلوگیری بعمل آید.

۳-۷- آزمایش بتن

به منظور کنترل کیفیت بتن، کلیه مصالح بتن به تفکیک و مخلوط بتن باید بطور متناوب (دوره‌ای) آزمایش شود. ضوابط آیین‌نامه ACI شماره ۳۰۱ را به هنگام اجرای آزمایش مقاومت بتن و تعیین مقدار آن باید در نظر داشت و بکار برد. ضمناً می‌باید به تعداد کافی (حداقل ۳ عدد) از بتن هر برج نمونه‌گیری شده و مورد آزمایش فشاری قرار گیرد. مشخصات بتن در صورتی منطبق بر رده مورد قبول تلقی می‌شود که یکی از شرایط زیر برقرار باشد. الف- در آزمایش فشاری سه نمونه متوالی، میانگین مقاومت آنها نباید کمتر از مقاومت مشخصه (در طراحی) باشد.

$$\bar{X}_{1,2,3} \geq f_{ck} \quad (۱-۳)$$

ب - متوسط مقاومت‌های نمونه‌ها حداقل ۱/۵ MPa بیشتر از مقاومت مشخصه باشد و کوچکترین مقاومت نمونه‌ها از مقاومت مشخصه منهای ۴ MPa کمتر نباشد.

$$\bar{X} \geq f_{ck} + 1.5 \text{ MPa} \quad (۲-۳)$$

$$X_{\min} \geq f_{ck} - 4 \text{ MPa} \quad (۳-۳)$$

X : مقاومت هر نمونه (MPa)
 f_{ck} : مقاومت مشخصه در طراحی (Mpa) و
 $\bar{X}$: متوسط مقاومت نمونه‌ها (MPa) می‌باشد.

۳-۸- حمل و نقل بتن

بتن را باید به صورتی از میکسر تامل نهایی تخلیه انتقال داد که از جدا شدن دانه‌های آن از هم جلوگیری شود. تجهیزاتی که برای شوت کردن، پمپ کردن یا حمل توسط هوای فشرده استفاده می‌شود باید اندازه و طرحی را دارا باشد که جریان پیوسته و عملی بتن‌ریزی را در انتهای کار بدون جدا شدن ذرات از هم تضمین نماید.

۳-۹- بتن‌ریزی

- کلیه عملیات بتن‌ریزی باید بر طبق ضوابط عملی آیین نامه ACI شماره ۶۱۴ و این مشخصات فنی صورت پذیرد.
- قبل از اقدام به بتن‌ریزی باید از موقعیت صحیح آرماتورها، میل‌مهارها، استابها و کلیه قطعات مدفون در بتن اطمینان حاصل کنیم. انجام عملیات بتن‌ریزی باید پس از بازدید ناظر مقیم از محل بتن‌ریزی و تأیید کتبی نامبرده صورت‌پذیرد.
- از وارد ساختن هر گونه ضربه و یا تحت فشار قراردادن قطعاتی که قسمتی از آن در داخل بتن قرار گرفته‌اند می‌بایستی حداقل بمدت ۱۲ ساعت بعد از بتن‌ریزی خودداری گردد.
- بتن را باید حتی‌الامکان در نزدیکترین محل به مکان استفاده از آن تخلیه کرد تا از جدا شدن ذرات در اثر جابجایی جلوگیری بعمل آید. به هنگام بتن‌ریزی نباید اجازه داد که بتن از ارتفاعی بیش از ۱/۲ متر ریخته شود. سرعت بتن‌ریزی باید به نحوی باشد که بتن همواره کیفیت خمیری خود را دارا باشد. بهیچوجه بتنی که قسمتی از آن سخت شده و یا توسط مصالح خارجی فاسد گردیده نباید تخلیه نمود.
- تا حد امکان می‌باید از تعبیه اتصالات اجرایی که در موقع قطع عملیات بتن‌ریزی و پیش از تکمیل بتن‌ریزی یک قطعه پیش می‌آید، در فونداسیونها جلوگیری نمود. در صورت ضرورت به اجرای بتن در چند مرحله می‌باید علاوه بر قطع بتن در محل‌های دارای حداقل تنش، تمهیدات لازم را برای چسبندگی بتن با ایجاد پاشنه‌های برشی و چسب بتن، آرماتور و غیره انجام داد.
- سطوح بیرونی کلیه فونداسیونها باید تخته ماله زده شود. بلافاصله پس از جمع‌آوری قالبها، کلیه بتنهای صدمه دیده و معیوب باید تعمیر شده و یا برداشته شود و اصلاح گردد. فقط کارگران مجرب مجازند که تعمیرات بتن را انجام دهند. بتنی که به خوبی ویرنه نخورده است باید تخریب شود.
- برای پر کردن گوشه‌های کنده شده عمیق و با سطح کم باید از ملاتی که خمیری شکل و سفت و کم‌آب است استفاده شود. عمق قسمتی که برای وصله‌کاری بتن‌کننده می‌شود باید به اندازه کافی بوده و حداقل ۲/۵ سانتیمتر از نزدیکترین آرماتور به داخل بتن پیش رفته باشد.
- در صورت بتن‌ریزی در هوای گرم یا سرد و زیر آب می‌توان به دستورالعمل پیوست ۳-۱ این استاندارد مراجعه شود.

۳-۹-۱- ویریه کردن بتن

پس از ریختن تدریجی بتن باید با وسایل مناسب متراکم گردد. این عمل باید به نحوی انجام شود تا هوای محبوس در داخل بتن کاملاً خارج شود.

ویریه اطراف آرماتورها، گوشه‌های قالب و اطراف قطعات مدفون باید با دقت انجام شود تا بتنی یکنواخت و فشرده و بدون خلل و فرج داشته باشیم.

ویریه بتن باید توسط اشخاص کارآزموده انجام گیرد و همواره از تماس شلنگ ویراتور با قالب، آرماتورها و قطعات مدفون در بتن خودداری شود.

از ویریه کردن زیاد در یک قسمت خودداری شود. داخل و خارج کردن شلنگ ویراتور در بتن باید به آرامی صورت گیرد.

فرکانس ویراتور نباید کمتر از ۷۰۰۰ دور بر ثانیه باشد.

۳-۱۰- بتن محافظ برای میلگردها

ضخامت بتن محافظ برای میلگردها در شرایطی که در تماس با خاک ریخته شود نباید از ۷۵ میلی‌متر کمتر باشد. اگر سطح بتن پس از برداشتن قالبها در مجاورت هوا و یا در تماس با خاک قرار گیرد، باید میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر را با بتنی به ضخامت ۵۰ میلی‌متر و کمتر از ۱۶ میلی‌متر را با بتنی به ضخامت ۴۰ میلی‌متر محافظت نمود.

۳-۱۱- عمل آوردن و نگهداری بتن

- عمل آوردن بتن در میکسر انجام می‌گیرد و بتن باید از میکسر به جایگاه نهایی خود چنان حمل گردد که ضمن حفظ کیفیت آن هیچ نوع جدایی و یا کاهش در مواد متشکله آن پیدا نشود. در مواردی که فاصله حمل طولانی است مصالح خشک در داخل یک کامیون به محل کار حمل می‌شود و آب اختلاط در یک تانک مجزا همراه آنها حمل شده و سپس تحت فشار به یکدیگر افزوده و آنگاه مخلوط می‌گردد.
- کلیه سطوح خارجی را باید به مدت حداقل هفت روز به نحو مناسبی توسط گونی خیس، مرطوب نگاه داشته و برای جلوگیری از تبخیر، روی آنها با ورقه‌های پلی‌اتیلن یا کاغذهای مخصوص کرافت^۱ پوشانید و یا اینکه با پاشیدن ترکیبات مخصوص، پوششی روی آن ایجاد نمود. اجرای این کار باید مطابق با توصیه‌های دستگاه نظارت باشد. دستگاهی که ترکیبات را می‌پاشد باید قادر به ایجاد پوششی هموار و یکسان باشد. لازم است در طی مدت نگهداری از هر گونه صدمه به پوشش روی بتن ممانعت بعمل آید. بدیهی است برای سطوحی که می‌بایست در آتیه از چسبندگی آن استفاده شود نمی‌توان از این نوع پوشش‌ها استفاده نمود.
- هر گاه درجه حرارت محیط کمتر از ۵ درجه سانتیگراد شود، بتن را باید حداقل به مدت ۷۲ ساعت در دمای بیش از ۱۰ درجه سانتیگراد نگاه داشت و حداقل به مدت ۷۲ ساعت دیگر نیز از یخ زدن آن جلوگیری نمود و یا تا زمانی که لازم به نظر می‌رسد به نحو شایسته‌ای از بتن نگهداری بعمل آورد.

1. Kraft

- کلیه تدابیر نظیر چادر کشیدن، پوشانیدن یا هر نوع نگهداری دیگر باید حداقل به مدت ۲۴ ساعت پس از اتمام حرارت مصنوعی ادامه یابد. از نمک و مواد شیمیایی بمنظور ممانعت از یخ زدگی به هیچوجه نباید استفاده شود. از نظر اجرایی کلیه ضوابط و قواعد مندرج در آئین نامه ACI306 برای بتن ریزی در هوای سرد قابل اعمال است.
- تعمیرات قسمتهای کامل نشده بتن باید در فاصله ۲۴ ساعت بعد از باز کردن قالب انجام شود و زوائد بتن از روی آن پاک شود. بتنی که صدمه دیده و یا کرمو شده است باید تا رسیدن به بتن سالم برداشته شود و سپس با ملات ماسه سیمان و یا بتن کم آب پر شود.

۳-۱۲- آرماتور

خواص شیمیائی آرماتورهای مصرفی در بتن باید همان خواص آهن معمولی باشد. آرماتورها باید بطوری حمل و در جائی انبار شوند که تمیز و مستقیم بدون زنگ بمانند و محل نگهداری آنها باید خشک باشد. استفاده از آرماتورهای که زنگ زده یا پوسته شده باشند بشرطی مجاز است که اولاً زنگ زدگی و پوسته‌های آن با برس زدن کاملاً برطرف گردد و ثانیاً ضخامت آرماتور پس از برس زدن و تمیز کردن بیش از ۰/۵ میلی متر کاسته نشود. آرماتورهای با اندازه های مختلف باید جداگانه انبار شوند. به هیچ وجه و تحت هیچ شرایطی جوش دادن آرماتورها مجاز نمی باشد.

۳-۱۲-۱- آرماتور بافته شده (مش)

آرماتور بافته شده باید تمام خواص آرماتور معمولی که در بند فوق آمده است را دارا باشد. این آرماتورها باید در کارخانه تهیه شوند و در نقاط تقاطع جوش داده شده (و یا بافته شده باشند) بطوریکه در موقع حمل و نقل و مصرف از مقاومت کافی برخوردار باشند. ماکزیمم جابجائی مجاز در اندازه‌ها ۲۵ میلی متر است.

۳-۱۲-۲- مفتول

مفتولی که برای بستن آرماتورها بکار می رود باید از آهن نرم و قطر آن ۱/۵ میلی متر باشد.

۳-۱۲-۳- خم کردن آرماتورها

تمام آرماتورها باید طبق نقشه‌های اجرایی و بدون حرارت خم شوند. خم کردن آرماتورها باید بوسیله یک پین انجام شود. قطر این پین باید حداقل پنج برابر قطر آرماتور بوده و در هیچ حالتی نباید کمتر از چهار سانتیمتر باشد. برش بوسیله هواگاز و صاف کردن خم آرماتور و دوباره خم کردن آن مجاز نمی باشد.

۳-۱۲-۴- جوش دادن آرماتورها

اضافه کردن طول آرماتورها بوسیله جوش مجاز نمی باشد. تنها در مواردیکه وزن آرماتورها بسیار سنگین باشد با مجوز مهندس ناظر می توان از جوش استفاده نمود.

۳-۱۲-۵- اضافه کردن طول آرماتورها

آرماتورها باید تا حدود امکان یکپارچه و بطول نشان داده شده در نقشه‌ها باشند. اضافه کردن طول آرماتورها فقط با انجام وصله پوششی^۱ برای آنها مجاز است. برای آرماتور آجدار طول وصله پوششی از آیین‌نامه ACI شماره ۳۱۸ بدست می‌آید. آرماتورهای وصله شده باید حداقل بوسیله سه سیم بهم بسته شوند. دادن هرگونه تغییری در طولهای نشان داده شده بر روی نقشه‌ها باید با تصویب مهندس ناظر باشد.

۳-۱۳- قالب

قالبها باید از چوب - فلز - پلاستیک یا بتن ساخته شوند. قالبها باید از مقاومت کافی برخوردار بوده تا در موقع بتن‌ریزی و ویریه کردن بتن جابجا نشوند و تحمل بار وارده را داشته باشند. قالبها باید تا سطح مشخص شده روی نقشه‌های اجرایی ادامه یابند و آن سطحی که با بتن در تماس است باید صاف و به نحوی باشد که جلوگیری از رانش آب و شیریه بتن بنماید. درز قالب بندی باید کاملاً چسبیده باشد بطوریکه شیریه بتن از آن خارج نگردد. سطح داخلی قالب نباید با آرماتورها در تماس باشد. قالبهای چوبی باید از تخته سالم بدون گره به ضخامت حداقل ۲/۵ سانتیمتر ساخته شده باشند. از مصرف قالبی که الیاف تخته آن تابدار و پیچ خورده بوده و دارای پیچهای خم شده می‌باشند باید خودداری نمود. در قالبهای عمیق و باریک که غیرقابل دسترسی هستند باید دریچه‌هایی در قسمتهای زیرین و محل‌های لازم ساخته شود بطوریکه نظافت داخل قالب و بازدید از آن، قبل از بتن‌ریزی میسر گردد. این دریچه‌ها باید قبل از شروع بتن‌ریزی به دقت و بطور ثابت بسته شوند. قالبها قبل از بتن‌ریزی باید به تائید دستگاه نظارت برسد.

۳-۱۳-۱- باز کردن قالب

تا زمانی که بتن از مقاومت کافی برخوردار نشده قالب را نباید باز نمود. قالب باید طوری باز شود که بتن ریخته شده آسیب نبیند. اگر مهندس ناظر صلاح بداند می‌تواند مدت زمان باز کردن قالب را اضافه کند. قالب‌برداری باید جزء به جزء و با کشیدن میخها انجام شود. ضربه زدن به قالب و برداشتن ناگهانی قالب بطوریکه آسیبی به بتن برسد مجاز نیست. بطور کلی قسمتهایی از قالب‌بندی که بار تحمل می‌کند نباید قبل از اینکه بتن بحد کافی محکم شده باشد (حدود ۷۰ درصد تاب فشاری ۲۸ روزه) برداشته شود. حداقل زمان لازم برای باز کردن قالبها بشرح جدول زیر می‌باشد:

1. Over lap

جدول ۳-۳: حداقل زمان باز کردن قالبها

نوع کار	حداقل زمان (روز)
قالب ستونها - سطح جانبی تیرها - دیوارها	۳
بلند کردن اجزاء پیش ساخته	۱۶

۳-۱۳-۲- استفاده مجدد از قالب

استفاده مجدد از قالب مجاز است مشروط بر اینکه شکل، استحکام، استواری، آببندی و صافی و سایر شرایط مورد نظر در قالب مطابق مشخصات باقی مانده باشد. قالب چوبی نباید هیچگاه بیشتر از ۳ بار مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۱۴- دستورالعمل‌های اجرایی برای برخی از انواع فونداسیون

۳-۱۴-۱- فونداسیون استوانه‌ای

- چاله‌های گودبرداری شده در این نوع فونداسیون را باید به نحوی محافظت کرد که از ریزش احتمالی کناره آنها به هنگام بتن‌ریزی جلوگیری شود.
- فونداسیون زنگوله شکل^۱ در مواردی که خاک کاملاً اشباع است می‌توان استفاده نمود. در خاکهای ماسه‌ای سست، نمی‌توان از این نوع فونداسیون استفاده کرد. ضمناً ضوابط مربوط به خطای مجاز (بند ۳-۱۹) تماماً در مورد فونداسیون استوانه‌ای باید رعایت شود.

۳-۱۴-۲- فونداسیون شمع فلزی

- شمعها را حتی‌الامکان باید با طول کامل و تا عمق حداقل خواسته شده و با تعداد ضربات مشخص شده کوبید. بیرون کشیدن شمع مجاز نمی‌باشد. برای هر محل، طول شمع باید به نحوی انتخاب گردد که بدون وصله به عمق مورد نیاز برسد.
- جوشکاریها باید فقط توسط افراد مجرب که مهارت و صلاحیت آنها توسط آزمونهای مندرج در AWS مورد تأیید قرار گرفته است انجام شود.
- سر شمع را باید با کلاهک مناسبی حفاظت نمود. باید دقت شود که کلاهک به نحوی عمل کند که توزیع یکنواختی از ضربه چکش به شمع وارد شود.
- شمعها را باید در رقوم تعیین شده مطابق نقشه‌های طراحی قطع نمود. مصالح بایستی نو بوده و مشخصات آنها مطابق استاندارد ASTM شماره A36 باشد.
- معمولاً شمع‌ها را قبل از تکمیل گودبرداری نباید کوبید. هرگونه مصالح که بین شمع‌ها بیرون می‌زند باید کنار زد و به تراز صحیح قبل از بتن‌ریزی فونداسیون رسانید. پیش از آنکه کلیه شمع‌های موجود در شعاع ۳۰ متری کوبیده شود نمی‌توان عملیات بتن‌ریزی آن شمع را آغاز نمود.

- در صورت استفاده از شمعهای لوله‌ای باید دقت شود که در موقع پر کردن آنها بتن به خوبی کوبیده (ویبره) شود. بدین منظور لازم است پوسته شمع توسط ویبراتور مکانیکی لرزانده شود که حداکثر تراکم لازم حاصل گردد.
- اندازه چکش باید طوری انتخاب شود تا برای کوبیدن شمع مناسب باشد، نه آنقدر کوچک که قسمت بزرگی از انرژی آن به هنگام کوبیدن از بین برود و نه آنقدر بزرگ که باعث نفوذ خیلی سریع شمع شده و به آن صدمه رساند. در صورتی که وزن چکش مناسب نباشد باید نسبت به تعویض آن اقدام شود. شمع‌ها را باید طوری کوبید که بیش از ۲ درصد با شیب مورد لزوم و ۷۵ میلی‌متر از محل خواسته شده اختلاف نداشته باشد.
- هر شمع‌ی که بنا به عللی بیرون کشیده شده باید مجدداً کوبید تا مقاومت مورد نظر با ضریب اطمینان لازم بدست آید.
- در صورتی که هنگام شمع‌کوبی به سنگهای بزرگ و یا دیگر موانع برخورد شود و کوبیدن شمع تا عمق لازم و در محل مورد نظر و تا لایه بار برخورد نداشته شده عملی نباشد. عملیات شمع‌کوبی قطع و تدابیر لازم جهت تکمیل یا اصلاح آن صورت خواهد گرفت.

در صورتی که امکانات اجرای آزمایشات بارگذاری در اختیار نباشد، ظرفیت باربری ایمن شمع‌ها را می‌توان از روابط زیر تعیین کرد:

$$P = \frac{167WH}{S + 25} \quad \text{برای چکش‌های وزنی} \quad (۴-۳)$$

$$P = \frac{167WH}{S + 2.5} \quad \text{برای چکش‌های یک زمانه} \quad (۵-۳)$$

$$P = \frac{167H(W + AP')}{S + 2.5} \quad \text{برای چکش‌های دو زمانه} \quad (۶-۳)$$

که در آن :

P : ظرفیت باربری بر حسب کیلوگرم

W : وزن چکش (برای چکش‌های دیزلی وزن پیستون یا قطعه‌ای که ضربه می‌زند) بر حسب کیلوگرم

H : ارتفاع سقوط (برای چکش‌های دیزلی ارتفاع سقوط پیستون یا قطعه‌ای که ضربه می‌زند) بر حسب متر

S : متوسط میزان نفوذ (در ضربه با چکش‌های وزنی برای ۵ ضربه آخر و در چکش‌هایی که با بخار و هوا کار می‌کند و

چکش‌های دیزلی برای ۱۰ ضربه آخر) بر حسب میلی‌متر

A : سطح پیستون بر حسب میلیمتر مربع و

P' : فشار هوا یا بخار در چکش بر حسب کیلوگرم بر میلی‌متر است.

در چکش‌های دیزلی که نمی‌توان انرژی هر ضربه را محاسبه کرد، باید ۷۵ درصد میزان انرژی که تولید کننده برای چکش تعیین

کرده در نظر گرفت. روابط فوق وقتی استفاده می‌شود که :

- چکش دارای سقوط آزاد باشد.

- سرشمع شکسته نشده باشد.

- عمل نفوذ نسبتاً سریع و یکنواخت باشد.

- پس از هر ضربه چکش، شمع برگشت محسوسی نداشته باشد.
- دو برابر مقدار ارتفاع برگشت را باید از H کم کرد و در روابط فوق بکار برد. در مواردی که برای کوبیدن شمع از آب فشان استفاده می شود ظرفیت باربری با توجه به نتایج کوبیدن شمع پس از آنکه آب فشانها برداشته شد از روابط فوق تعیین می شود.

۳-۱۵- فونداسیون شمع بتنی

- در صورت نیاز به استفاده از فونداسیونهای شمع بتنی، استفاده از شمع بتنی پیش ساخته مجاز می باشد.
- شمعهای بتنی باید به ابعاد و اندازه های مشخص شده در نقشه ها تهیه گردند و حتی المقدور باید سعی شود تا از ایجاد وصله در میلگردهای حوالی شمع اجتناب گردد.
- سرمشع باید با کلاهک مناسب محافظت شود تا در اثر ضربه آسیب نبیند. استفاده از قطعات فلزی مخروطی شکل که در انتهای شمع جوش داده می شوند جهت سهولت فرورفتن شمع در زمین بلامانع است.
- بخش ابتدائی شمع بتنی مطابق نقشه ها باید تخریب گردیده و از میلگردهای آن جهت اتصال شمع به فونداسیون استفاده نمود. اقدامات احتیاطی لازم باید جهت جلوگیری از وارد آمدن صدمات به شمع در اثر تخریب بعمل آید.
- جهت حصول اطمینان از مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در ساخت شمع باید آزمایشهای لازم و کافی از بتن مذکور بعمل آید.
- ضمناً ضوابط بند ۳-۱۴-۲ (شمعهای فلزی) و ضوابط مربوط به حدود خطای مجاز (بند ۳-۱۹-۱) تماماً در مورد فونداسیون شمع بتنی نیز باید صدق نماید.

۳-۱۶- خاکریزی فونداسیونها^۱

- خاکریزی باید پس از تکمیل فونداسیون و بازرسی آن و حداقل یک هفته پس از عملیات بتن ریزی انجام گیرد. محل گودبرداری باید با استفاده از زهکشی از آبهای سطحی محافظت شود. در صورتی که نتوان عملیات خاکریزی را تکمیل نمود و در صورت دستور ناظر مقیم باید گود را توسط چادر ضد آب پوشانید. گودهای تکمیل نشده ای که در مسیر انسانها و احشام قرارداد باید بوسیله حصار حفاظت شود.
- برای خاکریزی همانگونه که در نقشه مربوط به فونداسیونها مشخص شده باید از مصالح خاکبرداری شده استفاده نمود، بشرط اینکه تمام مواد گیاهی و زائد از آن جدا شده و رطوبت آن نزدیک به شرایط طبیعی قبل از گودبرداری باشد. از مصالح منجمد نباید در خاکریزی استفاده نمود. تحت هیچ شرایطی نباید در محل گودبرداری مواد زائد و یا دور ریز مصالح ریخته شود.
- چنانچه لازم شود از مصالح دیگری برای خاکریزی استفاده گردد چنین مصالحی باید از نظر دانه بندی دارای مشخصات جدول ذیل باشند :

جدول ۳-۴: مشخصات مصالح از نظر دانه بندی

اندازه الک	درصد وزن رد شده از الک آزمایشگاهی
۲ اینچ	۱۰۰
شماره ۴	۳۰-۱۰۰
شماره ۵۰	حد اکثر ۶۰
شماره ۲۰۰	۵-۲۰

خاکریزی باید در لایه های ۳۰ سانتیمتری انجام و هر لایه بدقت و بطریق زیر کوبیده شود:

الف - خاکهای لایه ای باید تا جایی کوبیده شود که نشست دیگری انجام نشود.

ب - خاکهای رسی حداقل تا ۹۵ درصد کوبیده شود.

خاکریزها باید بطور مکانیکی کوبیده شود. عملیات خاکریزی می باید در لایه های ۳۰ سانتیمتری با حداقل دوبار عبور برای هر لایه انجام گیرد. در موقع کوبیدن دقت کافی باید به عمل آید که فشار یکنواختی دور فونداسیون، مهارها و شمعها وارد آید تا تراز اولیه حاصل شود. خاکریز اضافی باید روی زمین و با توزیع یکنواخت در ارتفاعی حداقل برابر ۳۰ سانتیمتر بالای تراز مورد نیاز ریخته شود تا از گود افتادن بعد از نشست خاکریز جلوگیری شود. نواحی پست در مجاورت پایه دکل، باید بنحوی پر گشته و یا تیغ زده شود.

- در مواردی که مصالح گودبرداری شده کافی نباشد خاکریزی اضافی را باید از نواحی مجاور و یا محلهای دیگری تامین کرد.

خاکهای لایه فوقانی (خاک گیاهی) را برای خاکریز نمی توان استفاده کرد.

- خلل و فرجهائی که زیر سطح زمین بعد از قالب برداری در بدنه چاله ایجاد می شود را باید کاملاً با خاکریزی پر کرده و در لایه های ۳۰ سانتیمتری کوبید.

۳-۱۷- حفاظت فونداسیونها

۳-۱۷-۱- بسترهای شنی

در صورت لزوم عملیات شنریزی مطابق با جزئیات نقشه های اجرائی در محلهای تعیین شده اجرا می گردد. مصالح شنی باید تمیز با زهکشی آسان و عاری از نباتات و چوب و مواد زائد باشد.

۳-۱۷-۲- سنگ چینی

لازم است در محلهای مشخص شده و مطابق طرح و ضخامت نقشه های اجرائی برای حفاظت از خاکریزی و یا هر جای دیگری که خواسته شود، سنگ چینی نمود. سنگ چینی باید در لایه های پیوسته و به ضخامت ۳۰ سانتیمتر از شن و ماسه و یا از ماسه و خرده سنگ انجام گیرد.

- سنگ بکار رفته باید سخت، متراکم و با دوام باشد. برای سنگ چینی باید از سنگهای با گوشه های تیز و یا شکسته استفاده نمود. سنگهای با گوشه های گرد قابل قبول نمی باشد. سنگهای بکار برده شده باید دارای دانه بندی مناسب باشد.

- سنگها را لازم نیست با دست کار گذاشت اما باید بنحوی تخلیه و پهن نمود که سنگ چین انجام شده پایدار بوده و تمایلی به لغزش نداشته باشد و حتی الامکان عاری از تخلخل باشد. وجود ذرات ریز نظیر ماسه، گردسنگ و خاک به میزان بیش از ۵ درصد در سنگ چین مجاز نمی باشد.

۳-۱۸- تسطیح محوطه

- تسطیح لازم است در محل کلیه پایه های برج صورت پذیرد. ارتفاع سطح بالائی بتن فونداسیون از سطح خاک تسطیح شده ریبویل^۱ بتن حداقل ۱۵ و حداکثر ۷۵ سانتیمتر باید باشد. البته مقدار حداکثر می تواند در حالات خاص مطابق نقشه اجرائی فونداسیون تغییر نماید.
- در مواردی که تراز بالای بتن از تراز موجود خاک پائین تر است، باید سطحی بفاصله حداقل یک متر در جهات لازم از پیرامون فونداسیون و به عمق حداقل ۱۵ سانتی متر پائین تر از بالای بتن کنده شود.
- شیب کناره این گودال نباید از ۱:۱ بیشتر شود مگر اینکه گودبرداری در سنگ باشد که در آن صورت شیب بدست آمده برای کناره همانطور که هست حفظ می شود. کلیه این عملیات باید بنحوی صورت گیرد که آبهای سطحی بخوبی از محوطه زهکشی شود. خاکهای اضافی حاصل از خاکبرداری فوق را باید بنحوی در محوطه اطراف برج پخش کرد که مانع زهکشی طبیعی نگردد.

۳-۱۹- حدود خطا^۲ در فونداسیونها

- چاله های فونداسیونها می باید تا عمق تعیین شده و مطابق نقشه ها ایجاد گردد. اگر در موقع حفاری عمق چاله ها از مقادیر فوق تجاوز کند و یا خاک پائین تر از فونداسیون دست خورده شود، خاکهای دست خورده را باید خارج کرده و تا تراز فوق را با بتن مگر و یا مخروطی از سنگ و شن پر نمود.

۳-۱۹-۱- حدود خطاهای مجاز فونداسیونها

- هر برج را باید به نحوی مستقر نمود که زاویه افقی آن نسبت به مقدار تعیین شده در نقشه های پلان و پروفیل کمتر از یک دقیقه باشد.
- مرکز نهائی برج در روی زمین می تواند حداکثر در فاصله ۱۰۰ میلی متری از نقطه میخ کوبیده شده آن واقع شده باشد (خطای مجاز مرکز برج ۱۰۰ میلی متر می باشد).
- خطای مجاز فاصله مرکز تا مرکز چاله های فونداسیونهای استوانه ای و فونداسیونهای سطحی منفرد که روی اضلاع و قطرهای برج اندازه گیری می شود حداکثر ۴۵ میلی متر است.
- تراز کف فونداسیونها باید دارای خطای مجاز ۲۵ میلی متر در عمق مورد نظر باشد.
- انحراف محوری فونداسیون استوانه ای از آنچه خواسته شده، نباید بیش از ۱/۵ درجه باشد.

1. Reveal
2. Tolerance

تراز سطوحی که روی آن ورق زیرستونی^۱ قرار داده خواهد شد نباید پایین تر از آنچه در نقشه اجرائی خواسته شده باشد. خطای مجاز تراز بالای فونداسیونهای بتنی دارای استاب^۲ حداکثر باید ۱۳ میلی متر باشد. قطر فونداسیون استوانه‌ای نباید از مقدار خواسته شده در نقشه اجرائی کمتر باشد.

۳-۱۹-۲- حدود خطای مجاز مربوط به استقرار نبشی استاب

نبشی استاب را باید آنچنان که در نقشه های فونداسیونها نشان داده شده در فونداسیون مستقر نمود و ضروری است آنرا در نقاط مناسبی متکی نمود که استقرار آن در حدود خطای مجاز در این بخش باشد. نبشی‌های استاب را باید به نحوی مستقر نمود که از هر گونه جابجائی آنها در موقع بتن‌ریزی جلوگیری شود. نبشی‌های استاب را باید با خطاهای مجاز زیر (که در پاشنه نبشی اندازه‌گیری می‌شود) تنظیم نمود:

- ارتفاع متوسط نوک استابهای هر برج نباید بیش از حدود ۶ میلی متر از ارتفاع واقعی آن تفاوت داشته و ارتفاع نوک دو استاب مجاور (که بصورت ضلعی قرار دارند) و همچنین دو استاب مقابل (که بصورت قطری قرار دارند) در هر برج نباید بیش از ۳ میلی متر تفاوت داشته باشند.
- خطای مجاز فاصله بین نوک دو استاب پایه‌های مجاور که بصورت ضلعی قرار دارند پشت به پشت^۱ در محدوده ۶ میلی متری تغییر می‌نماید.
- خطای مجاز فاصله افقی بین نوک دو استاب پایه‌های مقابل که بصورت قطری^۲ قرار دارند نیز حداکثر ۶ میلی متری است.
- وجوه نبشی استاب باید موازی اضلاع و خطای مجاز آنها ۱/۵ میلی متر در عرض نبشی باشد (خط مرکز ثقل نبشی استاب نسبت به خط مرکز نبشی برج باید حداکثر ۱/۵ میلی متر جابجائی داشته باشد) و چرخش وجوه نبشی استاب در حول موقعیت اصلی آن نباید بیش از ۲ درجه باشد. (چرخش حول پاشنه نبشی).
- شیب هر وجه نبشی استاب نباید با شیب تعیین شده بیش از ۰/۰۰۱ طول قسمتی از استاب که از فونداسیون بیرون است تفاوت داشته باشد.

۳-۱۹-۳- حدود خطای مجاز مربوط به تهیه بتن

برای ساخت بتن، مصالح لازم باید با تلورانسهای زیر اندازه‌گیری شوند :

سیمان	۱ ± درصد
آب	۱ ± درصد
دانه‌های سنگی	۲ ± درصد
اضافه مخلوط‌ها	۳ ± درصد

- آرماتورها باید با تلورانسهای زیر در محلهای مشخص شده کار گذاشته شوند.
- در قطعات خمشی و ستونها وقتی که عمق (بعد) ۶۰۰ میلی متر یا کمتر است تلورانس مجاز ± 7 میلی متر است.
- در قطعات خمشی و ستونها وقتی که عمق (بعد) بیشتر از ۶۰۰ میلی متر است تلورانس مجاز ± 12 میلی متر می‌باشد.
- محل خمها و انتهای میله‌ها با تلورانس ± 50 میلی متر است و پوشش بتن مشخص شده در انتهای عضو نباید کاهش یابد.

1. Base plate
2. Stub
3. Back to back
4. Diagonal

پیوست ۳-۱: بتن ریزی تحت شرایط خاص

الف - بتن ریزی در هوای گرم

درجه حرارت بالا سخت شدن بتن را تسریع نموده و برای رسیدن به میزان افت مشخص، آب اختلاط بیشتری مورد نیاز بوده و در نتیجه مقاومت پائین آمده و انقباض بتن و عوارض ناشی از آن بیشتر می گردد. بتن هنگام جادادن باید درجه حرارتی کمتر از ۳۰ درجه سانتیگراد داشته باشد.

همزمانی هوای داغ و خشک و باد اثرات جدی به روی بتن می گذارد. مصالح سنگی تاثیر زیادی در تعیین درجه حرارت بتن تازه دارند چون ۶۰ تا ۸۰ درصد وزن بتن را تشکیل می دهند. بنابراین مصالح سنگی باید خشک و محفوظ از تابش آفتاب بوده و نیز با آب پاشی مرطوب نگهداشته شوند. قالبها، آرماتورها و زیرسازی قبل از ریختن بتن باید با آب سرد آب پاشی شود. آب پاشی و مرطوب نمودن محیط اطراف محل کار باعث بالابردن رطوبت نسبی و پائین آوردن درجه حرارت می گردد. در دوره های خیلی گرم بایستی بتن ریزی منحصراً در ساعتهای بعدازظهر یا شب انجام شود. حمل و نقل و جادادن بتن باید هرچه زودتر و سریع تر انجام شود، تاخیر باعث پایین آمدن افت بتن و افزایش درجه حرارت آن خواهد گردید. در دوره هوای داغ تخلیه بتن باید حداکثر تا یکساعت و در صورت امکان تا ۴۵ دقیقه کامل گردد. برای کاهش گرما قالبها باید تا حدامکان سریعاً بدون اینکه آسیبی به بتن برسانند باز شوند. جهت خنک شدن قالبها و بتن می توان از آب در روی سطح باز بتن استفاده کرد.

قالبهای چوبی حتی در موقعیکه هنوز باز نشده اند باید آب پاشی شوند. در غیر اینصورت آب بتن را خواهند مکید. نگهداری بتن باید بلافاصله بعد از اتمام رویه بتن شروع شده و حداقل تا ۲۴ ساعت ادامه باید در صورت لزوم باید از ورقهای پلاستیک یا محافظهای دیگر بادشکن استفاده نمود.

ب - بتن ریزی در هوای سرد

حفاظت کافی برای بتن در مواقعی که درجه حرارت محیط بین ۱۵- تا ۵- درجه سانتیگراد می باشد، در خلال جادادن آن و نگهداری اولیه باید اعمال گردد. از بتن هوادار در درجه حرارتهای بین ۵- تا ۱۵- درجه سانتیگراد استفاده می گردد و بتن ریزی در زیر درجه حرارت ۱۵- درجه سانتیگراد باید متوقف گردد.

جدول زیر درجه حرارتهای خواسته شده برای بتن را در هوای سرد نشان می دهد:

جدول ۳-۵: درجه حرارتهای خواسته شده برای بتن در هوای سرد

شرایط بتن	درجه سانتیگراد
بتن تازه ساخته شده (تازه مخلوط شده)	Min (+15)
بتن تازه ریخته شده	Min (+10)
میزان مجاز افت تدریجی درجه حرارت در طول ۲۴ ساعت اول بعد از خاتمه بتن ریزی	Min (+5)

مدت زمان حافظت بتن در هوای سرد حداقل ۵ روز است. مصرف ضد یخ پائین آوردن نقطه انجماد بتن و یا مواد تندگیر بتن بدون کسب مجوز از دستگاه نظارت مجاز نمی باشد. از آنجائیکه مصالح سنگی معمولاً مرطوب بوده و امکان ایجاد توده های یخ زده در آنها وجود دارد باید قبل از استفاده گرم شده تا یخ آنها ذوب گردد. درجه حرارت متوسط مصالح سنگی گرم شده و آب نباید بیشتر از ۶۵ درجه سانتیگراد باشد. بتن هیچگاه نباید در محل یخ زده ریخته شود. زیرا ایجاد نشستهای غیر مطلوب و ترک خوردگی می نماید. در داخل قالبها آرماتورها و دیگر اجسامی که در بتن مغروق می گردند باید عاری از برف و یخ باشند. حرارت داخل بتن باید توسط عایق حفظ گردد. در شرایط هوای سرد قالبها باید تا حداکثر زمان ممکن در محل باقی بمانند. معمولاً باز کردن قالبها باید تا اینکه بتن به ۶۵٪ مقاومت طرح برسد به تعویض انداخته شود.

ج - بتن ریزی در زیر آب

بتن هیچگاه نباید در آب ریخته شود مگر با استفاده از ترمی^۱ که عبارت است از یک لوله مستقیم که دارای طول کافی جهت رسیدن به پائین ترین نقطه آب می باشد و یک قیف در بالای لوله قرار دارد. دهانه تخلیه لوله باید در بتن تازه مغروق بوده تا امکان تخلیه بتن تحت فشار وجود داشته باشد. بتن مناسب برای اینکار باید خمیری و دارای چسبندگی کافی و سیلان مناسب باشد و معمولاً اسلامپ بین ۱۵۰ میلیمتر تا ۱۷۵ میلیمتر مناسب است.

مخلوط بتن باید سیمان بیشتری از بتنی که در هوا تخلیه می گردد داشته باشد و نباید سیمان آن کمتر از ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد. همچنین مقدار ماسه در آن بیشتر از بتن نرمال بوده و معمولاً ۴۵ تا ۵۰ درصد کل مصالح سنگی را تشکیل می دهد. بزرگترین اندازه شن نباید بیشتر از ۳۸ میلیمتر باشد. جادادن یا تخلیه بایستی با کمترین میزان دست خوردگی بتن پایین بطور مداوم ادامه یابد و سطح روئی افقی شود.

منابع و مراجع

- ۱- اصول مهندسی ژئوتکنیک ، جلد دوم ، براجم داس ، ترجمه شاپور طاحونی.
- ۲- آنالیز و طراحی سازه‌های بتنی آرمه، امیر مسعود کی‌نیا .
- ۳- طراحی و مهندسی فونداسیون برج‌های انتقال نیرو نوع گسترده منفرد و سیلندری.
- 4-United States Department of Interior Bureau of Reclamation, Transmission Structures, Chapter 2 Concrete Footing Design and Details.
- ۵- ACI211-توصیه‌های اجرایی برای انتخاب نسبت اختلاط بتن.
- ۶- ACI301- مشخصات فنی سازه‌های بتنی - فصول ۱۶ و ۱۷.
- ۷- ACI306-توصیه‌های عملی برای بتن‌ریزی در هوای سرد.
- ۸- ACI315- آئین‌نامه اجرایی تهیه جزئیات سازه‌ای بتن مسلح.
- ۹- ACI318- آئین‌نامه سازه‌های بتن مسلح.
- ۱۰- ACI605- توصیه‌های عملی برای بتن‌ریزی در هوای گرم.
- ۱۱- ACI614- توصیه‌های عملی برای اندازه‌گیری مخلوط بتن و اجرای بتن‌ریزی.
- ۱۲- ASTM A36- مشخصات فنی سازه‌های فولادی.
- ۱۳- ASTM A615- مشخصات فنی میلگردهای فولادی آجدار.
- ۱۴- ASTM C33- مشخصات فنی مصالح سنگی بتن.
- ۱۵- ASTM C94- مشخصات فنی مخلوط بتن آماده استفاده.
- ۱۶- ASTM C150- مشخصات فنی سیمان پرتلند.
- ۱۷- ASTM C175- مشخصات فنی سیمان پرتلند هوازا.
- ۱۸- AWS- مشخصات فنی جوش آمریکا.
- ۱۹- مقررات ملی ساختمان ایران ، مبحث ۷: پی و پی‌سازی.
- ۲۰- مقررات ملی ساختمان ایران ، مبحث ۹: طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه.

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی- فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی <http://tec.mporg.ir> قابل دستیابی می‌باشد.

دفتر نظام فنی اجرایی

این نشریه

با عنوان «مشخصات فنی عمومی و اجرایی
پست ها، خطوط فوق توزیع و انتقال –
فونداسیون برجهای خطوط انتقال نیرو» در
برگیرنده مباحث مربوط به تعاریف و انواع
فونداسیون ها، طراحی فونداسیون ها با توجه به
شرایط زمین، و ضوابط اجرایی فونداسیون های
خطوط انتقال نیرو می باشد که در سه فصل
و یک پیوست ارائه شده است.