NORMA TÉCNICA
E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES
2018

ÍNDICE

CAPÍTULO I. DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 1.- Objeto
Artículo 2.- Finalidad
Artículo 3. Ámbito de aplicación
Artículo 4.- Consideraciones generales
Artículo 5.- Definiciones
Artículo 6.- Obligatoriedad de los Estudios
Artículo 7.- Estudios de Mecánica de Suelos (EMS)
Artículo 8.- Alcance del EMS
Artículo 9.- Responsabilidad profesional por el EMS
Artículo 10.- Responsabilidad por aplicación de la norma
Artículo 11.- Interpretación de la norma
Artículo 12.- Obligaciones del solicitante

CAPÍTULO II. ESTUDIOS

Artículo 13.- Información previa
Artículo 14.- Técnicas de exploración para ITS y EMS
Artículo 15.- Programa de exploración de campo y ensayos de laboratorio
Artículo 16.- Informe del EMS

CAPÍTULO III. ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Artículo 17.- Cargas a utilizar
Artículo 18.- Asentamientos
Artículo 19.- Asentamiento tolerable
Artículo 20.- Capacidad de carga
Artículo 21.- Factor de seguridad frente a una falla por corte
Artículo 22.- Presión admisible

CAPÍTULO IV. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Artículo 23.- Definición
Artículo 24.- Suelos no permitidos para apoyar las cimentaciones
Artículo 25.- Rellenos
Artículo 26.- Profundidad de cimentación
Artículo 27.- Presión admisible
Artículo 28.- Cargas excéntricas
Artículo 29.- Cargas inclinadas
Artículo 30.- Cimentaciones superficiales en taludes

CAPÍTULO V. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Artículo 31.- Definición

Artículo 32.- Cimentación por pilotes
Artículo 33.- Cimentación por pilares
Artículo 34.- Cajones de cimentación

CAPÍTULO VI. PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

Artículo 35.- Suelos colapsables
Artículo 36.- Ataque químico por suelos y aguas subterráneas
Artículo 37.- Suelos expansivos
Artículo 38.- Licuación de suelos
Artículo 39.- Sostenimiento de excavaciones

ANEXO I. FORMATO OBLIGATORIO DE LA HOJA DE RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN
ANEXO II. NORMA ESPAÑOLA – UNE 103-801-94
ANEXO III. AUSCULTACIÓN DINÁMICA MEDIANTE EL CONO TIPO PECK (CTP)

CAPÍTULO I
DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 1.- Objeto
El objeto de esta Norma es establecer los requisitos mínimos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (**EMS**), con fines de cimentación de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los **EMS** se ejecutan con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

Artículo 2.- Finalidad

2.1 Asegurar la continuidad de los servicios básicos y edificaciones esenciales según lo establecido en la Norma E.030.
2.2 Minimizar los daños al proyecto y estructuras o vías colindantes

Artículo 3. Ámbito de aplicación
El ámbito de aplicación de la presente Norma comprende todo el territorio nacional, en concordancia a lo establecido en la norma G.010 Consideraciones Básicas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Artículo 4.- Consideraciones generales
En concordancia con la finalidad de la presente norma, se establecen las siguientes consideraciones respecto al comportamiento del suelo o roca:

4.1. En el caso de cimentaciones debe tomar en cuenta las cargas generadas por las estructuras que se proyecte edificar (materia del **EMS),** los sismos u otras solicitaciones (viento, agua, etc.) de tal manera que las deformaciones que se generen en el suelo o roca causen una distorsión angular menor que la permitida por la presente norma y produzcan presiones menores que las admisibles (considerando el estado límite del suelo y el Factor de Seguridad correspondiente).
4.2. En el caso de excavaciones o cortes del terreno el diseño del sistema de sostenimiento debe tomar en cuenta además del procedimiento constructivo, todas las solicitaciones actuantes en el talud a contener (sismos, sobrecargas, efectos generados por el flujo de agua, etc.). Asimismo, el diseño debe garantizar la estabilidad global de la excavación contemplando los factores de seguridad establecidos en la presente norma. Se debe minimizar el efecto de la excavación en las estructuras y vías contiguas colindantes con el perímetro del terreno en el que se edifica la obra motivo del **EMS**, garantizando que los esfuerzos y deformaciones que se producen en el suelo o roca a sostener cumplan con lo establecido en el numeral 4.1.
4.3. Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.
4.4. La presente Norma no toma en cuenta los efectos de los fenómenos de geodinámica externa y no se aplica en los casos que haya evidencia y presunción de la existencia de ruinas arqueológicas; galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial. En ambos casos deben efectuarse estudios específicamente orientados a confirmar y solucionar dichos problemas por un profesional competente de especialidad diferente del **PR**, pudiendo ser arqueólogo o geólogo.

Artículo 5.- Definiciones

5.1. **Anclaje.-** Elemento estructural instalado en suelo o roca que se utiliza para transmitir al terreno una carga de tracción aplicada.
5.2. **Anclaje Activo.-** Anclaje instalado y tensado posteriormente a su instalación, introduciendo una fuerza adicional al suelo o a la estructura en una magnitud y dirección determinada por el **PRS**.
5.3. **Asentamiento Diferencial.-** Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes unidos por un elemento estructural, que pertenecen a la misma estructura.
5.4. **Asentamiento Diferencial Tolerable.-** Máximo asentamiento diferencial entre dos elementos adyacentes unidos por un elemento estructural, que pertenecen a la misma estructura, que al ocurrir no produce daños visibles ni causa problemas.
5.5. **Bulbo.-** Es el elemento estructural de acero fijado al suelo o roca mediante un material cementante. El bulbo recibe la carga del cabezal del anclaje a través del tramo libre y la transmite al suelo circundante.
5.6. **Bulbo de Presiones**.- También conocido como bulbo de esfuerzos, es la zona situada bajo la superficie cargada, donde los esfuerzos verticales son más importantes. Este corresponde a la zona bajo la cimentación comprendida dentro del contorno de la isóbara igual al 10 % de la presión de contacto.
5.7. **Cabezal.-** Es el elemento de fijación mecánica de la carga aplicada a través del tendón a la pantalla o muro estructural que se transmite al bulbo del anclaje.
5.8. **Cajón (caisson).-** Elemento prefabricado de cimentación que se construye inicialmente hueco, pudiendo ser rellenado después de colocado en su posición final.
5.9. **Capacidad de Carga.-** Presión requerida para producir la falla del suelo por corte que sirve de apoyo a la cimentación (sin factor de seguridad).
5.10. **Carga Admisible.-** Sinónimo de presión admisible.
5.11. **Carga de Servicio.-** Carga viva más carga muerta más cargas inducidas por los sismos (sin factores de ampliación).
5.12. **Carga de Trabajo.-** Sinónimo de Presión Admisible.
5.13. **Carga Muerta.-** Ver NTE E.020 Cargas.
5.14. **Carga Viva.-** Ver NTE E.020 Cargas.
5.15. **Carga Inducida por Sismo.-** Ver NTE E.030.

5.16. **Cimentación.-** Elemento que transmite al suelo las cargas de la estructura.
5.17. **Cimentación Continua.-** Cimentación superficial en la que el largo **L** es mayor que diez veces el ancho **B**.
5.18. **Cimentación Cuadrada.-** Cimentación superficial en la que el largo **L** es igual al ancho **B.**
5.19. **Cimentación Rectangular.-** Cimentación superficial en la que el largo **L** es igual o menor que diez veces el ancho **B**.
5.20. **Cimentación Circular.-** Cimentación superficial en la que el diámetro es **B.**
5.21. **Cimentación Anular Continua.-** Cimentación superficial en la que el perímetro medio **P** es mayor o igual a diez veces el ancho **B.**
5.22. **Cimentación por Pilares.-** Cimentación profunda, en la cual la relación Profundidad / Ancho (D_f /B) es mayor o igual que 5, siendo D_f la profundidad enterrada y B el ancho enterrada del pilar. El pilar es excavado y vaciado en el sitio.
5.23. **Cimentación por Pilotes.-** Cimentación profunda en la cual la relación Profundidad / Ancho (d / b) es mayor o igual a 10, siendo **d** la longitud enterrada del pilote y b el ancho o diámetro del pilote.
5.24. **Cimentación por Platea o Losa de Cimentación.-** Cimentación constituida por una losa rígida sobre la cual se apoyan varias columnas o placas.
5.25. **Cimentación Profunda.-** Aquella que transmite cargas a capas del suelo mediante pilotes, pilares u otros elementos que transmitan las cargas no comprendidas en el numeral 5.26.
5.26. **Cimentación Superficial.-** Aquella en la cual la relación Profundidad/Ancho (D_f / B) es menor o igual a 5, siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.
5.27. **CRR.-** Se define como el menor esfuerzo cortante cíclico resistente mínimo normalizado por la presión efectiva de tapada σ'_{vo} que produce licuación para un valor dado de $(N_1)_{60}$, el porcentaje de finos (% < 75 μ m) y para un valor de magnitud momento (Mw) igual a 7.5.

$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$ $N_{60} = C_R C_B C_S C_E$	$C_N = \left(\frac{100kPa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$

Donde: $(N_1)_{60}$ es la medida de la resistencia a la penetración estándar de un suelo bajo una presión efectiva de 1 kg/cm^2.

C_R = corrección por longitud corta de barras
C_B = corrección por diámetro de la perforación
C_S = corrección por muestreador no estándar
C_E = corrección por energía

5.28. **CRR_M .-** Se define como el valor de CRR modificado por el valor de la magnitud momento (Mw) diferente de 7.5

$$CRR_M = FSM \times CRR_{7.5}$$

5.29. **CSR.-** Se define como el esfuerzo cortante promedio τ_{av} actuante en un estrato generado por el sismo, normalizado por el esfuerzo efectivo de sobre tapada $\sigma'vo$.

Donde:

σvo : presión total de tapada
$\sigma'v0$: presión efectiva de tapada
$amax/g$: aceleración máxima normalizada
rd : factor de corrección rígido-deformable

5.30. **Ensayos de Arrancamiento.-** Ensayos realizados antes de construir los anclajes previstos en el proyecto, practicados en anclajes construidos solo para pruebas. El objetivo de los ensayos es encontrar el valor de la resistencia cortante en la interfase suelo - material cementante.
5.31. **Estabilidad Global.-** Es el análisis de estabilidad de un talud que incluye todas las cargas adicionales diferentes a las producidas por los materiales que conforman el talud y que afecten el equilibrio estático y pseudo-dinámico.
5.32. **Estrato Típico.-** Estrato de suelo con características tales que puede ser representativo de otros iguales o similares en un terreno dado.
5.33. **Estudio de Mecánica de Suelos (EMS).-** Conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las solicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación. Que debe ser obligatoriamente considerado en el diseño: estructural y del sostenimiento de las excavaciones y durante la construcción del proyecto.
5.34. **FSM**.- Es el factor de corrección del CRR para considerar el esfuerzo cortante cíclico resistente mínimo normalizado para un sismo de magnitud momento (**Mw**) diferente de 7.5.
5.35. **Geodinámica Externa.-** Conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, que pueden actuar sobre el terreno materia del Estudio de Mecánica de Suelos, tales como: erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis, activación de fallas geológicas.
5.36. **Informe Técnico de Suelos (ITS).-** Informe técnico sin la rigurosidad técnica del **EMS** y comprende la realización de no menos de 3 puntos de exploración a 3 m de profundidad, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estimar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las solicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación con un número de pisos no mayor a 3, cuya área en planta de primer piso sea menor a 500 m^2, sin sótanos y que no requiera Platea o Solado de Cimentación. Debe incluir la Hoja de Resumen establecida en el Anexo I. Que debe ser obligatoriamente considerado en el diseño: estructural y del sostenimiento de las excavaciones y durante la construcción del proyecto.
5.37. **Licuación.-** Fenómeno causado por la vibración de los sismos en los suelos granulares sumergidos y que produce el incremento de la presión del agua dentro del suelo con la consecuente reducción de la tensión efectiva. La licuación reduce la capacidad de carga y la rigidez del suelo. Dependiendo del estado del suelo granular saturado al ocurrir la licuación se produce el hundimiento y colapso de las estructuras cimentadas sobre dicho suelo.
5.38. **Longitud Libre (Tramo libre).-** Es la zona del elemento estructural de acero (cables o barras) comprendida entre el cabezal y el bulbo, convenientemente protegida del intemperismo y agentes agresivos con una tubería plástica flexible, interiormente llena de grasa para evitar fricción con el suelo o roca, de manera que permita la transferencia de la carga del cabezal al bulbo.

5.39. **Material Cementante.-** Es el relleno dispuesto en toda la longitud del bulbo, que recubre el acero de refuerzo del anclaje. Usualmente es lechada de cemento con aditivos, resinas o algún otro producto químico que garantice la fijación del anclaje. Este material será el considerado en el diseño presentado por el **PRS**.
5.40. **Nivel Freático.-** Nivel superior del agua subterránea en el momento de la exploración. El nivel se puede dar respecto a la superficie del terreno o a una cota de referencia.
5.41. **Obra Definitiva.-** Obra cuya duración se extiende por un período mayor a dos (02) años
5.42. **Pilar.-** Elemento de cimentación profunda (con diámetros mayores a 90 cm) en el cual la relación Profundidad/ Ancho ($\mathbf{D_f / B}$) es mayor a 5.
5.43. **Pilote.-** Elemento de cimentación profunda (con diámetros menores o iguales a 90 cm) en el cual la relación Profundidad/Ancho ($\mathbf{D_f / B}$) es mayor a 5.
5.44. **Pilotes de Carga por Fricción.-** Aquellos que transmiten la carga a lo largo de su cuerpo por fricción con el suelo que los circunda.
5.45. **Pilotes de Carga por Punta.-** Aquellos que transmiten la carga a un estrato resistente ubicado bajo la punta.
5.46. **Pilotes para Densificación.-** Aquellos que se instalan para mejorar las propiedades físico - mecánicas de los suelos en los que se instalan.
5.47. **Presión Admisible.-** Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el artículo 21.
5.48. **Presión Admisible por Asentamiento.-** Presión que al ser aplicada por la cimentación adyacente a una estructura, ocasiona un asentamiento diferencial igual al asentamiento admisible. En este caso no es aplicable el concepto de factor de seguridad, ya que se trata de asentamientos.
5.49. **Presión Aplicada o Presión de Contacto (q_{ap}).-** Carga transmitida por las estructuras al terreno en el nivel de cimentación. Valor de la presión uniforme aplicada por el área efectiva de la zapata (definida como $B´ \times L´$) sobre el suelo en el plano de apoyo de la cimentación.
5.50. **Presión de Trabajo.-** Sinónimo de Presión Admisible.
5.51. **Profesional Responsable (PR).-** Ingeniero Civil, registrado y habilitado por el Colegio de Ingenieros del Perú.
5.52. **Profesional Responsable del Diseño del Sostenimiento (PRS).-** Ingeniero Civil, registrado y habilitado por el Colegio de Ingenieros del Perú, con experiencia en diseño de sistemas de sostenimiento.
5.53. **Profundidad Activa.-** Es la que corresponde a la zona del suelo ubicada entre el nivel de cimentación y la isóbara (línea de igual presión) correspondiente al 10% de la presión aplicada por la cimentación. Esta profundidad presupone que el suelo continúa por debajo de ella sin la presencia de rellenos no controlados.
5.54. **Profundidad de Cimentación (D_f).-** Profundidad a la que se encuentra el nivel de fondo o desplante de la cimentación de una estructura, medida respecto al nivel de terreno natural o al nivel de piso terminado, el que resulte menor. En el caso de sótanos es la profundidad desde el nivel de piso terminado del sótano más profundo al fondo de cimentación.
5.55. **Provisional.-** Se refiere a las obras con una duración no mayor a dos (02) años contados a partir del inicio de las obras de excavación. En el eventual caso que la obra se extienda por un plazo mayor, el contratista debe tomar las medidas del caso para que el sistema de sostenimiento pase a ser definitivo y se rediseñe y construya con un F.S. mínimo de 1.50 en condición estática y 1.25 en condición pseudodinámica.
5.56. **Punto de Exploración.-** Lugar en el que se ejecuta cualquiera de las Técnicas de Exploración indicadas en el numeral 14.2.
5.57. **Relleno Controlado o de Ingeniería.-** Son aquellos que se construyen con Material Seleccionado, compactado y controlado de acuerdo a lo indicado en el numeral 25.4.
5.58. **Relleno No Controlado.-** Depósitos artificiales descritos en el numeral 25.5 y que deben ser eliminados y reemplazados en su totalidad de acuerdo en lo indicado en el numeral 25.5 antes de iniciar las obras de cimentación.
5.59. **Roca.-** Material sólido de origen natural formado por minerales y otras sustancias endurecidas, que a diferencia del suelo fundamentalmente cuaternario, no pueden ser disgregados o excavados con herramientas manuales. Las rocas adecuadas para servir de apoyo a las cimentaciones deben presentar una alteración menor al 10% del área de la cimentación. Las rocas blandas o aquellas que puedan ser disgregadas o excavadas con herramientas manuales, deben ser tratadas como suelo para efectos de cálculos geotécnicos.
5.60. **Solicitante.-** Persona natural o jurídica con quien el **PR** contrata el **EMS** o el **ITS**.
5.61. **Suelo Colapsable.-** Suelos que al ser humedecidos sufren un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.
5.62. **Suelo Expansivo.-** Suelos que al ser humedecidos sufren una expansión que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.
5.63. **Suelo Orgánico.-** Suelo de color oscuro que presenta una variación mayor al 25% entre los límites líquidos de la muestra secada al aire y la muestra secada al horno a una temperatura de 110 °C ± 5 °C durante 24 horas.
5.64. **Superficie Crítica de Falla.-** Lugar geométrico de los puntos resultantes de un análisis de estabilidad en la que existe la mayor probabilidad de deslizamiento de la masa de suelo, es decir es la superficie que posee el menor factor de seguridad en la estabilidad local o global.
5.65. **Tierra de Cultivo.-** Suelo superficial sometido a labores de labranza para propósitos agrícolas o jardinería.

Artículo 6.- Obligatoriedad de los Estudios

6.1. Todo proyecto de edificación debe contar con **EMS** o **ITS** según sea el caso.
6.2. **Casos donde existe obligatoriedad de un EMS**

6.2.1 Los casos donde existe obligatoriedad de un **EMS** son los siguientes:

a) Edificaciones en general, que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tales como: colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, sub-estaciones eléctricas, silos, tanques de agua (incluyendo reservorios enterrados y tanques elevados), casetas de estaciones de bombeo de pozos (superficiales y subterráneas), estaciones de expendio de combustible, tanques y reservorios de combustible. Cuando las excavaciones para las siguientes obras: redes de agua y alcantarillado, instalaciones eléctricas, gas y telecomunicaciones requieran una excavación mayor a 1.50 m. Empresas prestadoras de servicios públicos, entidades públicas y privadas e instalaciones militares y policiales en general.
b) Cualquier edificación no mencionada en a) de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m^2 de área techada en planta.
c) Cualquier edificación no mencionada en a) de cuatro o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.
d) Edificaciones industriales, fábricas, talleres o similares.

e) Edificaciones especiales cuya falla, además del propio colapso, represente peligros adicionales importantes, tales como: reactores atómicos, grandes hornos, depósitos de materiales inflamables, corrosivos o combustibles, torres de soporte para sistemas eléctricos, torres de telecomunicaciones, paneles de publicidad de grandes dimensiones cuyos soportes tengan un diámetro mayor o igual a 0,20 m y otros de similar riesgo.
f) Cualquier edificación con sótanos o que requiera el uso de pilotes, pilares, plateas de fundación o cualquier tipo de cimentación profunda.
g) Muros de contención con alturas mayores a 2.00 m y cercos perimétricos ubicados en terrenos que no tengan **EMS**.
h) Cualquier edificación adyacente a taludes o suelos que puedan poner en peligro su estabilidad.

6.2.2 En los casos en que es obligatorio efectuar un **EMS**, de acuerdo a lo indicado en este numeral, el informe del **EMS** correspondiente es firmado por un **Profesional Responsable (PR)**.
6.2.3 Es obligatorio incluir en el **EMS** una hoja con el "Resumen de las Condiciones de Cimentación" (Ver sub numeral 16.2.1), la misma que es transcrita obligatoriamente en el plano de cimentación. En el Anexo I se adjunta el formato obligatorio de la hoja de resumen de las condiciones de cimentación que se debe emplear en los **EMS**.

6.3. **Caso donde existe obligatoriedad de elaborar un ITS**

6.3.1 Se aplica a lugares con condiciones de cimentación conocida debidas a depósitos de suelos uniformes tanto vertical como horizontalmente, sin los problemas especiales de cimentación indicados en el Capítulo VI, con áreas techadas en planta de primer piso menores que 500 m^2 , de hasta tres pisos y sin sótano, el **PR** puede asumir los valores de la Presión Admisible del Suelo, profundidad de cimentación y cualquier otra consideración concerniente a la Mecánica de Suelos, basándose en la ejecución de no menos de 3 puntos de exploración hasta la profundidad mínima de 3 m. Estos datos, incluyendo los perfiles de suelos, plano de ubicación de los puntos de exploración deben figurar en el **ITS** elaborado por el **PR.**
6.3.2 En caso que la estimación indique la necesidad de usar cimentación especial, profunda o por platea, se debe efectuar un **EMS** de acuerdo a los artículos 15 y 16.
6.3.3 En los casos en que es obligatorio efectuar un **ITS**, de acuerdo a lo indicado en este numeral, el informe del **ITS** correspondiente es firmado por un Profesional Responsable (**PR**).
6.3.4 Es obligatorio incluir en el **ITS** una hoja con el "Resumen de las Condiciones de Cimentación" (Ver sub numeral 16.2.1), la misma que es transcrita obligatoriamente en el plano de cimentación.

Artículo 7.- Estudios de Mecánica de Suelos (EMS)

7.1. Son aquellos que cumplen con todos los requisitos de la presente Norma, con el Programa de Exploración descrito en el artículo 15 y que se plasman en un informe técnico (**EMS**) según lo indicado en el artículo 16.
7.2. Los Estudios de Mecánica de Suelos se realizan con fines de:

a. Diseño de Cimentaciones
b. Diseño de Pavimentos
c. Estabilidad de Taludes
d. Diseño de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado
e. Cualquier combinación de los cuatro anteriores.

Artículo 8.- Alcance del EMS

8.1. La información del **EMS** es válida solamente para el área y tipo de obra indicadas en el informe firmado por el **PR**.
8.2. Los resultados y exploraciones de campo y laboratorio, así como el análisis, conclusiones y recomendaciones del **EMS**, sólo se aplican al terreno y edificaciones comprendidas en el mismo. No se emplean en otros terrenos, para otras edificaciones, o para otro tipo de obra. En el caso que se trate de la verificación de un **EMS**, el **PR** puede optar por validar los resultados de la exploración de campo y laboratorio, si lo considera pertinente, asumiendo la responsabilidad indicada en el artículo 9.

Artículo 9.- Responsabilidad profesional por el EMS
Todo **EMS** es firmado por el **PR**, quien asume la responsabilidad del contenido y de las conclusiones del informe. No está permitido que el **PR** delegue a terceros dicha responsabilidad.

Artículo 10.- Responsabilidad por aplicación de la norma
Las entidades encargadas de otorgar la ejecución de las obras y la Licencia de Edificación son las responsables de hacer cumplir esta Norma. Dichas entidades no autorizan la ejecución de las obras, si el proyecto no cuenta con un **EMS** o **ITS** en el caso del numeral 6.3 para el área y tipo de obra específico. Las entidades encargadas de hacer cumplir estas normas no pueden exigir al **PR** o al **PRS** la ejecución de trabajos o ensayos que no se encuentren indicados en esta Norma.

Artículo 11.- Interpretación de la norma
Corresponde al Ingeniero Civil, colegiado y habilitado, la aplicación, el cumplimiento y la interpretación de la presenta Norma Técnica, cuando interviene en calidad de cualquier actor de los procesos de edificación, conforme lo dispuesto en la Norma Técnica G.030 – Derechos y Responsabilidades.

Artículo 12.- Obligaciones del solicitante
Proporcionar la información indicada en el artículo 13 y garantizar el libre acceso al terreno para efectuar la exploración del campo.

CAPÍTULO II
ESTUDIOS

Artículo 13.- Información previa

13.1. Es la que se requiere para ejecutar el **EMS**.
13.2. Los datos indicados en los numerales 13.4, 13.5.1, 13.5.2. y 13.6 son proporcionados por quien solicita el **EMS** (el Solicitante) al **PR** antes de ejecutarlo.
13.3. Los datos indicados en los numerales restantes son obtenidos por el **PR**.

13.4. **Del terreno a explorar**

13.4.1. Plano de ubicación, plano de planta y cortes donde se visualice los niveles de piso terminado y cualquier tipo de estructura enterrada (cisternas, pit del ascensor, etc.) y accesos.
13.4.2. Plano topográfico con curvas de nivel y perfiles longitudinales. Si la pendiente promedio del terreno fuera inferior al 5%, basta un plano planimétrico. En todos los casos se hacen indicaciones de linderos, usos del terreno, obras anteriores, obras existentes, zonas con restos arqueológicos, situación y disposición de acequias y drenajes. El plano debe indicar obligatoriamente la ubicación prevista de las obras a edificar. De no ser así, el programa de exploración de campo (Ver artículo 15), cubre toda el área del terreno.
13.4.3. Las características de las edificaciones u otras obras colindantes al proyecto, accesos al sitio, servidumbre de paso y limitaciones de servidumbre.
13.4.4. El permiso para el ingreso al terreno del proyecto, el cual debe encontrarse libre (completamente desocupado en la zona de trabajo) para poder efectuar la exploración de campo y de ser el caso, contar con las autorizaciones respectivas de la entidad competente para efectuar el trabajo de exploración de campo.

13.5. **De la obra a cimentar**

13.5.1. Características generales acerca del uso de la edificación, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, número de sótanos profundidad, luces y cargas estimadas.
13.5.2. En el caso de edificaciones especiales (que transmitan cargas concentradas importantes, que presenten luces grandes, alberguen maquinaria pesada o que vibren, que generen calor o frío o que usen cantidades importantes de agua), debe contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles de piso terminado, o los parámetros dinámicos de la máquina, las tolerancias de las estructuras a movimientos totales o diferenciales y sus condiciones límite de servicio y las eventuales vibraciones o efectos térmicos generados en la utilización de la estructura.
13.5.3. Plano de plataformado indicando los niveles correspondientes, si la obra requiere cortes y Rellenos Controlados.
13.5.4. Para los fines de la determinación del Programa de Exploración Mínimo (**PM**) del **EMS** (Ver sub numeral 15.3), las edificaciones son calificadas, según la Tabla 1, donde **I**, **II**, **III y IV** designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la exploración de suelos necesaria para cada tipo de edificación, siendo el **I** más exigente que el **II**, éste que el **III** y éste que el **IV.**

TABLA 1
TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN (TABLA 6)

DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS • (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

13.6. **Datos generales de la zona**
El **PR** recibe del solicitante los datos disponibles del terreno sobre:

13.6.1. Usos anteriores (terreno de cultivo, cantera, explotación minera, botadero, relleno sanitario, etc.).
13.6.2. Construcciones antiguas, restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar al **EMS**.

13.7. **De las edificaciones colindantes**
Números de pisos incluidos sótanos, tipo y estado de las estructuras relativas al comportamiento del suelo. De ser posible, tipo y nivel de cimentación.

13.8. **Otra información**
Cuando el **PR** lo considere necesario, debe incluir cualquier otra información de carácter técnico, relacionada con el **EMS**, que pueda afectar la capacidad portante, deformabilidad y/o la estabilidad del terreno.

Artículo 14.- Técnicas de exploración de Campo para ITS y EMS

14.1. **Técnicas de Exploración de Campo**
Las Técnicas de Exploración de Campo aplicables en los **ITS** y **EMS** son las indicadas en la Tabla 2.

TABLA 2

DESCRIPCIÓN	NORMA APLICABLE*
SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT.	NTP 339.133
SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS).	NTP 339.134
SUELOS. Método de ensayo estándar para la densidad y peso unitario del suelo in situ mediante el método del cono de arena. **	NTP 339.143

TABLA 2	
DESCRIPCIÓN	**NORMA APLICABLE***
SUELOS. Métodos de ensayos estándar para densidad in situ del suelo y suelo agregado por medio de métodos nucleares (profundidad superficial).	NTP 339.144
SUELOS. Ensayo de penetración cuasi-estática profunda de suelos con cono y cono de fricción (CPT).***	NTP 339.148
SUELOS. Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual – manual.	NTP 339.150
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados.	NTP 339.153
SUELOS. Método normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos.	NTP 339.155
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL).	NTP 339.159
SUELOS. Práctica para la investigación y muestreo de suelos por perforaciones con barrena.	NTP 339.161
SUELOS. Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción.	NTP 339.162
SUELOS. Método de ensayo normalizado de corte por veleta en miniatura de laboratorio en suelos finos arcillosos saturados.	NTP 339.168
SUELOS. Práctica normalizada para la perforación de núcleos de roca para la investigación del sitio.	NTP 339.173
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la medición de la densidad de suelos y rocas in-situ por el método de reemplazo con agua en un pozo de exploración. **	NTP 339.253
SUELOS. Métodos de ensayo estándar para la determinación de la densidad y peso unitario de suelos in situ por el método del balón de jebe. **	NTP 339.256
Método de ensayo normalizado para la medición del potencial de colapso de suelos.	NTP 339.163
Cono Dinámico Superpesado (DPSH) - ver ANEXO II	UNE 103-801
Auscultación Dinámica mediante el Cono Tipo Peck (CTP)	(ver ANEXO III)
Método de ensayo estándar para pruebas de integridad de impacto con baja deformación en cimentaciones profundas (Standard test method for low strain impact integrity testing of deep foundations)	ASTM D5882
Métodos de ensayo estándar para cimentaciones profundas bajo carga lateral (Standard test methods for deep foundations under lateral load)	ASTM D3966.

* En todos los casos se utiliza la última versión de la Norma.

** Estos ensayos solo se emplean para el control de la compactación de rellenos Controlados o de Ingeniería.

*** También conocido como "Ensayo de cono estático"

NOTA: Los ensayos de densidad de campo, no se emplean para determinar la densidad relativa y la presión admisible de un suelo granular. Solo se emplean para el control de la densidad de los Rellenos Controlados o de Ingeniería.

14.2. **Aplicación de las Técnicas de Exploración**
La exploración de campo se realiza de acuerdo a lo indicado en el presente Capítulo, respetando las cantidades, valores mínimos y limitaciones que se indican en esta Norma y adicionalmente, en todo aquello que no se contradiga, se aplica lo indicado en la NTP 339.162.

14.2.1. **Pozos o Calicatas y Trincheras**
Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras son realizadas según la NTP 339.162. El **PR** debe tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidentes. Se prohíbe el uso de este tipo de técnica de exploración en suelos arenosos con un porcentaje de finos menores e iguales a 5%.

14.2.2. **Perforaciones Manuales y Mecánicas**
Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos in situ.
La profundidad máxima es 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica.
Las perforaciones manuales o mecánicas tienen las siguientes limitaciones:

a) **Perforaciones mediante Espiral Mecánico**
Los espirales mecánicos que no dispongan de un dispositivo para introducir herramientas de muestreo en el eje, no deben usarse en terrenos donde sea necesario conocer con precisión la cota de los estratos, o donde el espesor de los mismos sea menor de 0,30 m.
b) **Perforaciones por Lavado con Agua (Wash Boring).**
El diámetro de la perforación no debe ser mayor a 4 pulgadas. En ningún caso, las muestras procedentes del agua del lavado deben emplearse para ensayos de laboratorio.

14.2.3. **Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT) NTP 339.133**
Los Ensayos de Penetración Estándar (**SPT**) son aplicables según se indica en la Tabla 3.
Se prohíbe ejecutar ensayos **SPT** en el fondo de calicatas, trincheras o cualquier tipo de excavación en suelos naturales, debido a la pérdida de confinamiento. Solo pueden ejecutarse en perforaciones manuales o mecánicas indicadas en el sub numeral 14.2.2.
En el eventual caso de detectar Rellenos No Controlados a profundidades no mayores a 3 m, se permite retirar estos materiales hasta dejar una superficie de terreno natural sobre la que se inicia la ejecución de los ensayos SPT. En el caso que la profundidad sea mayor que 3 m, se debe cambiar el sistema de perforación a rotativo mecánico sin la necesidad de eliminar el Relleno No Controlado.

14.2.4. **Ensayo de Penetración Cuasi-Estática Profunda de Suelos con Cono y Cono de Fricción (CPT) NTP 339.148**
Este método se conoce también como el Cono Holandés. Véase aplicación en la Tabla 3.

14.2.5. **Prueba de Penetración Dinámica Superpesada (DPSH) UNE 103-801 (ver ANEXO II)**
Se utiliza para auscultaciones dinámicas que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar. Los parámetros obtenidos con este ensayo (N_{20}) deben ser obligatoriamente

correlacionados con los parámetros de los ensayos SPT (N) en el terreno en el cual se está efectuando el **EMS**.
Se prohíbe ejecutar ensayos **DPSH** en el fondo de calicatas, trincheras o cualquier tipo de excavación, debido a la pérdida de confinamiento.

14.2.6. **Auscultación Dinámica Mediante el Cono Dinámico Tipo Peck (CTP ver ANEXO III)**
Es un ensayo desarrollado en el Perú que se utiliza para efectuar auscultaciones dinámicas que, como en los casos del DPSH y el DPL, requieren de investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar (**SPT**). Los parámetros obtenidos con este ensayo (C_n) deben ser obligatoriamente correlacionados con los parámetros de los ensayos SPT (N) en el terreno en el cual se está efectuando el **EMS**.
Se prohíbe ejecutar ensayos **Cono Dinámico Tipo Peck** (**CTP**) en el fondo de calicatas, trincheras o cualquier tipo de excavación, debido a la pérdida de confinamiento.

14.2.7. **Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL) NTP 339.159**
Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar (**SPT**). Los parámetros obtenidos con este ensayo (n) deben ser obligatoriamente correlacionados con los parámetros de los ensayos SPT (**N**) en el terreno en el cual se está efectuando el **EMS**.
Se prohíbe ejecutar ensayos **DPL** en el fondo de calicatas, trincheras o cualquier tipo de excavación, debido a la pérdida de confinamiento.
Se prohíbe emplear este tipo de ensayo a profundidades mayores de 3.00 metros.

14.2.8. **Método Normalizado para Ensayo de Corte con Veleta de Campo en Suelos Cohesivos NTP 339.155**
Este ensayo es aplicable únicamente cuando se trata de suelos cohesivos saturados desprovistos de arena o grava, como complemento de la información obtenida mediante calicatas o perforaciones. Su aplicación se indica en la Tabla 3.

14.2.9. **Método de Ensayo Normalizado para la Capacidad Portante del Suelo por Carga Estática y para Cimientos Aislados NTP 339.153**
Las pruebas de carga deben ser precedidas por un **EMS** y se recomienda su uso únicamente cuando el suelo a ensayar es tridimensionalmente homogéneo, comprende la profundidad activa de la cimentación y es semejante al ubicado bajo el plato de carga. Las aplicaciones y limitaciones de estos ensayos, se indican en la Tabla 3.

TABLA 3
APLICACIÓN Y LIMITACIONES DE LOS ENSAYOS

Ensayos In Situ	Norma Aplicable	Permitida			No Permitida	
		Técnica de Exploración	Tipo de Suelo(1)	Parámetro a obtener(2)	Técnica de Exploración	Tipo de Suelo(1)
SPT	NTP 339.133	Perforación	Todos excepto gravas	N	Calicata	Gravas
CPT	NTP 339.148	Auscultación	Todos excepto gravas	qc, fc	Calicata	Gravas
DPSH	UNE 103 801:1994	Auscultación	Todos excepto gravas	N20	Calicata	Gravas
CTP	ANEXO III	Auscultación	Todos excepto gravas	Cn	Calicata	Gravas
DPL	NTP 339.159	Auscultación	SP, SW, SM (con limos no plásticos)	n	Calicata	Lo restante
Veleta de Campo(3)	NTP 339.155	Perforación/ Calicata	CL, ML, CH, MH. Para todos los casos con IP > 0 y saturados	Cu, St	---	Lo restante
Prueba de carga	NTP 339.153	---	Rocas blandas y todo tipo de suelo excepto gravas	Asentamiento vs. Presión	---	Gravas

(1) Según la clasificación SUCS, cuando los ensayos son aplicables a suelos de doble simbología, ambos están incluidos.
(2) Leyenda:

Cu = Cohesión en condiciones no drenadas.
N = Número de golpes por cada 0,30 m de penetración en el ensayo estándar de penetración.
N20 = Número de golpes por cada 0,20 m de penetración mediante auscultación con DPSH.
Cn = Número de golpes por cada 0,30 m de penetración mediante auscultación con Cono Tipo Peck.
n = Número de golpes por cada 0,10 m de penetración mediante auscultación con DPL.
qc = Resistencia de punta del cono en unidades de presión.
fc = Fricción en el manguito.
St = Sensitividad.

(3) Sólo para suelos finos saturados, sin arenas ni gravas.
Nota: Ver títulos de las Normas en la Tabla 2.

14.3. **Correlación entre ensayos y propiedades de los suelos**
En base a los parámetros obtenidos en los ensayos "in situ" y mediante correlaciones debidamente comprobadas, el **PR** puede obtener valores de resistencia al corte no drenado, ángulo de fricción interna, relación de pre consolidación, relación entre asentamientos y carga, coeficiente de balasto, módulo de elasticidad, entre otros. En el caso de los ensayos de campo Cono tipo Peck (CPT) y auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL), los parámetros obtenidos con estos ensayos deben ser obligatoriamente correlacionados con los parámetros de los ensayos SPT (**N**) en el terreno en el cual se está efectuando el **EMS**.

14.4. **Tipos de Muestras**
Se considera los cuatro tipos de muestras que se indican en la Tabla 4, en función de las exigencias que deben atenderse en cada caso, respecto del terreno que representan.

TABLA 4				
TIPO DE MUESTRA	**NORMA APLICABLE**	**FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR**	**ESTADO DE LA MUESTRA**	**CARACTERÍSTICAS**
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	Bloques	Inalterada	Debe mantener inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada en tubo de pared delgada (Mit)	NTP 339.169 SUELOS. Muestreo geotécnico de suelos con tubo de pared delgada	Tubos de pared delgada		
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua.

14.5. **Ensayos de Laboratorio**
Se realizan de acuerdo con las normas que se indican en la Tabla 5.

TABLA 5 ENSAYOS DE LABORATORIO	
DESCRIPCIÓN	**NORMA APLICABLE ***
SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo	NTP 339.127
SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico	NTP 339.128
SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite Plástico e índice de plasticidad de suelos	NTP 339.129
SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo	NTP 339.131
SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS).	NTP 339.134
SUELOS. Determinación del peso volumétrico de suelo cohesivo	NTP 339.139
SUELOS. Determinación de los factores de contracción de suelos mediante el método del mercurio	NTP 339.140
SUELOS. Método de ensayo para la compactación de suelos en Laboratorio utilizando una energía modificada ** (2700 kN-m/m3(56000 pie-lbf/ pie3))	NTP 339.141
SUELOS. Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual - manual	NTP 339.150
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea	NTP 339.152
SUELOS. Método normalizado de ensayo para propiedades de consolidación unidimensional de suelos.	NTP 339.154
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la medición del potencial de colapso de suelos	NTP 339.163
SUELOS. Método de ensayo normalizado de compresión triaxial no consolidado no drenado para suelos cohesivos	NTP 339.164
SUELOS. Método de ensayo normalizado de compresión triaxial consolidado no drenado para suelos cohesivos	NTP 339.166
SUELOS. Método de ensayo estándar para la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos	NTP 339.167
SUELOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea.	NTP 339.169
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del hinchamiento unidimensional o potencial de asentamiento de suelos cohesivos.	NTP 339.170
SUELOS. Método de ensayo normalizado para el ensayo de corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas drenadas ***	NTP 339.171
SUELOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea.	NTP 339.177

* En todos los casos se utiliza la última versión de la Norma.
** Este ensayo se emplea únicamente para el control de Rellenos de Ingeniería o Rellenos Controlados.
*** Este ensayo se emplea únicamente para determinar las propiedades mecánicas de los Rellenos de Ingeniería o Rellenos Controlados.

14.6. **Compatibilización de perfiles estratigráficos**
El **PR** selecciona y define las muestras para ejecutar con ellas ensayos de clasificación. Como resultado de estos ensayos, las muestras se clasifican, en todos los casos, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS NTP 339.134 y los resultados de esta clasificación son comparados con la descripción visual – manual NTP 339.150 obtenida para el perfil estratigráfico de campo, procediéndose a compatibilizar las diferencias existentes a fin de obtener el perfil estratigráfico definitivo, que se incluye en el informe del **EMS**.

Artículo 15.- Programa de exploración de campo y ensayos de laboratorio

15.1. El programa de exploración de campo y ensayos de laboratorio comprende:

15.1.1. Condiciones de frontera.
15.1.2. Número **n** de puntos de exploración.
15.1.3. Profundidad **p** a alcanzar en cada punto.
15.1.4. Distribución de los puntos en la superficie del terreno.
15.1.5. Número y tipo de muestras a **extraer**.
15.1.6. Ensayos a realizar “In situ” y en el laboratorio.

15.2. Un **EMS** puede plantearse inicialmente con un **PM (Programa Mínimo)**, debiendo aumentarse los alcances del programa en cualquiera de sus partes si las condiciones encontradas así lo exigieran.
15.3. **Programa Mínimo – PM**

15.3.1. El Programa de Exploración aquí detallado constituye el programa mínimo requerido por un **EMS**, siempre y cuando se cumplan las condiciones dadas en el literal a) del sub numeral 15.3.2.
15.3.2. En el caso de no detectar un suelo adecuado para apoyar las cimentaciones superficiales dentro de la Profundidad Activa de la cimentación (Ver Capítulo VI, Artículo 24), el **PR** debe informar al solicitante ampliar el programa de la manera más adecuada para lograr los objetivos del **EMS**.

a) Condiciones de Frontera
Tienen como objetivo la comprobación de las características del suelo, supuestamente iguales a las de los terrenos colindantes ya edificados. Son de aplicación cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

a-1) No existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, ruinas arqueológicas, estratos erráticos, rellenos o cavidades.
a-2) No existen edificaciones situadas a menos de 100 m del terreno a edificar que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación.
a-3) El tipo de edificación (Tabla 1) a cimentar es de la misma o de menor exigencia que las edificaciones situadas a menos de 100 m.
a-4) El número de plantas del edificio a cimentar (incluidos los sótanos y estructuras soterradas tales como pit de ascensores, cisternas, cuarto de máquinas, etc.), la modulación media entre apoyos y las cargas en éstos son iguales o inferiores que las correspondientes a las edificaciones situadas a menos de 100 m.
a-5) Las cimentaciones de los edificios situados a menos de 100 m y la prevista para el edificio a cimentar son de tipo superficial.
a-6) La cimentación prevista para el edificio en estudio no profundiza respecto de las inmediatamente contiguas más de 1,5 m.

b) Número "n" de puntos de exploración
El número de puntos de exploración se determina en la Tabla 6 en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por ésta.

TABLA 6
NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACION

Tipo de edificación u obra (Tabla 1)	Número de puntos de exploración (n)
I	uno por cada 225 m2 de área techada del primer piso
II	uno por cada 450 m2 de área techada del primer piso
III	uno por cada 900 m2 de área techada del primer piso*
IV	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

* Dentro de esta categoría se incluyen las plantas de tratamiento de agua en la que se considera en lugar de área techada, el área en planta de la misma.
n nunca será menor de 3.

Cuando se conozca el emplazamiento exacto de la estructura, **n** se determina en función del área techada en planta del primer piso de la misma; cuando no se conozca dicho emplazamiento, **n** se determina en función del área total del terreno.

c) Profundidad "p" mínima a alcanzar en cada punto de exploración.

c-1) Cimentación Superficial
Se determina de la siguiente manera:

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:

$$p = D_f + z$$

EDIFICACIÓN CON SÓTANO:

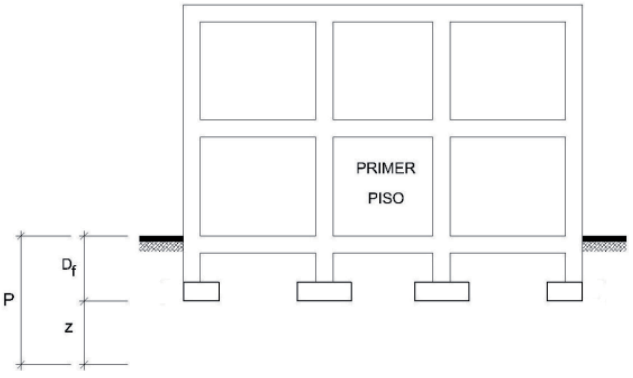
$$p = h + D_f + z$$

Donde:

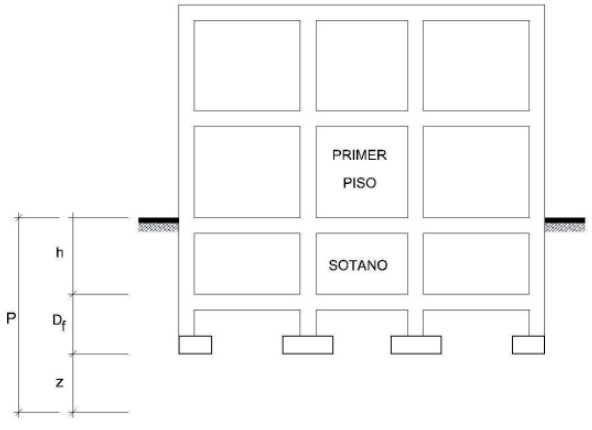
D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno o desde el nivel del piso terminado, hasta el fondo de la cimentación, la que resulte menor. En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y el fondo de la cimentación, excepto en el caso de cimentación con plateas o subsolados. Ver figura 1(c-1) (**iii**)
h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y la superficie del terreno natural.
z = 1,5 **B**; siendo **B** el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

En el caso de ser ubicado dentro de la profundidad activa de cimentación el estrato resistente típico de la zona, que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se puede adoptar una profundidad **z** menor a 1,5 **B**. En este caso la profundidad mínima de exploración es la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación no menor a 3 m. Uno de los puntos debe llegar hasta el nivel más bajo de las estructuras soterradas más 3 m. En ningún caso **p** es menor de 3 m en el caso de estructuras sin sótano y de 6 m en el caso de estructuras con sótano, excepto si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad **p**, en cuyo caso el **PR** debe llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado.

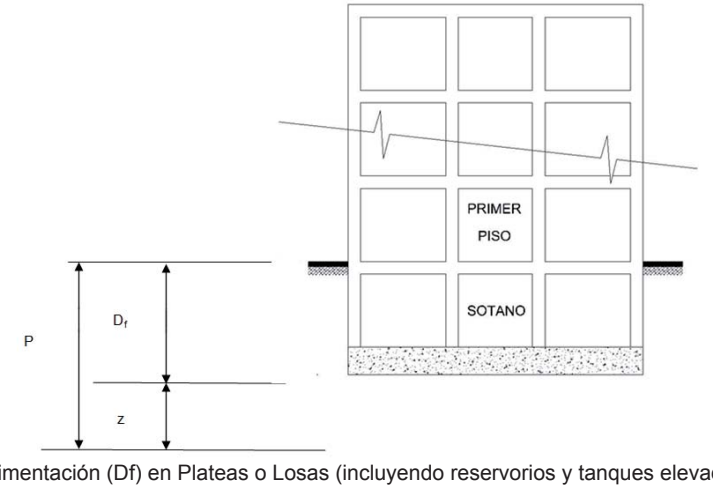
FIGURA 1 (c-1)



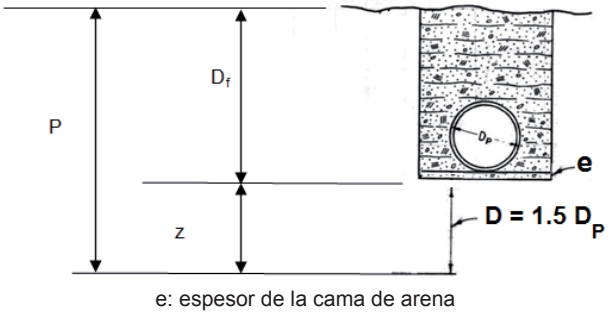
(i) Profundidad de Cimentación (D_f) en Zapatas Superficiales



(ii) Profundidad de Cimentación (D_f) en Zapatas Bajo Sótanos

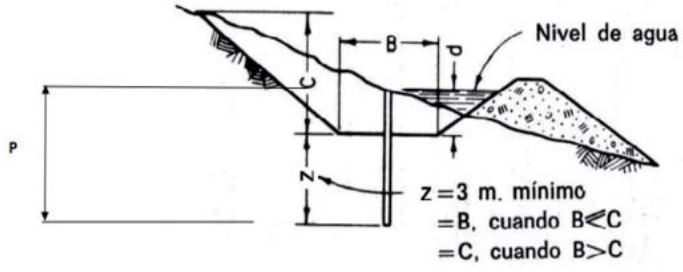


(iii) Profundidad de Cimentación (Df) en Plateas o Losas (incluyendo reservorios y tanques elevados apoyados en estos elementos)



e: espesor de la cama de arena

(iv) Profundidad de Cimentación (Df) en tuberías



(v) Profundidad de cimentación ($\mathbf{D_f}$) en canales

Nota: Las zapatas ubicadas en el límite de propiedad no deben invadir el terreno vecino.

c-2) Cimentación Profunda

La profundidad mínima de exploración, corresponde a la longitud del elemento que transmite la carga a mayores profundidades (pilote, pilar, etc.), más la profundidad **z.**

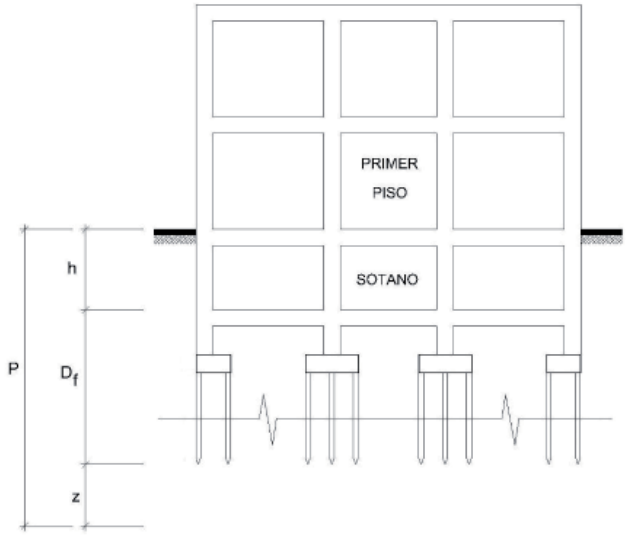
$$p = h + D_f + z$$

Donde:

$\mathbf{D_f}$ = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el extremo de la cimentación profunda (pilote, pilar, etc.). En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y el extremo de la cimentación profunda.
h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y la superficie del terreno natural.
z = 6,00 metros, en el 80 % de los sondeos y 1,5 **B**, en el 20 % de los sondeos, siendo **B** el ancho de la cimentación, delimitada por los puntos de todos los pilotes o las bases de todos los pilares.

En el caso de ser conocida la existencia de un estrato de suelo resistente que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación en la zona, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se puede adoptar para **p**, la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación, la cual en el caso de cimentaciones profundas no debe ser menor de 5 metros o de 15 metros si existen antecedentes de licuación en la zona o si se considera que se dan las condiciones indicadas en los numerales 38.1, 38.2 y 38.3 para la ocurrencia de este fenómeno. Si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad **p**, el **PR** debe llevar a cabo una verificación de su calidad, por un método adecuado, en una longitud mínima de 3 metros.

FIGURA 2 (c-2)



Nota: Las zapatas ubicadas en el límite de propiedad no deben invadir el terreno vecino.

d) Distribución de los puntos de exploración

Se distribuyen adecuadamente, teniendo en cuenta las características y dimensiones del terreno, así como la ubicación de las estructuras previstas cuando éstas estén definidas.

e) Número y tipo de muestras a extraer

Cuando el plano de apoyo de la cimentación prevista no sea roca, el **PR** determina el número de muestras que deben tomarse tipo **Mab**, hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista $\mathbf{D_f}$ y a partir de esta profundidad se debe tomar las muestras tipo **Mib** o **Mit** en suelos cohesivos o ejecutar los ensayos "in situ" de los indicados en la Tabla 3 en los suelos granulares y una muestra tipo **Mab** en cada uno de los ensayos SPT que se ejecuten. El **PR** es responsable de seleccionar y determinar el número de muestras y/o ensayos necesarios a fin de determinar las propiedades físico-mecánicas requeridas para el análisis de la cimentación y sistemas de sostenimiento.

f) Ensayos a realizar "in situ" y en laboratorio
Se realizan sobre los estratos típicos y/o sobre las muestras extraídas según las normas aplicables indicadas en las Tablas 3 y 5 de la presente norma. Las determinaciones a realizar, así como el número de muestras a ensayar son determinadas por el **PR.**

Artículo 16.- Informe del EMS

16.1. El informe del **EMS** comprende:

16.1.1 Memoria Descriptiva
16.1.2 Planos de Ubicación de las Obras y de Distribución de los Puntos de exploración.
16.1.3 Perfiles de Suelos
16.1.4 Resultados de los Ensayos "in situ" y de Laboratorio.

16.2. **Memoria Descriptiva**

16.2.1. **Resumen de las Condiciones de Cimentación**
Descripción resumida de todos y cada uno de los temas principales del informe:
a) Tipo de cimentación
b) Estrato de apoyo de la cimentación
c) Parámetros de diseño para la cimentación (Profundidad de la Cimentación, Presión Admisible, Factor de Seguridad por Corte y Asentamiento Diferencial o Total)
d) Agresividad del suelo a la cimentación
e) Recomendaciones adicionales

16.2.2. **Información Previa**
Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el **EMS** y de la recolectada por el **PR** de acuerdo al artículo 13.

16.2.3. **Exploración de Campo**
Descripción de los pozos, calicatas, trincheras, perforaciones y auscultaciones, así como de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

16.2.4. **Ensayos de Laboratorio**
Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

16.2.5. **Perfil del Suelo**
Descripción de los diferentes estratos que constituyen el terreno investigado indicando para cada uno de ellos: origen, nombre y símbolo del grupo del suelo, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS, NTP 339.134, plasticidad de los finos, consistencia o densidad relativa, humedad, color, tamaño máximo y angularidad de las partículas, olor, cementación y otros comentarios (raíces, cavidades, etc.), de acuerdo a la NTP 339.150.

16.2.6. **Nivel de la Napa Freática**
Ubicación de la Napa Freática dentro de la profundidad de exploración, indicando la fecha de medición.

16.2.7. **Análisis de la Cimentación**
Descripción de las características físico – mecánicas de los suelos que controlan el diseño de la cimentación. Análisis y diseño de solución para cimentación. Se incluye memorias de cálculo en cada caso, en las que se indican todos los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. En este numeral se incluye como mínimo:

a) Memoria de cálculo. Se utiliza cualquier método de diseño geotécnico sustentado en teorías y experiencias a largo plazo comúnmente empleadas en el Perú. El uso de cualquier otra metodología de diseño obliga a incluirla como anexo a la Memoria Descriptiva.
b) Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera.
c) Profundidad de cimentación ($\mathbf{D_f}$).
d) Cálculo de la carga de rotura por corte y cálculo del factor de seguridad (**FS**).
e) Estimación de los asentamientos que sufriría la estructura con la carga aplicada (diferenciales y/o totales).
f) Presión admisible del terreno.
g) Otros parámetros que se requieran para el diseño o construcción de las estructuras y cuyo valor dependan directamente del suelo.

16.2.8. **Efecto del Sismo**
En concordancia con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, el **EMS** o el **PM**, proporcionan de acuerdo al perfil encontrado lo siguiente:

a) Zona sísmica
b) Tipo de perfil del suelo
c) Factor del suelo (S)
d) Período TP (s)
e) Período TL (s)

En el caso que se encuentren suelos granulares sumergidos de los tipos: arenas y limos no plásticos, el **PR** debe obligatoriamente efectuar los análisis determinísticos y probabilísticos del potencial de licuación de los suelos, de acuerdo con el artículo 36.

16.2.9. **Parámetros para el diseño y construcción de obras de sostenimiento.**
Luego del análisis de los perfiles encontrados **el PR** debe indicar los siguientes parámetros que se deben emplear para los diseños de las obras de sostenimiento:

a) Peso unitario γ (ton/m^3)
b) Cohesión c (kg/cm^2):
c) Angulo de fricción ϕ (°)
d) Coeficiente Activo Estático K_a
e) Coeficiente en Reposo Estático K_o
f) Coeficiente Pasivo Estático K_p
g) Factor de Reducción del Empuje Pasivo R
h) Coeficiente Activo Dinámico K_{as}
i) Coeficiente en Reposo Dinámico K_{os}

j) Coeficiente Pasivo Dinámico K_{ps}
k) Coeficiente de Fricción bajo la cimentación Tan δ

16.2.10. **Análisis Adicionales**
Indicación de las precauciones especiales que toma el proyectista o el constructor de la obra, como consecuencia de las características particulares del terreno investigado (efecto de la Napa Freática, contenido de sales agresivas al concreto, expansión o colapso del suelo, licuación y otros que considere pertinente el **PR**.)

16.3. **Planos y Perfiles de puntos investigados**

16.3.1. **Plano de Ubicación de los puntos de exploración**
Plano planimétrico o topográfico (Ver numeral 13.4) del terreno, relacionado a una base de referencia (**BM**). En el plano de ubicación se indica la ubicación física de los puntos investigados empleándose la simbología indicada en la Tabla 7.

TABLA 7
TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN

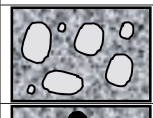
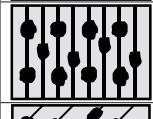
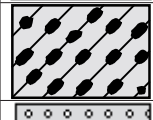
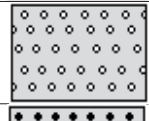
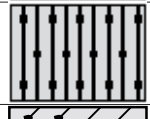
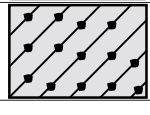
TÉCNICA DE EXPLORACIÓN	SÍMBOLO	
Pozo o Calicata	C – n	
Perforación	P – n	
Trinchera	T - n	
Auscultación	A – n	

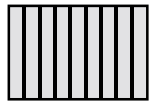
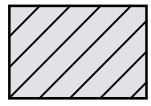
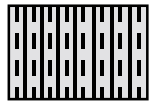
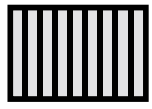
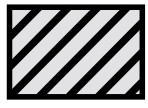
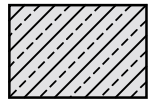
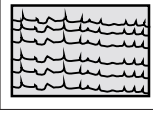
n = número correlativo de sondaje o punto de exploración.

16.3.2. **Perfil Estratigráfico por Punto explorado**
Se incluye la información de cada estrato de suelo como se indica en el sub numeral 16.2.5, así como las muestras obtenidas y los resultados de los ensayos "in situ". En caso se requiera un plano topográfico para el **EMS,** se debe indicar la cota de arranque del punto investigado y la cota de fondo. Se sugiere incluir los símbolos gráficos indicados en la Figura 3.

16.4. **Resultados de los Ensayos de Laboratorio**
Se incluyen todos los gráficos y resultados obtenidos en el Laboratorio según la aplicación de las normas de la Tabla 5.

FIGURA 3
Simbología de Suelos (Referencial)

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS.

CAPÍTULO III
ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Artículo 17.- Cargas a utilizar
Para la elaboración de las conclusiones del **EMS**, y en caso de contar con la información de las cargas de la edificación, se consideran:

17.1. Para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones: se utilizan como cargas aplicadas a la cimentación, las Cargas de Servicio que se utilizan para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

17.2. Para el cálculo del asentamiento de cimentaciones apoyadas sobre suelos granulares y cohesivos: se considera la Carga obtenida de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E .020 Cargas.

17.3. Para el cálculo de asentamientos, en el caso de edificaciones con sótanos en las cuales se emplee plateas o losas de cimentación, se puede descontar de la carga total de la estructura (carga muerta más sobrecarga más el peso de losa de cimentación) el peso del suelo excavado para la construcción de los sótanos, si el **PR** lo considera necesario.

Artículo 18.- Asentamientos
Los asentamientos se estiman utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos a partir de parámetros obtenidos mediante los ensayos in situ indicados en la Tabla 3 o los ensayos de laboratorio indicados en la Tabla 5.

Artículo 19.- Asentamiento tolerable
19.1. Todo **EMS** debe indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El Asentamiento Diferencial (Figura 4) no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la Tabla 8.

19.2. En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.

FIGURA 4
Asentamiento Diferencial

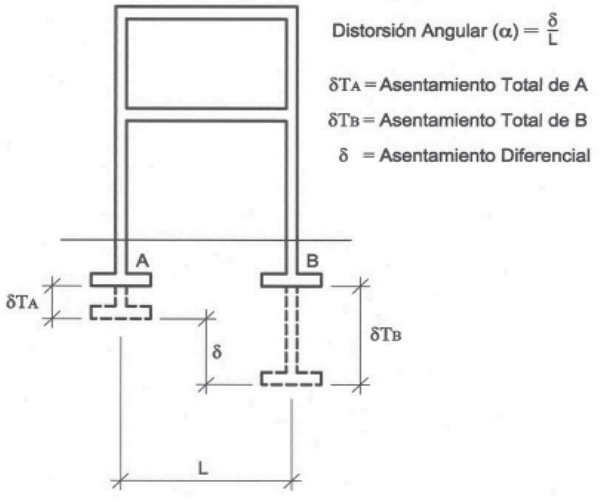


TABLA 8 DISTORSIÓN ANGULAR = α	
α = δ/L	**DESCRIPCIÓN**
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Ref.: NAVFAC DM 7

Artículo 20.- Capacidad de carga

20.1. La capacidad de carga (q_d) es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos a partir de parámetros determinados mediante los ensayos in situ indicados en la Tabla 3 o los ensayos de laboratorio indicados en la Tabla 5.
20.2. En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcilloso), se emplea un ángulo de fricción interna (ϕ) igual a cero.

$$q_d = s_c\, i_c c\, N_c$$

20.3. En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se emplea una cohesión (**c**) igual a cero.

$$q_d = i_q\, \gamma_1\, D_f\, N_q + 0{,}5\, s_\gamma\, i_\gamma\, \gamma_2\, B'\, N_\gamma$$

20.4. Para las ecuaciones indicadas en los numerales 20.2 y 20.3 se tiene:

$$N_q = \varepsilon^{(\pi \tan \phi')} \tan^2 \left[\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right]\right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = \left(N_q - 1\right) \tan(1{,}4\, \phi')$$

$$S_c = 1 + 0{,}2\, \frac{B}{L}$$

$$i_c = i_q = (1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ})^2$$

$$S_\gamma = 1 - 0{,}2\, \frac{B}{L}$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi^\circ})^2$$

Donde:

c = cohesión del suelo ubicado bajo la zapata.
i_c = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la cohesión
i_q = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la sobre carga (γD_f)
s_c = coeficiente de corrección por la forma de la cimentación correspondiente a la cohesión
s_γ = coeficiente de corrección por la forma de la cimentación correspondiente a la fricción
i_γ = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la fricción
γ_1 = peso unitario volumétrico de suelo ubicado sobre el nivel de cimentación.
γ_2 = peso unitario volumétrico efectivo de suelo ubicado bajo el nivel de cimentación.
N_c = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la cohesión = 5.14
N_q = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la sobre carga (γD_f)
N_γ = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la fricción
B' = ancho del "área efectiva"
$\alpha°$ = ángulo en grados que hace la carga con la vertical

Referencia: Bowles, Joseph E. (1996) Foundation Analysis and Design. New York: Mc Graw – Hill Book Co.

Artículo 21.- Factor de seguridad frente a una falla por corte
Los factores de seguridad mínimos que deben tener las cimentaciones son los siguientes:

21.1. Para cargas estáticas: 3,0
21.2. Para solicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5

Artículo 22.- Presión admisible

22.1. La determinación de la Presión Admisible, se efectúa tomando en cuenta los siguientes factores:

a) Profundidad de cimentación.
b) Dimensión de los elementos de la cimentación.
c) Características físico – mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación.
d) Ubicación del Nivel Freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la edificación
e) Probable modificación de las características físico – mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
f) Asentamiento tolerable de la edificación

22.2. La presión admisible es la menor de la que se obtenga mediante:

22.2.1. La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte afectada por el factor de seguridad correspondiente (Ver artículo 20).
22.2.2. La presión que cause el asentamiento admisible.

CAPÍTULO IV
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

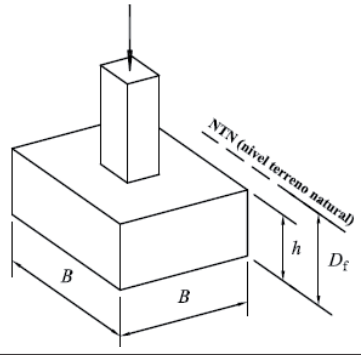
Artículo 23.- Definición

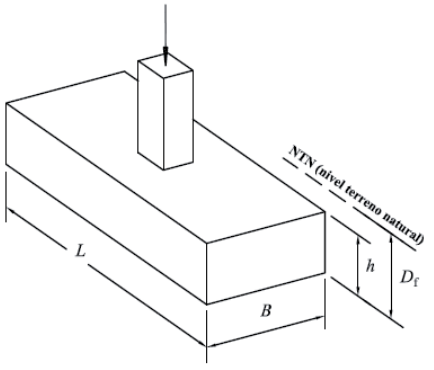
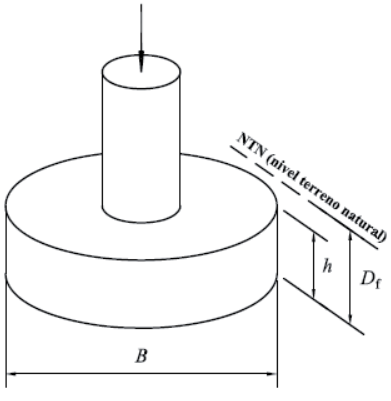
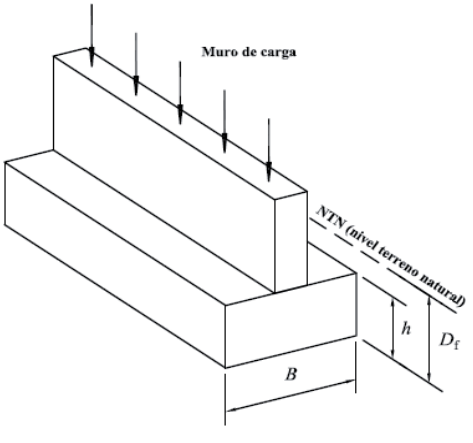
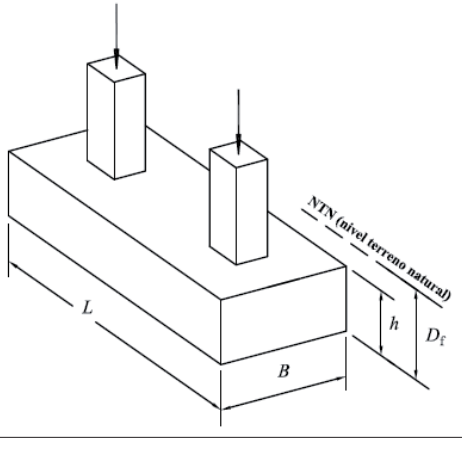
23.1. Son aquellas en las cuales la relación Profundidad / ancho ($\mathbf{D_f}$ / $\mathbf{B}$) es menor o igual a cinco (5), siendo $\mathbf{D_f}$ la profundidad de la cimentación y $\mathbf{B}$ el ancho o diámetro de la misma.
23.2. Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación.
23.3. Las zapatas y plateas deberán tener una forma regular: cuadrada, rectangular, continua o circular como las mostradas a continuación. Las cimentaciones no rectangulares podrán asimilarse a otras similares conservando la misma área y el mismo momento de inercia respecto al eje del momento resultante. Calculadas esas dimensiones equivalentes, se obtiene el valor de la presión uniforme aplicada definida como:

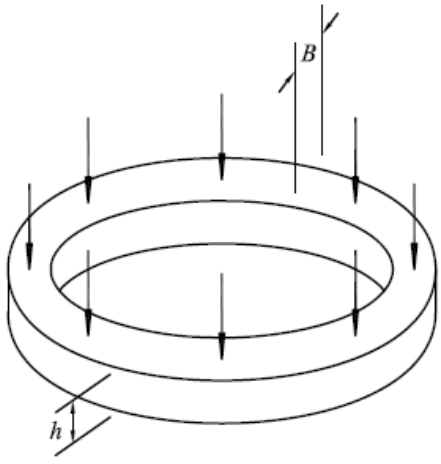
$$q_{ap} = \frac{Q}{B' L'}$$

B´ y L´ se calcularán de acuerdo a lo indicado en 4.5

Ref. Código Técnico de Edificación Español 314/2006

Zapata	Dimensiones	Forma
Cuadrada	L = B	

Zapata	Dimensiones	Forma
Rectangular	L ≤ 10 B	
Circular	Diámetro = B	
Continua	L > 10 B	
Combinada	L ≤ 10 B	

Zapata	Dimensiones	Forma
Anillo continuo	Perímetro medio P ≥ 10 B	

Nota: El peralte de la cimentación (h) debe ser determinado por el ingeniero que efectúa el diseño estructural del proyecto.

Ref. Donald P. Coduto (1994) Foundation design: Principles and Practices. Englewood Cliffs, NS: Prentice-Hall

Artículo 24.- Suelos no permitidos para apoyar las cimentaciones
No se cimienta sobre los siguientes tipos de materiales: turba, suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitario o industrial, ni Rellenos No Controlados. Estos materiales no permitidos tienen que ser removidos en la totalidad del terreno, antes de ejecutar cualquier tipo de obra en el terreno y ser reemplazados con materiales que cumplan lo indicado en el numeral 25.4.

Artículo 25.- Rellenos

25.1. Los rellenos por su origen pueden ser naturales si son formados por la naturaleza y artificiales si son formados por la acción del hombre.
25.2. Los rellenos artificiales de acuerdo al material que lo constituye pueden ser:

25.2.1. **Materiales seleccionados**: todo tipo de suelo compactable, con partículas no mayores de 7,5 cm (3”), con 30% o menos de material retenido en la malla ¾”, con un contenido de material que pasa la malla 200 menor al 50%, con IP no mayor a 6 y sin elementos distintos de los suelos naturales.
25.2.2. **Materiales no seleccionados**: todo aquél que no cumpla con la condición anterior.

25.3. Los rellenos artificiales por las condiciones bajo las que son colocados pueden ser:

a) Controlados.
b) No Controlados.

25.4. **Rellenos Controlados o de Ingeniería**

25.4.1. Los Rellenos Controlados son aquellos que se construyen con Material Seleccionado, tienen las mismas condiciones de apoyo que las cimentaciones superficiales. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control, dependen principalmente de las propiedades físicas del material. Las cimentaciones pueden apoyarse sobre este tipo de Relleno Controlado o de Ingeniería.
25.4.2. El Material Seleccionado con el que se construye el Relleno Controlado es compactado de la siguiente manera:

a) Si tiene más de 12% de finos, se compacta a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141, en todo su espesor.
b) Si tiene igual o menos de 12% de finos, se compacta a una densidad no menor del 95% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141, en todo su espesor.

25.4.3. En los Rellenos Controlados o de Ingeniería es obligatorio realizar controles de compactación en cada una de las capas compactadas, necesariamente a razón, de un control por cada 250 m^2 o fracción, con un mínimo de tres controles por capa. En áreas pequeñas (igual o menores a 25 m^2) un ensayo como mínimo. En cualquier caso, el espesor máximo a controlar es de 0,30 m de espesor.

25.5. **Rellenos No Controlados**
Los Rellenos No Controlados son aquellos que no cumplen con el numeral 25.4.1 Las cimentaciones superficiales no se deben apoyar sobre estos Rellenos No Controlados, los cuales deben ser reemplazados en su totalidad en todo el terreno, objeto del **EMS**, por materiales seleccionados debidamente compactados, como se indica en el numeral 25.4.1 antes de iniciar cualquier tipo de obra en el terreno.

Artículo 26.- Profundidad de cimentación

26.1. La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación está referida al nivel del piso terminado del sótano más profundo. En el caso de plateas o losas, la profundidad de cimentación es la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.
26.2. La profundidad de cimentación es definida por el **PR** y está condicionada por la estratigrafía del suelo,

a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo-deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no siendo menor de 0,80 metros en cualquier tipo de cimentación de elementos portantes o no portantes no arriostrados lateralmente. En el caso de cimentación sobre roca, el **PR** define la profundidad de cimentación, pudiendo en este caso ser menor a 0,80 metros. La profundidad de cimentación de las losas o plateas se verá en el párrafo siguiente.

26.3. Las plateas de cimentación son losas rígidas de concreto armado con acero en dos direcciones, apoyadas en toda su extensión sobre un Relleno Controlado con una viga perimetral confinante de concreto armado. El fondo de la viga debe llegar hasta el nivel de la sub-rasante, con un peralte mínimo de 0,40 metros, en el caso de viviendas de interés social con altura no mayor a dos pisos el ingeniero estructural podrá reducir el espesor de 0.40 m. bajo su responsabilidad diseñando dicha losa para que su comportamiento garantice la rigidez de la cimentación con un mínimo de tres veces el espesor de la platea. En el caso que el Relleno Controlado tuviera un espesor mayor de 0,80 metros la viga debe tener un peralte mínimo de 0,80 metros. La necesidad de incluir vigas interiores rigidizantes adicionales a las perimetrales, el espesor de la losa y el peralte de las vigas, son determinados por el **proyectista** estructural, para garantizar la rigidez de la cimentación.

26.4. Si para una estructura se plantean varias profundidades de cimentación, deben determinarse la carga admisible y el asentamiento diferencial para cada caso. Deben evitarse la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario es necesario tenerla en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

26.5. Cuando la edificación tenga sus cimientos adyacentes a los de las edificaciones vecinas deberán tomarse las provisiones necesarias en el diseño de las cimentaciones, para evitar afectar a los cimientos existentes ya sea por incremento de carga vertical que generen una reducción en el factor de seguridad o un incremento de las deformaciones. Estas consideraciones deberán ser evaluadas durante y después del proceso constructivo de la edificación.

26.6. Cuando una cimentación quede por debajo del nivel de desplante de una cimentación vecina existente, el **PR** analiza el requerimiento de sostenimiento de la cimentación vecina, según lo indicado en el numeral 39.8.

Artículo 27.- Presión admisible
Se determina según lo indicado en el Capítulo III.

Artículo 28.- Cargas excéntricas

28.1. En el caso de cimentaciones superficiales que transmiten al terreno una carga vertical **Q** y dos momentos $\mathbf{M_x}$ y $\mathbf{M_y}$ que actúan simultáneamente según los ejes **x** e **y** respectivamente, el sistema formado por estas tres solicitaciones es estáticamente equivalente a una carga vertical excéntrica de valor **Q**, ubicada en el punto ($\mathbf{e_x}$, $\mathbf{e_y}$) siendo:

$$e_x = \frac{M_x}{Q} \qquad e_y = \frac{M_y}{Q}$$

28.2. El ancho (**B**) o largo (**L**)**,** se corrige por excentricidad reduciéndolo en dos veces la excentricidad para ubicar la carga en el centro de gravedad del «área efectiva = **B'L'»**

$$B' = B - 2e_x \qquad L' = L - 2e_y$$

28.3. El centro de gravedad del «área efectiva» coincide con la posición de la carga excéntrica y sigue el contorno más próximo de la base real con la mayor precisión posible. Su forma es rectangular, aún en el caso de cimentaciones circulares. (Ver Figura 5). Las cimentaciones no rectangulares se dimensionan de acuerdo a lo indicado en el numeral 23.3.

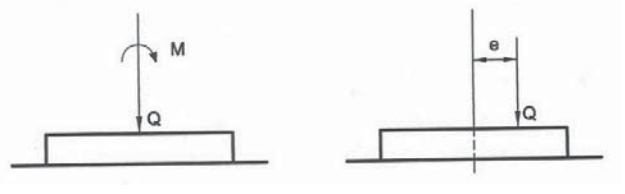
Artículo 29.- Cargas inclinadas
La carga inclinada modifica la configuración de la superficie de falla, por lo que la ecuación de capacidad de carga es calculada tomando en cuenta su efecto.

Artículo 30.- Cimentaciones superficiales en taludes o en su cercanía

30.1. En el caso de cimientos ubicados en terrenos próximos a taludes o sobre taludes o en terreno inclinado, la ecuación de capacidad de carga es calculada teniendo en cuenta la inclinación de la superficie y la inclinación de la base de la cimentación, si la hubiera.
30.2. Adicionalmente, se debe analizar la estabilidad global del talud, considerando las cargas que genera la presencia de la estructura.
30.3. El factor de seguridad mínimo del talud, en consideraciones estáticas debe ser 1,5 y en condiciones sísmicas 1,25.

FIGURA 5
CIMIENTOS CARGADOS EXCÉNTRICAMENTE
Ref.: NAVFAC DM 7

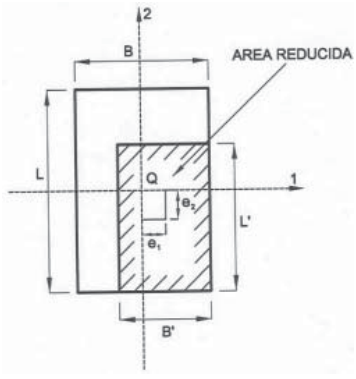
A) **CARGAS EQUIVALENTES**



$$\mathbf{e} = \frac{\mathbf{M}}{\mathbf{Q}}$$

La fuerza resultante actúa en el centroide del área reducida.

B) **ÁREA REDUCIDA – CIMIENTO RECTANGULAR**

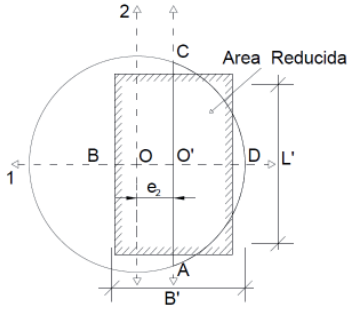


Para cimientos rectangulares se reducen las dimensiones siguientes:

$$L' = L - 2e_1 \qquad e_1 = \frac{M_1}{Q}$$

$$B' = B - 2e_2 \qquad e_2 = \frac{M_2}{Q}$$

C) **ÁREA REDUCIDA – CIMIENTO CIRCULAR**



Para un cimiento circular de radio R, el área efectiva, $A'_e = 2$ x (Área del segmento circular ADC), considerar A'_e como un rectángulo con lados L' y B' (L' > B')

$$e = \frac{M}{Q}$$

$$A'_e = 2S = B'L'$$

$$L' = \left(2S \sqrt{\frac{R + e_2}{R - e_2}} \right)^{1/2}$$

$$\mathbf{e_2 = \frac{M_2}{Q}} \qquad B' = L' \sqrt{\frac{R - e_2}{R + e_2}}$$

$$\mathbf{O'B = O'D} \qquad S = \frac{\pi R^2}{2} - \left[e_2 \sqrt{R^2 - {e_2}^2} + R^2 \mathrm{Sen}^{-1}\left(\frac{e_2}{R} \right) \right]$$

$$\mathbf{R = OD}$$

Las cimentaciones no rectangulares podrán asimilarse a otras similares conservando la misma área y el mismo momento de inercia respecto al eje del momento resultante. Calculadas esas dimensiones equivalentes, se obtiene el valor de la presión uniforme aplicada definida de acuerdo a 23.3.

CAPÍTULO V
CIMENTACIONES PROFUNDAS

Artículo 31.- Definición

31.1. Son aquellas en las que la relación profundidad / ancho ($\mathbf{D_f / B}$) es mayor a cinco (5), siendo $\mathbf{D_f}$ la profundidad de la cimentación y **B** el ancho o diámetro de la misma.
31.2. Son cimentaciones profundas: los pilotes y micropilotes, los pilotes para densificación, los pilares, los cajones de cimentación y cualquier otro tipo de elemento estructural que transmita las cargas de la estructura a estratos profundos.
31.3. La cimentación profunda es usada cuando las cimentaciones superficiales generen una capacidad de carga que no permita obtener los factores de seguridad indicados en el artículo 20 o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales mayores a los indicados en el artículo 18. Las cimentaciones profundas se pueden usar también para anclar estructuras contra fuerzas de levantamiento y para colaborar con la resistencia de fuerzas laterales y de volteo. Las cimentaciones profundas pueden además ser requeridas para situaciones especiales tales como suelos expansivos, colapsables, licuables o erosionables.
31.4. Algunas de las condiciones que hacen obligatorio el uso de cimentaciones profundas, se indican a continuación:

a) Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y de baja resistencia, las estructuras deben transmitir sus cargas a un estrato más profundo resistente.
b) Cuando las estructuras están sometidas a fuerzas horizontales que no puedan ser tomadas por las cimentaciones superficiales.
c) Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
d) Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, estructuras en el mar, ríos o lagos, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento.

Artículo 32.- Cimentación por pilotes

32.1. Los pilotes son elementos estructurales con diámetros menores o iguales a 90 cm, hechos de concreto, acero o madera y son usados para construir cimentaciones en los casos en que sea necesario apoyar la cimentación en estratos ubicados a una mayor profundidad que el usual para cimentaciones superficiales. Los pilotes deben diseñarse para

absorber los esfuerzos que generen las cargas por gravedad, sísmicas, viento, etc.

32.2. **Programa de exploración para pilotes**

El programa de exploración para cimentaciones por pilotes se sujeta a lo indicado en el artículo 15.B

32.3. **Estimación de la longitud y de la capacidad de carga del pilote**

Los pilotes se dividen en dos categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo, como se indica a continuación:

32.3.1. Si los registros de la perforación establecen la presencia de roca dentro de la zona D_f de la figura 2 (C-2), los pilotes se apoyan en el material rocoso que el **PR** considere adecuado. En este caso la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga de este material.

32.3.2. En el caso de suelos granulares resistentes, el **PR** debe determinar la longitud de los pilotes que garanticen la carga última del pilote que se expresa como:

$$Q_u = Q_p + \Sigma Q_f$$

Donde:

Q_u = Capacidad última del pilote.

Q_p = Capacidad última tomada por la punta del pilote.

ΣQ_f = Capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Si ΣQ_f es muy pequeña:

$$Q_u = Q_p$$

32.3.3. En el caso de suelos finos, el PR debe determinar la longitud de los pilotes que garanticen la carga última del pilote que se expresa como

$$Q_u = Q_p + \Sigma Q_f$$

Donde:

Q_u = Capacidad última del pilote

Q_p = Capacidad última tomada por la punta del pilote.

ΣQ_f = Capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Sin embargo, si el valor de Q_p es pequeño:

$$Q_u = \Sigma Q_f$$

Éstos se denominan pilotes de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción lateral. La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote.

32.3.4. **Procedimientos teóricos para el análisis del pilote**

a) **Consideraciones en el cálculo de capacidad de carga**

Dentro de los cálculos de la capacidad de carga de los pilotes, no se consideran los estratos licuables, aquellos de muy baja resistencia, suelos orgánicos ni turbas ni los suelos sujetos a erosión. Los pilotes deben diseñarse para absorber los esfuerzos que generen las cargas por gravedad, sísmicas, viento, etc.

b) **Capacidad de carga del grupo de pilotes**

b-1) En el caso de un grupo de pilotes de fricción hincados en arcilla, se analiza el efecto de grupo.
b-2) En el caso de pilotes de punta apoyados sobre un estrato resistente de poco espesor, debajo del cual se tiene un suelo menos resistente, se analiza la capacidad de carga por punzonamiento de dicho suelo.
b-3) En el caso de pilotes perforados**,** el PR analiza el efecto del grupo.

c) **Factores de seguridad**

c-1) En pilotes, para el cálculo de la capacidad de carga admisible, mediante métodos estáticos, a partir de la carga última, se utilizan los factores de seguridad estipulados siguientes:

- En pilotes individuales FS≥2.0;
- En grupos de pilotes: para cargas estáticas FS≥3.0 y para cargas dinámicas FS≥2.5

c-2) En pilotes hincados, para el cálculo mediante fórmulas dinámicas, se utiliza el factor de seguridad correspondiente a la fórmula utilizada. En ningún caso el factor de seguridad en pilotes individuales es menor de 2.

d) **Espaciamiento de pilotes**
d-1) El espaciamiento mínimo entre pilotes es el indicado en las Tabla 9.

TABLA 9 ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE PILOTES	
LONGITUD (m)	**ESPACIAMIENTO ENTRE EJES**
L < 10	3b
10 ≤ L < 25	4b
L ≥ 25	5b

Donde **b** = diámetro o mayor dimensión del pilote.
Ref.: Tomlinson (1977)

d-2) Para el caso de pilotes por fricción, este espaciamiento no es menor de 1.20 m.
d-3) En casos especiales el **PR** propone y sustenta mediante un análisis un espaciamiento distinto al indicado en la Tabla 9.

e) **Fricción negativa**

e-1) La fricción negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, la cual se presenta bajo las siguientes condiciones:

- Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se ejecuta un pilote, el relleno se consolida gradualmente, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el período de consolidación.
- Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, induce el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejerce una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.
- Si existe un suelo orgánico por encima del estrato donde está cimentado el pilote, el suelo orgánico se consolida gradualmente, debido a la alta compresibilidad propia de este material, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.
- El descenso del nivel freático incrementa el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que induce asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, queda sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

e-2) Este efecto incrementa la carga que actúa en el pilote y es generado por el desplazamiento relativo hacia abajo del suelo con respecto al pilote; se toma en cuenta cuando se efectúa pilotaje en suelos compresibles.

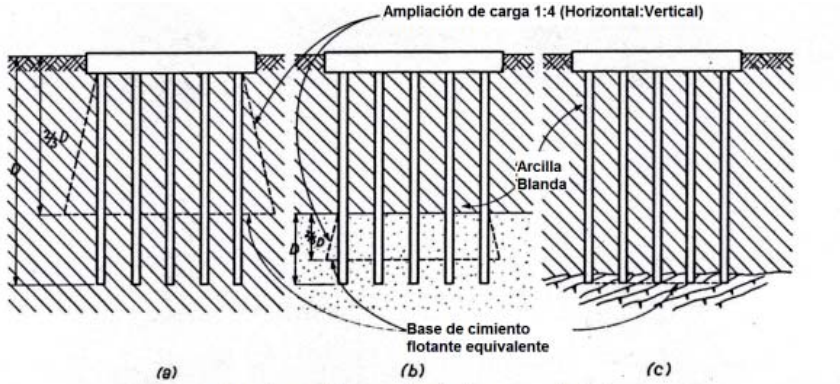
f) **Análisis del efecto de la fricción negativa**

f-1) Para analizar el efecto de la fricción lateral negativa se utilizan los métodos estáticos, considerando únicamente en ellos la fricción lateral suelo – pilote, actuando hacia abajo.
f-2) La fricción negativa se considera como una carga adicional a la que trasmite la estructura.

32.3.5. **Asentamientos**
Los asentamientos se determinan utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos a partir de parámetros obtenidos mediante los ensayos in situ indicados en la Tabla 3 o los ensayos de laboratorio indicados en la Tabla 5.

a) Se estima primero el asentamiento tolerable por la estructura y luego se calcula el asentamiento del pilote aislado o grupo de pilotes para luego compararlos.
b) En el cálculo del asentamiento del pilote aislado se consideran: el asentamiento debido a la deformación axial del pilote, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.
c) En el caso de pilotes en suelos granulares, el asentamiento del grupo está en función del asentamiento del pilote aislado. El asentamiento del pilote aislado puede determinarse preliminarmente mediante las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos y luego de la prueba de carga debe verificarse el asentamiento empleando los resultados obtenidos de ella.
d) En el caso de pilotes en suelo cohesivo, el principal componente del asentamiento del grupo proviene de la consolidación de la arcilla. Para estimar el asentamiento, en este caso, puede reemplazarse al grupo de pilotes por una zapata imaginaria ubicada a $^{2}/_{3}$ de la profundidad del grupo de pilotes, de dimensiones iguales a la sección del grupo y que aplica la carga transmitida por la estructura.

FIGURA 6



Transferencia de Carga al suelo, de un grupo de pilotes
(*a*) Grupo de pilotes soportados mayormente por fricción lateral.
(*b*) Grupo de pilotes que atraviesa arcilla blanda hasta un suelo granular denso usando pilotes de fricción lateral y de punta.
(*c*) Grupo de pilotes de punta sobre estrato rocoso.

32.4. **Consideraciones durante la ejecución de la obra**
Durante la ejecución de la obra, se efectúan pruebas de carga y la capacidad de carga es verificada por una fórmula adecuada al sistema de instalación del pilote.

32.4.1. **Pruebas de carga**

a) Se deben efectuar pruebas de carga estáticas de compresión axial según lo indicado en la Norma ASTM D 1143, pruebas de carga estáticas de tracción axial según lo indicado en la Norma ASTM D 3689 o mediante pruebas de carga dinámicas a gran escala según lo indicado en la Norma ASTM D 4945.

b) En caso que el **PR** lo indique se deben efectuar pruebas estándar para cimientos profundos bajo carga lateral según lo indicado en la Norma ASTM D3966. El **PR** debe indicar el número mínimo de pruebas a ejecutar.

c) El número de pruebas de carga es de una por cada lote o grupos de pilotes, con un mínimo de una prueba por cada cincuenta pilotes.

d) Las pruebas se efectúan en zonas con el perfil de suelo previamente conocido y el más desfavorable.

32.4.2. **Pruebas de integridad**
Se debe efectuar la verificación del buen estado físico al 100% de los pilotes instalados mediante la ejecución de pruebas de integridad de bajo impacto según lo indicado en la Norma ASTM D 5882.

32.4.3. **Tolerancias constructivas**
El pilote debe ser ejecutado considerando las siguientes exigencias mínimas:

a) Desplazamiento del eje en planta del pilote instalado con respecto al eje del pilote en el plano ≤ a 0.10 m.
b) Inclinación del eje del pilote instalado respecto a la inclinación del eje indicado en el plano ≤ a 2°.

Referencia: NAVFAC DM7.2 (a y b)

c) En el eventual caso que se incumpla lo indicado en los literales a) y b), el Supervisor de la Obra y el ingeniero estructural que diseñó la cimentación decidirán las acciones que debe tomar el contratista que ejecutó la instalación de los pilotes para corregir, si se requiere, el problema generado por el cumplimiento, de manera que la ubicación final de los pilotes no genere esfuerzos que no sean tolerados por la cimentación.

Artículo 33.- Cimentación por pilares

33.1. Los pilares son elementos estructurales de concreto, vaciados “in situ” con diámetro mayor a 0.90 m, con o sin refuerzo de acero y con o sin fondo ampliado.

33.2. **Capacidad de carga**
La capacidad de carga de un pilar es evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de pilotes. Se toma en cuenta los efectos por punta y/o fricción de acuerdo al tipo de suelo en el cual son instalados.

33.3. **Factor de seguridad**
La capacidad admisible se obtiene dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizan los factores estipulados en el artículo 21.

33.4. **Acampanamiento en la base del pilar**
Se puede acampanar el pilar mediante el ensanchamiento de su base a fin de incrementar la capacidad de carga del pilar, siempre y cuando no exista peligro de derrumbes.

33.5. **Aflojamiento del suelo circundante**
El aflojamiento del suelo circundante se controla mediante:

33.5.1. Una rápida excavación y vaciado del concreto.
33.5.2. El uso de un forro en la excavación.
33.5.3. La aplicación del Lodo Bentonítico.

33.6. **Asentamientos**
Los asentamientos se determinan utilizando lo indicado en el sub numeral 32.3.5

Artículo 34.- Cajones de cimentación

34.1. Los cajones de cimentación son elementos estructurales de concreto armado que se construyen sobre el terreno y luego son introducidos en el mismo por su propio peso al excavarse el suelo ubicado en su interior. El **PR** indica el valor de la fricción lateral del suelo para determinar el peso requerido por el cajón para su instalación.

34.2. Capacidad de carga
La capacidad de carga de un cajón de cimentación es evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de zapatas o pilares y depende de la relación profundidad /ancho ($\mathbf{D_f / B}$). Si es menor o igual a cinco (5) se diseña como cimentación superficial, si es mayor a cinco (5) se diseña como un pilar.

34.3. Factor de seguridad
La capacidad admisible se obtiene dividiendo la capacidad de carga última entre el factor de seguridad. Se utilizan los factores estipulados en el artículo 21.

34.4. Asentamientos
Los asentamientos de un cajón de cimentación se estiman de acuerdo a los mismos métodos utilizados en el cálculo de los asentamientos de las zapatas o pilares y depende de la relación profundidad /ancho ($\mathbf{Df / B}$). Si es menor o igual a cinco (5) se estima el asentamiento como si se tratara de una cimentación superficial, si es mayor a cinco (5) se estima el asentamiento como si se tratara de un pilar.

CAPÍTULO VI
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

Artículo 35.- Suelos colapsables

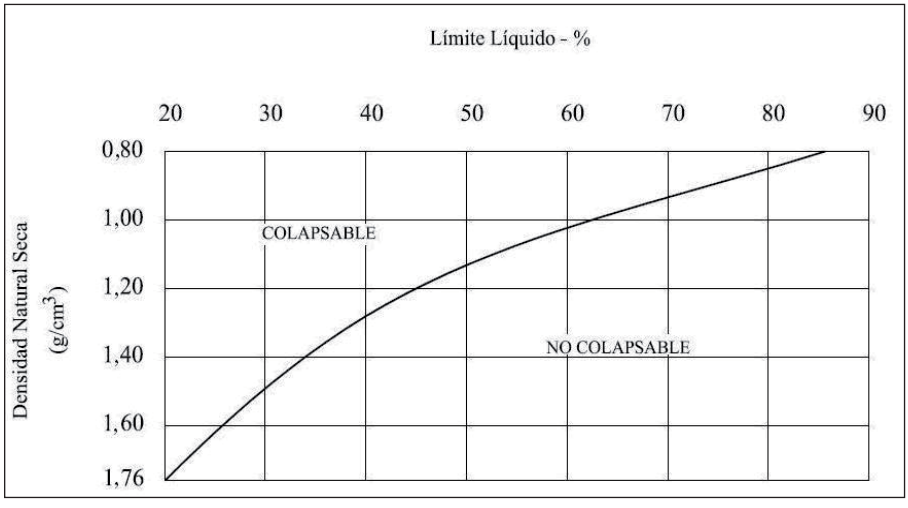
35.1. Son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de las siguientes acciones:

a) Al ser sometidos a un incremento de carga o
b) Al humedecerse o saturarse

35.2. Obligatoriedad de los Estudios

35.2.1. En los lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables, el **PR** incluye en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129:1999, del ensayo para determinar el peso volumétrico NTP 339.139:1999, y del ensayo de humedad NTP 339.127:1998, con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Límite Líquido (**LL**) y del peso volumétrico seco (γ_d).
35.2.2. La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la figura siguiente:

FIGURA 7
Criterios del Potencial de Colapso



Ref.: NAVFAC DM 7

35.3. Evaluación del Índice de Colapso

35.3.1. Cuando el análisis indicado en el sub numeral 35.2.2 da como resultado que el suelo es potencialmente colapsable, el **PR** debe verificar la existencia o no de la colapsabilidad mediante los resultados del ensayo Método de ensayo normalizado para la medición del potencial de colapso de suelos NTP 339.163.
35.3.2. Las muestras utilizadas para la evaluación de colapso son obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**.
35.3.3. El Índice de Colapso (**I_c**) se define mediante la siguiente expresión:

$$I_C(\%) = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad o \quad I_C(\%) = \frac{\Delta h}{h_0}$$

Δe = Cambio en la relación de vacíos debido al colapso bajo humedecimiento.
e_0 = Relación de vacíos inicial.
Δh = Cambio de altura de la muestra.
h_0 = Altura inicial de la muestra.

35.34. El **PR** establece la severidad del problema de colapso mediante los siguientes grados de colapso. Los suelos dentro de la zona activa de la cimentación no pueden tener un Ic > 6 por considerarse un colapso moderadamente severo.

TABLA 10	
Clasificación del Índice de colapso Ic	
Grado de Colapso	Índice de colapso Ic (%)
Ninguno	0
Leve	0,1 a 2,0
Moderado	2,1 a 6,0
Moderadamente severo	6,1 a 10,0
Severo	> 10,0

Ref.: NTP 339:163

35.5.5. En caso se verifique un índice de colapso mayor a 6, el **PR** formula las recomendaciones correspondientes.

35.4. Cimentaciones en áreas de suelos colapsables (I_c > 6)

35.4.1 Las obras construidas sobre este tipo de suelos están sometidas a grandes fuerzas causadas por el hundimiento violento del suelo, el cual provoca asentamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto, no está permitido cimentar directamente sobre suelos colapsables.

35.4.2 La cimentación y los pisos deben apoyarse sobre suelos no colapsables ($I_c \leq 6$).

35.4.3 Los pisos no deben apoyarse directamente sobre suelos colapsables ($I_c > 6$).

35.5. Reemplazo de un suelo colapsable
Cuando se encuentren suelos que presentan colapso moderado y a juicio del **PR**, poco profundos, deben ser retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al numeral 25.4. Rellenos Controlados o de ingeniería de la presente Norma.

Artículo 36.- Ataque químico por suelos y aguas subterráneas

36.1. Las aguas subterráneas que contienen sulfatos y/o cloruros actúan más rápidamente que un suelo seco que contenga estos elementos; sin embargo, el humedecimiento de un suelo seco por riego, filtraciones de agua de lluvia, fugas de conductos de agua o cualquier otra causa, puede activar a las sales agresivas.

36.2. Esta Norma sólo considera el ataque externo por suelos y aguas subterráneas que contengan sales agresivas y no toma en cuenta ningún otro tipo de agresión.

36.3. **Obligatoriedad de los Estudios**
En los lugares con Napa Freática en la zona activa de la cimentación o donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de ataque químico de las sales contenidas en el suelo al concreto simple o armado de todas las estructuras soterradas, el **PR** debe incluir en su **EMS** un análisis basado en ensayos químicos del agua o del suelo en contacto con ellas, para descartar o contrarrestar tal evento de acuerdo a lo indicado en la NTE E.060 Concreto Armado.

36.4. **Ataque Químico por Suelos y Aguas Subterráneas**

36.4.1. **Ataque Ácido**
Si el valor del pH es menor a 4,0, el **PR** propone medidas de protección adecuadas para proteger el concreto simple o armado de todas las estructuras soterradas del ataque ácido.

36.4.2. **Ataque por Sulfatos**

a) La mayor parte de los procesos de destrucción del concreto causados por la formación de sales agresivas son debidos a la acción de los sulfatos.

b) La agresión de los sulfatos se diferencia de la causada por las aguas blandas, en que no tiene lugar una lixiviación, sino que la pasta endurecida de cemento, a consecuencia de un aumento de volumen, se desmorona y expansiona, formándose grietas y disgregación del concreto.

c) En la NTE E.060 Concreto Armado se indican los requisitos para concreto expuesto a sulfatos en aguas y suelos subterráneos y la medida correctiva a usar en cada caso.

d) En caso que se desee usar un material sintético para proteger la cimentación, este debe ser una geomembrana o geotextil impregnado con asfalto, cuyas características son definidas por el **PR**. Las propiedades de estos materiales están de acuerdo a las NTP. No está permitido el uso de elementos sintéticos (plásticos) que no cumplan con los requisitos de las NTP para ser empleados como elementos impermeabilizantes.

e) La determinación cuantitativa de sales solubles de sulfatos en aguas y suelos se hace mediante las NTP 339:074, NTP 400.014, respectivamente.

36.4.3. **Ataque por Cloruros**

a) Los fenómenos corrosivos del ión cloro a las cimentaciones se restringe al ataque químico al acero de refuerzo del concreto armado.
b) Cuando el contenido de ión cloro determinado mediante la NTP 400.014, sea mayor 0,15 %, el **PR** recomienda las medidas de protección necesarias.
c) La determinación cuantitativa de cloruros en aguas y suelos se hace mediante las NTP 339.076 y 400.014, respectivamente.

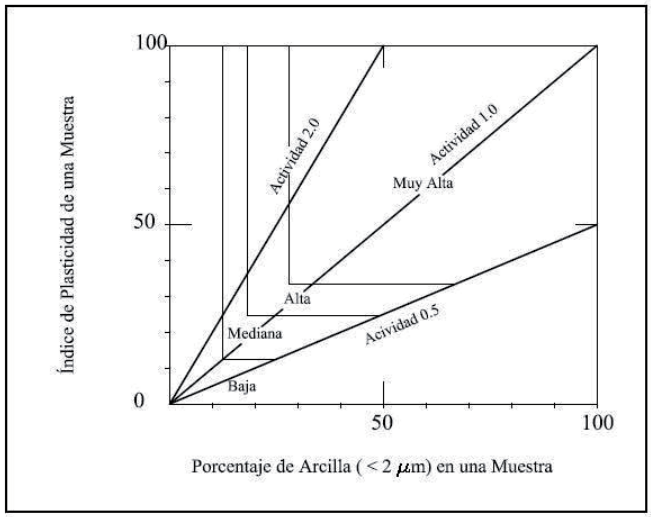
Artículo 37.- Suelos expansivos

37.1. Son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

37.2. **Obligatoriedad de los Estudios**

37.2.1. En las zonas en las que se encuentren suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta (**LL** $\geq$ 50), el **PR** incluye en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 y ensayos de granulometría por sedimentación NTP 339.128 con la finalidad de evaluar el potencial de expansión del suelo cohesivo en función del porcentaje de partículas menores a 2μ m, del índice de plasticidad (**IP**) y de la actividad (**A**) de la arcilla.
37.2.2. La relación entre la Expansión Potencial ($\mathbf{E_p}$) y los parámetros antes indicados se muestra en la figura siguiente:

FIGURA 8
Clasificación de Cambio de Potencial de Volumen



Ref.: NAVFAC DM 7

$$Actividad\,(A) = \frac{IP}{\%<2\,\mu m}$$

37.3. **Evaluación del Potencial de Expansión**

37.3.1. Cuando el **PR** encuentre evidencias de la existencia de suelos expansivos**,** sustenta su evaluación mediante los resultados del ensayo para la Determinación del Hinchamiento Unidimensional de suelos cohesivos según NTP 339.170.
37.3.2. Las muestras utilizadas para la evaluación del hinchamiento son obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**. Véase aplicación en la tabla 11.

TABLA 11
CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

Potencial de expansión Ep	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 7 kPa (0,07 kgf/cm2)	Índice de plasticidad IP	Porcentaje de partículas menores que dos micras
%	%	%	%
Muy alto	> 30	> 32	> 37
Alto	20 – 30	23 – 45	18 – 37
Medio	10 – 20	12 – 34	12 – 27
Bajo	< 10	< 20	< 17

Ref.: Earth Manual, U.S. Bureau of Reclamation (1998)

37.4. **Cimentaciones en áreas de suelos expansivos.**

37.4.1. Las cimentaciones construidas sobre arcillas expansivas están sometidas a grandes fuerzas causadas por la expansión, las cuales provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto, no está permitido cimentar directamente sobre suelos expansivos.
37.4.2. Todos los elementos de cimentación deben apoyarse sobre suelos no expansivos o con potencial de expansión bajo.
37.4.3. Los pisos no deben apoyarse directamente sobre suelos expansivos. Existen las siguientes alternativas:

a) Se deja un espacio libre, suficientemente holgado, para permitir que el suelo bajo el piso se expanda y no lo afecte. En este caso, el piso se diseña como una losa armada en dos direcciones conectada a los elementos de cimentación.
b) Efectuar el reemplazo indicado en el numeral 37.5.

37.5. **Reemplazo de un suelo expansivo**
Cuando se encuentren suelos medianamente expansivos y a juicio del **PR**, poco profundos, éstos son retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y son reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al numeral 25.4. Rellenos Controlados o de Ingeniería.

Artículo 38.- Licuación de suelos

38.1. En suelos granulares y en algunos suelos granulares con finos cohesivos ubicados bajo la Napa Freática, las vibraciones de los sismos pueden generar el fenómeno denominado Licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia del incremento de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de falla por asentamiento en las obras apoyadas en estos tipos de suelos y por el desplazamiento lateral de taludes y terraplenes.
38.2. Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

a) Estar constituido por arena, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
b) Encontrarse sumergido.

38.3. En estos casos**,** el **PR** debe incluir en su **EMS** un análisis determinístico y probabilístico del Potencial de Licuación de la zona, (Ver numeral 38.5) e indicar la probabilidad de ocurrencia o no del fenómeno de Licuación.

38.4. **Exploración de campo**

38.4.1. Cuando la historia sísmica del lugar haga sospechar la posibilidad de ocurrencia de Licuación, el programa de exploración de toda el área comprometida por la estructura se realiza de acuerdo a lo indicado en la Tabla 6 y con perforaciones hasta 15 m de profundidad como mínimo.
38.4.2. Cuando en las Investigaciones Preliminares se encuentren las condiciones indicadas en los numerales 38.1, 38.2 y 38.3, se asume la probabilidad de ocurrencia del fenómeno de Licuación. En tal caso, el **PR** informa al Solicitante la necesidad de ampliar el Programa de Exploración para incluir el Análisis de Licuación. Esta ampliación del Programa de Exploración de Campo y Laboratorio debe ser pactada con el Solicitante.
38.4.3. Las perforaciones deben tener una profundidad mínima de 15 m y deben ser realizadas por las técnicas de lavado o rotativa. Dentro de las perforaciones se llevan a cabo Ensayos de Penetración Estándar SPT (NTP 339.133) espaciados obligatoriamente cada 1 m. Las muestras que se obtengan en el penetrómetro utilizado para el ensayo SPT son recuperadas para efectuar en todas ellas los siguientes ensayos como mínimo: Véase aplicación en la Tabla 12.

TABLA 12	
SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico.	NTP 339.128
SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos	NTP 339.129
SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo	NTP 339.131
SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS).	NTP 339.134

38.4.4. Los ensayos DPSH, CTP, CPT y la medición de las velocidades de propagación de las ondas de corte pueden ser usados para investigaciones preliminares, o como investigación complementaria de los ensayos SPT, previa calibración en el caso de los ensayos DPSH y CTP

38.5. **Análisis del Potencial de Licuación**

38.5.1. En el caso de suelos granulares que presenten las características indicadas en los numerales 38.1, 38.2 y 38.3, se realiza el Análisis del Potencial de Licuación utilizando el método propuesto por Seed e Idriss (1971, 1982) y actualizado por el National Center for Earthquake Research (1997, NCEER) y por el Earthquake Engineering Research Center (2003, 2004 EERC), como procedimiento para la evaluación del potencial de licuación. Este método fue desarrollado en base a observaciones in-situ del comportamiento de depósitos de arenas durante sismos pasados.
38.5.2. El procedimiento involucra el uso de la resistencia a la penetración estándar **N** (Número de golpes del ensayo SPT). El valor de **N** obtenido en el campo se corrige por: energía, diámetro de la perforación, longitud de las barras y tensión efectiva para obtener el valor de $(N_1)_{60}$.
38.5.3. En forma complementaria al SPT, pueden emplearse la resistencia a la penetración del cono estático (CPT) q_{c1} o las velocidades de propagación de las ondas de corte V_{s1} y calcular a partir de uno de esos valores el Potencial de Licuación de los suelos. Se considera también para el análisis: el porcentaje de finos (% < 75 µm), el factor de reducción de las tensiones (rd), la aceleración horizontal pico en el terreno (a_{max}), la magnitud momento (M_w), la profundidad (d) y la velocidad de ondas de corte promedio sobre los 12m ($V^*_{s,12m}$).
38.5.4. La aceleración máxima (a_{max}) requerida para el análisis del potencial de licuación es estimada por el **PR**, la cual debe ser congruente con los valores empleados en el diseño estructural tomando en cuenta que, en el caso de licuación, la aceleración que se considera es la que puede ocurrir en el suelo de apoyo de la cimentación. Si a la fecha del proyecto se cuente con un mapa oficial de aceleraciones máximas superficiales del territorio nacional, el PR debe emplear dicha información.
38.5.5. El método determinístico permite calcular el esfuerzo cortante cíclico normalizado resistente mínimo que produce licuación (CRR_M) y el esfuerzo cortante cíclico normalizado inducido por el sismo (**CSR**). Adicionalmente, se efectúa una evaluación probabilística basada en un análisis estadístico de los posibles sismos que puedan ocurrir en un lugar para determinar la Probabilidad de Licuación (P_L).
38.5.6. El **PR** calcula la Probabilidad de Licuación (P_L) empleando los criterios y procedimientos más recientes, aceptados en Geotecnia.
38.5.7. El **PR** establece la severidad del problema de licuación mediante los criterios de la Tabla 13.

TABLA 13	
CLASIFICACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN	
Licuación	PL
Alta	> 50%
Moderada	10% < PL ≤ 50%
Baja	5% < PL ≤ 10%
Muy baja	< 5%

Ref.: Iwasaki (1984)

38.5.8. El **PR** determina los Factores de Seguridad frente a la ocurrencia de la licuación (FS_L) con el valor mínimo indicado en la Tabla 13.A, el que depende del tipo e importancia de la obra clasificada de acuerdo a la Norma E.030. Se debe también establecer la aceleración máxima de un sismo que causaría licuación para el Factor de Seguridad frente a la ocurrencia de la licuación (FS_L) empleado en el diseño. Siendo: $FS_L = CRR_M / CSR$

TABLA 13A	
CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES (E.030)	FSL mínimo
A	1.25
B	1.15
C	1.00

38.6. **Cimentaciones en áreas de suelos licuables.**

38.6.1. Las cimentaciones construidas sobre suelos que se licuan (**P_L>10%**), están sometidas a grandes asentamientos, desplazamiento lateral y falla de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto, no está permitido cimentar directamente sobre suelos licuables.
38.6.2. La cimentación y los pisos deben apoyarse sobre suelos no licuables o con potencial de licuación baja (**P_L≤ 10%**).
38.6.3. Los pisos no deben apoyarse directamente sobre suelos licuables (**P_L>10%**). En este caso, el piso se diseña como una losa armada en dos direcciones conectada a los elementos de cimentación.
38.6.4. El **PR** propone el tipo de cimentación para apoyar la estructura sobre suelos no licuables o los procedimientos constructivos para mejorar las condiciones del suelo y lograr que la Probabilidad de Licuación (**P_L**) sea ≤ 10%. En el caso de mejoramiento del suelo, es obligatorio verificar mediante un adecuado programa de exploración de campo de acuerdo a lo indicado en los numerales 38.5.2 y 38.5.3 que permita realizar un nuevo Análisis del Potencial de Licuación de acuerdo a lo indicado en el numeral 38.4.

FIGURA 9
Curvas simplificadas para el cálculo del CRR a partir del SPT $(N_1)_{60}$
Ref.: NCEER 1997

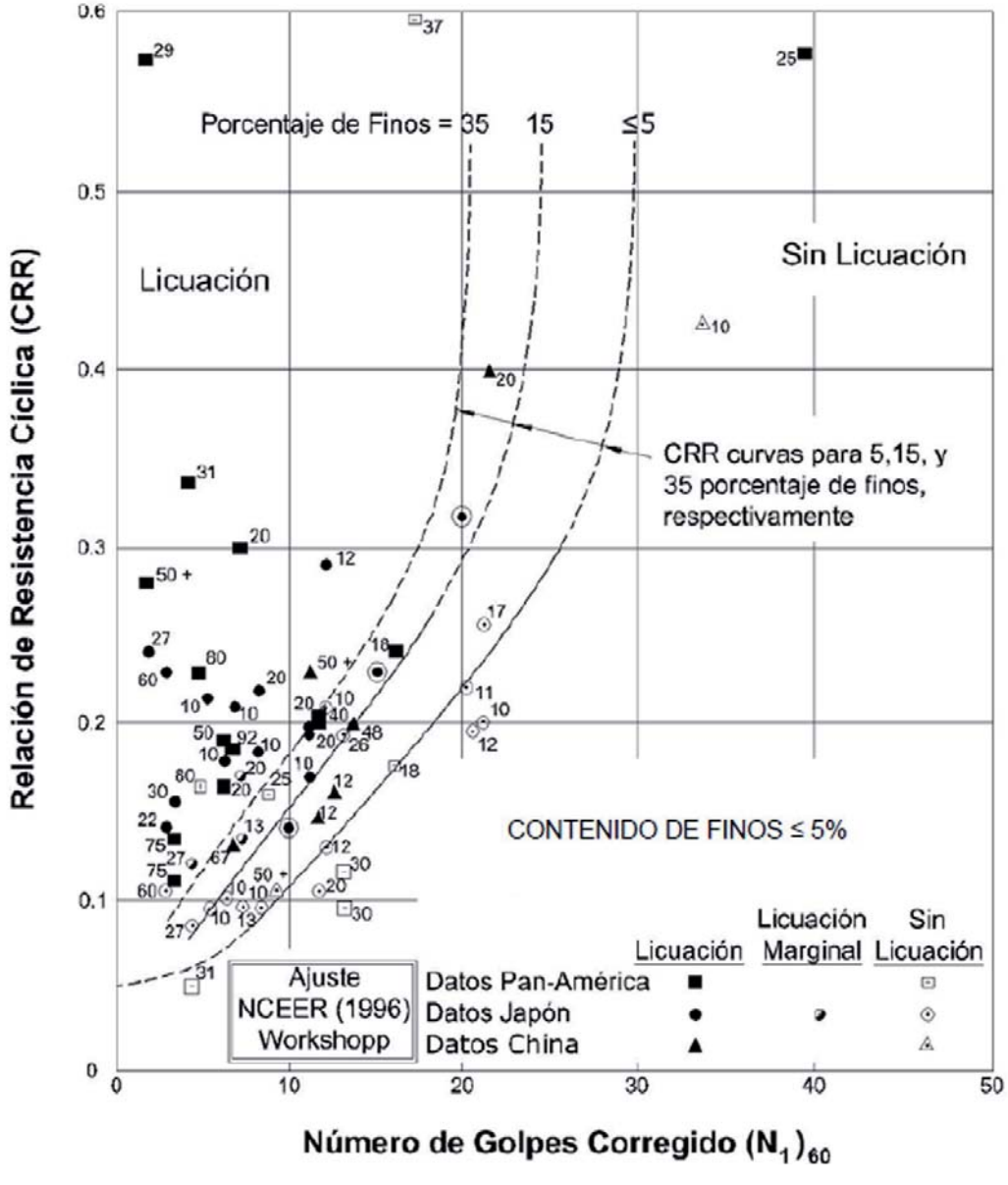


FIGURA 10
Curvas simplificadas para el cálculo del CRR a partir del CPT (q_{c1N})
Ref.: NCEER 1997

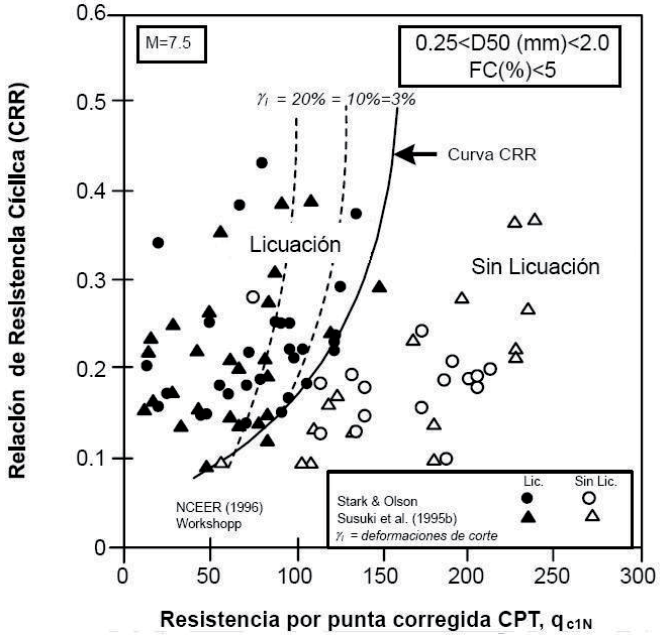
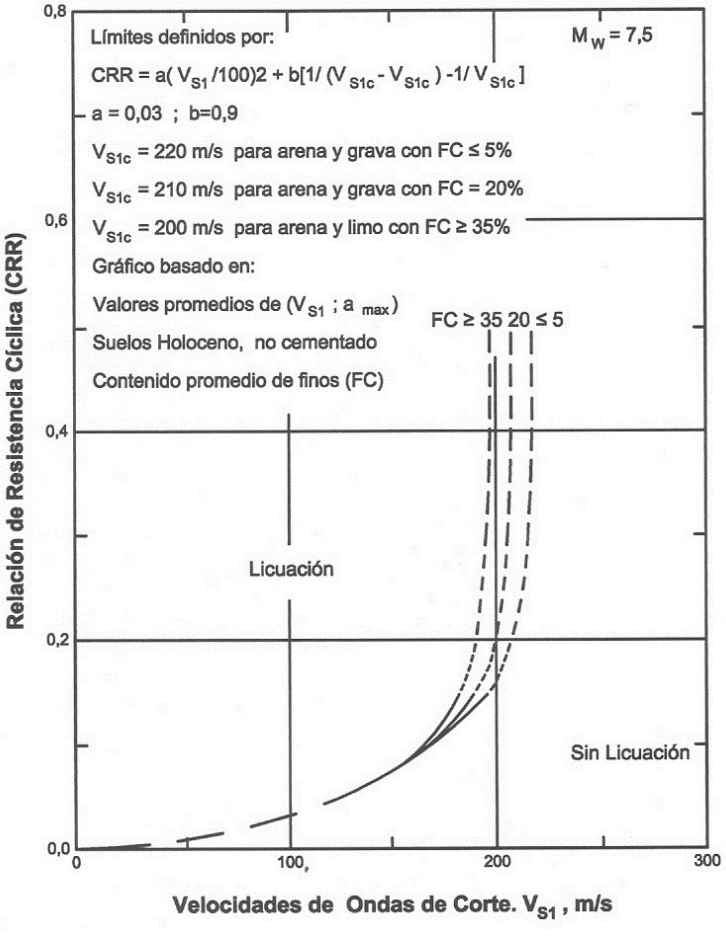


FIGURA 11
Curvas simplificadas para el cálculo del CRR a partir velocidades de ondas de corte (V_{s1}).
Ref.: NCEER 1997



Artículo 39.- Sostenimiento de excavaciones

39.1 Es obligatorio que el **PR** incluya en el **EMS**, de acuerdo a lo indicado en el literal g) del sub numeral 16.2.7, la evaluación geotécnica sobre la necesidad o no de la ejecución de obras de sostenimiento. En caso de requerirse la ejecución de obras de sostenimiento debe indicar los parámetros que se mencionan en el sub numeral 16.2.9.

39.2 Las excavaciones verticales de más de 1,50 m de profundidad, medidas a partir del nivel de terreno natural en el momento de iniciar la excavación, requeridas para alcanzar los niveles del proyecto (zanjas, sótanos y cimentaciones) no deben permanecer sin sostenimiento, salvo que el **EMS** realizado por el **PR** determine que no es necesario efectuar obras de sostenimiento, de acuerdo a lo indicado en el numeral 39.8.

39.3 Los materiales productos de la excavación deben ser acumulados a una distancia no menor de 2 m del borde de la excavación, a menos que el **PR** indique una distancia mayor.

39.4 El tipo de sostenimiento, su diseño y construcción son responsabilidad del constructor de la obra; quien debe contar para su diseño con un **PRS** y cumplir con lo indicado en el numeral 39.12.

39.5 En caso el **PRS**, basándose en lo indicado por el **PR** en el **EMS**, determine la necesidad de ejecutar obras provisionales de sostenimiento en el límite de propiedad o debajo de las edificaciones vecinas colindantes con el proyecto; estas deben ejecutarse tomando en cuenta el artículo 959 del Código Civil.

39.6 En caso de ser requerido el bombeo o abatimiento de la Napa Freática durante la excavación y la construcción de las obras de sostenimiento y/o calzaduras, el **PR** propone los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical del terreno aplicables al cálculo del caudal de agua a extraer y previene cualquier consecuencia negativa que pueda coaccionar a la obra o a las edificaciones vecinas, el acto de bombear o abatir la Napa Freática.

39.7 **Excavaciones sin estructuras de sostenimiento**

39.7.1. No se permiten excavaciones sin soporte cualquiera que fuera su profundidad, si las mismas reducen la capacidad de carga o producen inestabilidad en las cimentaciones vecinas.
39.7.2. El **PR** determina, si procede, la profundidad máxima o altura crítica ($\mathbf{H_c}$) a la cual puede llegar la excavación sin requerir soporte.

39.8 **Efectos de Sismo**
De producirse un sismo, el Constructor procede de inmediato, bajo su responsabilidad y tomando las precauciones del caso, a revisar el estado de las mismas y proceder a reforzar mediante sostenimiento adicional en el caso de observarse algún efecto, daño o desplazamiento del sistema de sostenimiento.

39.9 **Monitoreo de las Excavaciones**

39.9.1. El constructor efectúa de manera permanente el monitoreo de los trabajos de toda excavación y verifica si se producen o no deformaciones en las estructuras adyacentes existentes a fin de tomar las medidas correctivas del caso de manera oportuna.

39.9.2. Se verifica a través de un sistema de monitoreo que las deformaciones del sistema de sostenimiento y/o de las edificaciones contenidas y/o calzadas se encuentren dentro del rango establecido en el proyecto, elaborado por el **PRS.** En caso de ser superadas, se toman las medidas necesarias para garantizar la estabilidad del proyecto y de las edificaciones y vías adyacentes.

39.10 **Control de Calidad de los Sistemas de Sostenimiento**
La supervisión bajo su responsabilidad está obligada a verificar las pruebas que se efectúen para garantizar la calidad de todos los elementos que se empleen en los sistemas de sostenimiento.

39.11 **Tipos de Sostenimiento de Excavaciones**

39.11.1. Existen diversos tipos de sostenimiento: provisional y definitivo, para los taludes de corte, entre los cuales podemos mencionar: entibaciones, muros anclados, tablestacas, pilotes secantes, pilotes anclados, muros diafragma, muros pantalla, calzaduras, pernos de anclaje, cortinas de micropilotes, jet grouting, entre otros.

39.11.2. El **PRS** basándose en el sistema de sostenimiento indicado por el **PR** en el **EMS**, evalúa su factibilidad técnica, para lo cual debe tomar en cuenta las características, edificaciones u otras obras colindantes al proyecto, servicios públicos, la agresividad del terreno y las aguas subterráneas, las condiciones y propiedades del suelo o roca en la zona de cimentación del anclaje, accesos al sitio.

39.11.3. El **PRS** debe considerar el eventual daño potencial que pueda generar el sistema de sostenimiento sobre las estructuras adyacentes, vías en el límite de propiedad y servidumbre de paso.

39.11.4. Las estructuras de sostenimiento ancladas son diseñadas para evitar las fallas previstas en la Figura 12.

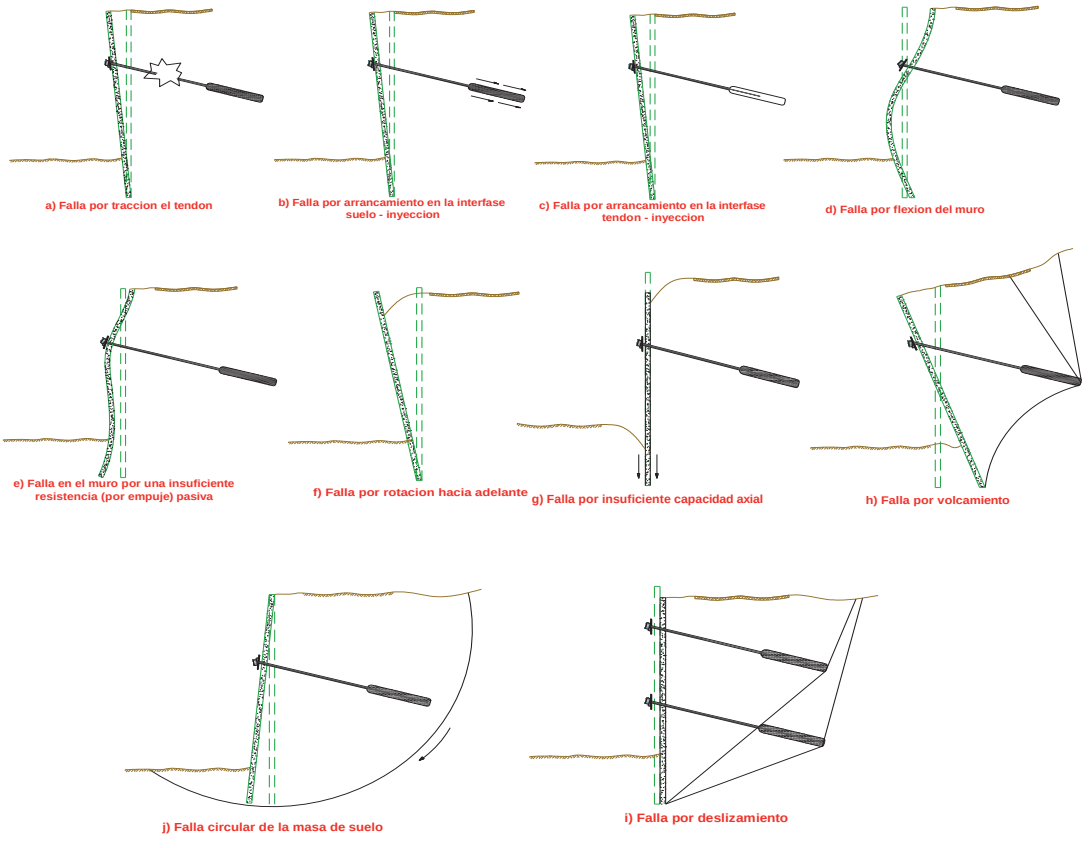
39.11.5. Para los diseños de las estructuras de sostenimiento, la altura (H) que se contempla en el análisis de estabilidad global, es la comprendida entre la superficie del terreno y el nivel de fondo de cimentación.

39.11.6. **Estabilidad Global**

a) El análisis de la estabilidad global de una estructura de sostenimiento considera como mínimo los siguientes aspectos: el proceso constructivo del sistema de sostenimiento, la geometría de la excavación, sobrecargas actuantes, efectos sísmicos, las condiciones generales del terreno, las propiedades físico-mecánicas de los estratos de los suelos y rocas, esfuerzos preexistentes e inducidos y los niveles freáticos.

b) La estabilidad global de las estructuras de sostenimiento, temporal o permanente, contempla un F.S. mínimo de 1.50 en condición estática y 1.25 en condición pseudo-dinámica; en ambos casos respecto al estado límite del suelo.

FIGURA 12
Posibles Fallas en Estructuras de Sostenimiento Ancladas



Referencia: FHWA (1999), "Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems" Publication N° FHWA-IF-99-015, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1999.

39.11.7. **Estructuras de Sostenimiento Ancladas**
En caso la estructura de sostenimiento requiera el uso de anclajes (muros anclados, pilotes anclados, soil nails, entre otros), se considera los siguientes aspectos:

a) **Acero de Refuerzo:**

a-1) El dimensionamiento del acero de refuerzo (cables o barras) depende del carácter provisional o permanente del sistema de sostenimiento. La carga de trabajo del anclaje es definida por la siguiente expresión:

$$P_w = \frac{0.90\, f_y\, A_s}{\eta}$$

Referencia: ABNT (1996), "Execução de Tirantes Ancorados no Terreno" NBR 5629/1996. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Agosto 1996.

Donde:

f_y	:	esfuerzo de fluencia del acero
A_s	:	área del acero de refuerzo
P_w	:	carga de trabajo del anclaje
η	:	coeficiente de seguridad. $\eta = 1.50$ para anclajes provisionales, o $\eta = 1.75$ para el caso de anclajes permanentes.

a-2) Se considera anclajes provisionales aquellos que se ejecutan en obras que permanecen sin un sistema de sostenimiento definitivo que no exceda de dos años. Los anclajes permanentes son aquellos que permanecen como sistema de sostenimiento por más de dos años; para estos fines, todos los elementos conformantes del anclaje reciben tratamiento especial para garantizar su funcionamiento adecuado durante el tiempo de vida útil de la estructura en las que fueron instaladas.

b) **Longitud de Bulbo:**

b-1) La longitud del bulbo es determinada por:

$$L_b = \frac{P_w}{\pi\, D\, \tau_w}$$

Referencia: Post-Tensioning Institute (2004), “Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors” Fourth Edition, U.S.A.

Donde:

L_b	:	longitud del bulbo del anclaje
P_w	:	carga de trabajo del anclaje
D	:	diámetro de la perforación
τ_w	:	capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo - Material Cementante $\tau_w = \tau_{ult}/FS \quad FS \geq 2.00$
τ_{ult}	:	capacidad de adherencia última en el contacto suelo - material cementante

b-2) La longitud del bulbo no debe ser inferior a 4.50 m en anclajes formados por cables de acero, y de 3.00 m si se emplean barras de acero.
b-3) En caso el material cementante sea lechada de cemento, el τ_{ult} a su juicio y bajo su responsabilidad puede usar los valores de la Tabla 14 para la determinación del parámetro ; siempre y cuando el **PRS** tenga conocimiento del estrato resistente típico de la zona donde se cimientan los anclajes. Caso contrario, es obligatorio la ejecución de Ensayos de Arrancamiento.
b-4) En caso de usar un Material Cementante diferente a lechada de cemento, el **PRS** se ciñe a las especificaciones técnicas del fabricante de dicho material; el mismo que debe contar con los certificados correspondientes.

c) **Longitud Libre de Anclaje:**

c-1) La longitud libre mínima debe garantizar: (1) la estabilidad del sistema suelo - estructura, (2) la localización del inicio de la cimentación del bulbo un mínimo de 1.50 m atrás de la Superficie Crítica de Falla resultante del análisis de estabilidad global descrito en el sub numeral 39.12.6. (ver Figura 13), y (3) la localización del bulbo en terreno natural (no puede cimentarse en Rellenos No Controlados. Ver numeral 25.5) y a profundidad suficiente para proveer la sobrecarga de suelo necesaria, bajo las siguientes consideraciones:

- La distancia desde el centro del bulbo a la superficie natural del terreno no debe ser menor a 4.50 m cuando no existan estructuras cimentadas sobre el anclaje. (ver Figura 13).
- Cuando existan estructuras cimentadas sobre el anclaje, la distancia entre el inicio de la cimentación del bulbo y las estructuras existentes no debe ser inferior a 3.00 m. (ver Figura 14).

c-2) La longitud libre mínima de anclajes no es inferior a: 4.50 m para anclajes de cables y 3.00 para anclajes de barras. Véase aplicación en la Tabla 14.

TABLA 14
Capacidad de Adherencia Última en la Interfase Suelo/Lechada de Cemento del Bulbo

Roca		Suelos Cohesivos		Suelos No Cohesivos	
Tipo de roca	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)
Granito y Basalto	1.70 - 3.10	Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.03 - 0.07	Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.07 - 0.14
Caliza Dolomita	1.40 - 2.10	Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)		Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)	
Caliza blanda	1.00 - 1.40	- Arcilla blanda limosa	0.03 - 0.07	- Arena fina a media, medianamente densa a densa	0.08 - 0.38
Pizarras y Lutitas duras	0.80 - 1.40	- Arcilla limosa	0.03 - 0.07	- Arena medianamente gruesa (con grava), medianamente densa	0.11 - 0.66
Lutitas blandas	0.20 - 0.80	- Arcilla rígida, mediana a alta plasticidad	0.03 - 0.10	- Arena medianamente gruesa (con grava), densa a muy densa	0.25 - 0.97
Areniscas	0.80 - 1.70	- Arcilla muy rígida, mediana a alta plasticidad	0.07 - 0.17	- Arenas limosas	0.17 - 0.41
Areniscas intemperizadas	0.70 - 0.80	- Arcilla rígida, mediana plasticidad	0.10 - 0.25	- Morrena glacial densa	0.30 - 0.52
Tiza, Yeso	0.20 - 1.10	- Arcilla muy rígida, mediana plasticidad	0.14 - 0.35	- Grava arenosa, medianamente densa a densa	0.21 - 1.38
Marga intemperizada (arcilla calcárea)	0.15 - 0.25	- Limo arenoso muy rígido, mediana plasticidad	0.28 - 0.38	- Grava arenosa, densa a muy densa	0.28 - 1.38
Concreto	1.40 - 2.80				

Nota: Los valores reales para anclajes inyectados a presión dependerán de la capacidad de desarrollar las presiones en cada tipo de suelo

Referencia: Post-Tensioning Institute (2004), “Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors” Fourth Edition, U.S.A.

Referencia: FHWA (1999), “Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems” Publication

N° FHWA-IF-99-015, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1999.

d) **Aspectos Geométricos:**
d-1) El espaciamiento entre los ejes de los bulbos de anclajes no debe ser inferior a 1.20 m. Bajo responsabilidad del **PRS** puede reducirse el espaciamiento, en este caso, es obligatorio escalonar las longitudes de los bulbos o variar las inclinaciones de los anclajes adyacentes.
d-2) Se debe garantizar un recubrimiento mínimo de 13 mm (0.5 pulgadas) en los elementos de acero del sistema de anclaje incluyendo su protección contra la corrosión.

Para los literales d-1) y d-2) considerar: [Referencia: Post-Tensioning Institute (2004), "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors" Fourth Edition, U.S.A.]

FIGURA 13
Requerimientos Geométricos para Sistemas Anclados

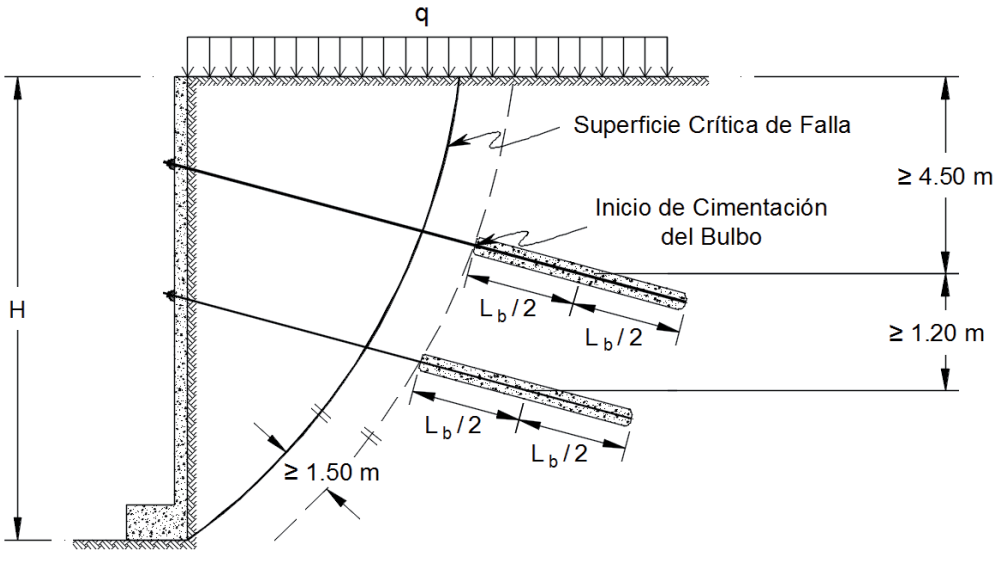
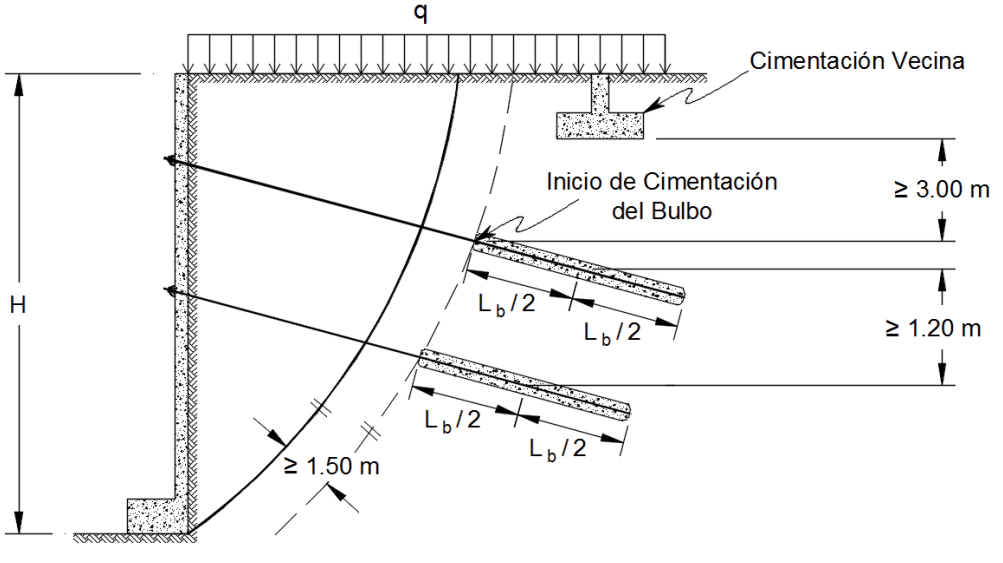


FIGURA 14
Requerimientos Geométricos para Sistemas Anclados



Referencia: FHWA (1999), "Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems" Publication N° FHWA-IF-99-015, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1999.

Nota: En el eventual caso que no existan los planos estructurales de la cimentación donde se especifique la profundidad de fondo de las zapatas de la edificación vecina, se asume que estas cumplen con lo indicado en la presente norma en lo referente a profundidad mínima de cimentación (ver artículo 24).

e) **Aspectos Constructivos**

e-1) El PRS define el proceso constructivo y elabora las especificaciones técnicas tomando en cuenta las características del terreno, el proyecto y las estructuras colindantes.

e-2) El proceso constructivo de las obras de sostenimiento garantiza la estabilidad global del talud de corte y minimiza su efecto en las edificaciones vecinas colindantes con el proyecto tomando en cuenta lo indicado en el artículo 959 del Código Civil.
e-3) Todos los sistemas anclados cuentan con un protocolo de instalación, según lo establecido en el literal f) **"Ensayos de Anclajes"**.
e-4) El residente de obra es el responsable de la correcta ejecución de los anclajes; para estos fines, el constructor genera, para cada uno de los anclajes instalados, los protocolos de las siguientes actividades: perforación e instalación de los anclajes, inyección para formación del bulbo y tensado de los anclajes. Asimismo, el residente de obra presencia las pruebas de carga de los anclajes o pernos de anclajes y es responsable por el cumplimiento de las exigencias de esta norma. Los resultados del control de calidad indicados en el presente numeral, deben estar disponibles en obra para fines de inspección municipal.

f) **Ensayos de Anclajes**

f-1) Con fines de verificar el correcto funcionamiento de cada uno de los anclajes instalados al terreno, es necesario seguir un programa de ensayos básicos definidos en tipo y número por el **PRS**. Estos ensayos son: (1) ensayos de arrancamiento, (2) ensayos de calidad o recibimiento, y (3) ensayos de capacidad o calificación.
f-2) La carga máxima para cualquier tipo de ensayo es:

$$P_e = P_{s\,Lim.} = 0.90\, f_y\, A_s$$

f-3) El criterio de aceptación de un anclaje debe considerar que las deformaciones elásticas se encuentren dentro de los límites siguientes:

- Deformación mínima : 0.80 de la deformación teórica de la longitud libre.
- Deformación máxima : deformación teórica de la longitud libre, más la deformación elástica del 50% de la longitud del bulbo.

f-4) Si durante los ensayos las deformaciones permanentes sufren un aumento brusco, significa que llegamos a la carga límite. De este modo, la carga de trabajo es:

$$P_w = \frac{P_{ult}}{FS_\eta}$$

Donde:

P_{ult} : carga correspondiente al aumento brusco de las deformaciones permanentes

FS_η : factor de seguridad del anclaje postensado

f-5) Las Figuras 15, 16, 17 y 18 muestra el gráfico de Carga vs. Deformación de los ensayos de calificación y recibimiento, así como el análisis gráfico del criterio de aceptación para anclajes. En las Figuras 17 y 18 es opcional graficar los desplazamientos residuales.
f-6) Para las mediciones requeridas durante los ensayos se cumple con lo siguiente:
- El manómetro del sistema para aplicación de carga gato-bomba debe tener un certificado de calibración con fecha no mayor a un año respecto a la fecha de ejecución del ensayo.
- Las deformaciones del anclaje se miden desde la carga inicial P_o, en relación con un punto de referencia fija en el extremo del anclaje, en la dirección de la carga aplicada, con un extensómetro con precisión de 0.01 mm. La base de lectura es un elemento de referencia fijado en una zona segura fuera de la influencia de las deformaciones del terreno derivadas de las cargas aplicadas durante el ensayo o de cualquier otra fuente de perturbación.

f-7) Ensayos de Capacidad o Calificación

Estos ensayos se realizan obligatoriamente al 2% de los anclajes por obra, por tipo de terreno, materiales constituyentes del anclaje, con un mínimo de dos ensayos por obra. Véase la aplicación en la Tabla 15.
Las cargas máximas para los ensayos de capacidad son las siguientes:

Para anclajes permanentes : $1.75\, P_w$
Para anclajes provisionales : $1.50\, P_w$

TABLA 15
Cargas a ser aplicadas en ensayos de capacidad o calificación

Tipo Anclaje	Estadíos de Carga y Descarga						
	1	2	3	4	5	6	7
Permanente	P_o	$0.40\, P_w$	$0.75\, P_w$	$1.00\, P_w$	$1.25\, P_w$	$1.50\, P_w$	$1.75\, P_w$
Provisional	P_o	$0.40\, P_w$	$0.75\, P_w$	$1.00\, P_w$	$1.25\, P_w$	$1.50\, P_w$	

La carga es mantenida en cada incremento sólo el tiempo suficiente para obtener las lecturas de los desplazamientos, pero no más de 1 minuto.
Antes de cada alivio de carga (descarga), los desplazamientos bajo carga constante, son observados y medidos hasta la estabilización, de acuerdo con los siguientes criterios:

- Para los estadios de carga inferiores o iguales a 0.75 P_W, con desplazamientos menores que 0.1 mm, el tiempo de espera no debe ser menor a 5 minutos antes de pasar al siguiente estadio;
- Para los estadios de carga entre 0.75 P_W y 1.00 P_W, con desplazamientos menores que 0.1 mm para:

- El tiempo de espera no debe ser menor a 15 minutos antes de pasar al siguiente estadio, en suelos granulares.
- El tiempo de espera no debe ser menor a 30 minutos antes de pasar al siguiente estadio, en suelos cohesivos o no granulares.

- Para las etapas de cargas superiores a 1.00 P_W hasta P_e, con desplazamientos menores que 0.1 mm, el tiempo de espera no debe ser menor a 60 minutos antes de pasar al siguiente estadio, para cualquier tipo de suelo.

f-8) Ensayos de Calidad o Recibimiento
Estos ensayos son ejecutados en todos los anclajes donde no se hayan realizado ensayos de capacidad o calificación. Véase la aplicación en la Tabla 16.
Las cargas máximas para los ensayos de capacidad son las siguientes:

Para anclajes permanentes : 1.40 P_W
Para anclajes provisionales : 1.20 P_W

TABLA 16
Cargas a ser aplicadas en ensayos de calidad o recibimiento

Tipo Anclaje	Estadíos de Carga y Descarga						
	1	2	3	4	5	6	7
Permanente	P_o	0.30 P_W	0.60 P_W	0.80 P_W	1.00 P_W	1.20 P_W	1.40 P_W
Provisional	P_o	0.30 P_W	0.60 P_W	0.80 P_W	1.00 P_W	1.20 P_W	

Un estadio de carga sólo puede ser aplicado después de la estabilización de la presión del manómetro del sistema de tensado. En la carga máxima, los desplazamientos del anclaje deben ser inferiores a 1 mm en los siguientes tiempos de espera:
- No debe ser menor a 5 minutos antes de pasar al siguiente estadio, en suelos granulares;
- No debe ser menor a 10 minutos antes de pasar al siguiente estadio, en suelos cohesivos o no granulares.

f-9) Ensayos de Arrancamiento
Estos ensayos se realizan con fines de determinar la capacidad de adherencia última en el contacto suelo – material cementante, en el bulbo del anclaje. El objetivo es causar la falla en la interacción suelo – material cementante, acero – material cementante u otros componentes del anclaje. La necesidad y cantidad de estos ensayos es definida por el **PRS**, con un mínimo de tres. Estos ensayos siguen los principios descritos en el literal f-7) (ciclos de carga y descarga hasta la rotura o falla del bulbo).
Para todo el literal f) Ensayos de Anclajes, considerar: [Referencia: ABNT (1996), "Execução de Tirantes Ancorados no Terreno" NBR 5629/1996. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Agosto 1996].

g) **Otros Elementos para el Sostenimiento de Estructuras**
En caso existan otro tipo de elementos estructurales distintos a los anclajes, el F.S. de los mismos está basado en las especificaciones técnicas propias del material que se utilice, definidos y justificados por el **PRS**.

FIGURA 15
Gráficas del Ensayo de Calificación para Anclajes Permanentes

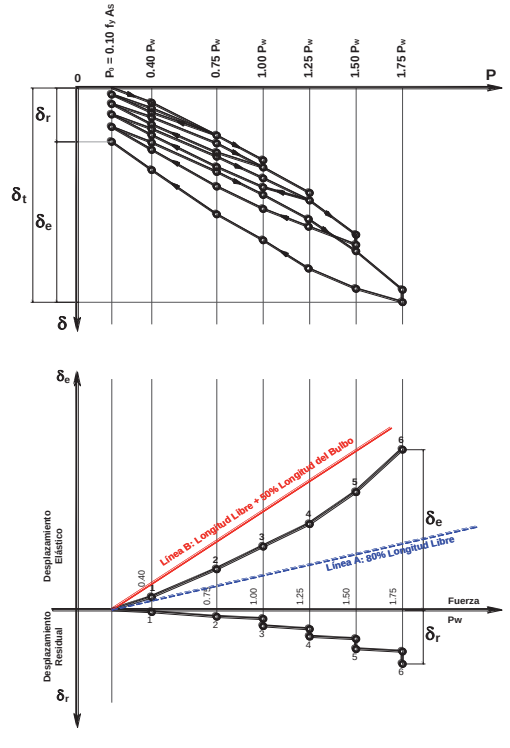


FIGURA 16
Gráficas del Ensayo de Calificación para Anclajes Provisionales

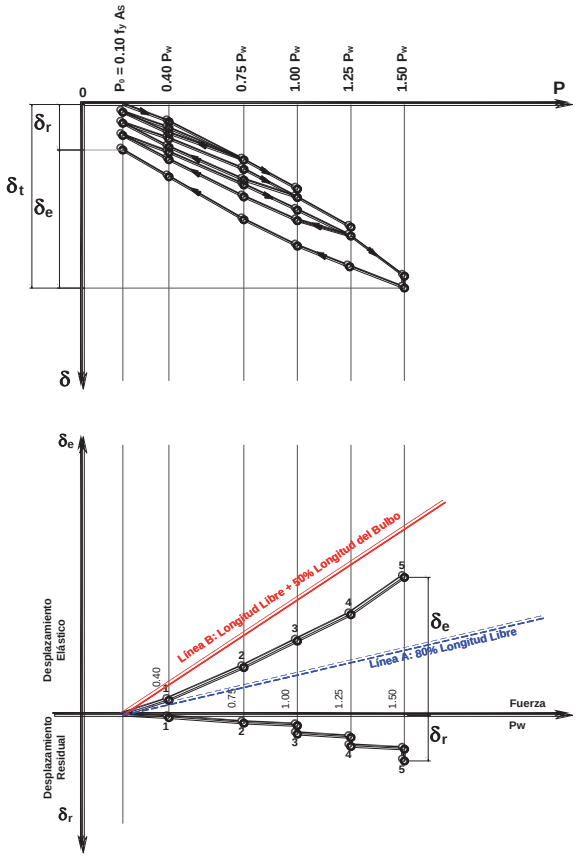


FIGURA 17
Gráficas del Ensayo de Recibimiento para Anclajes Permanentes

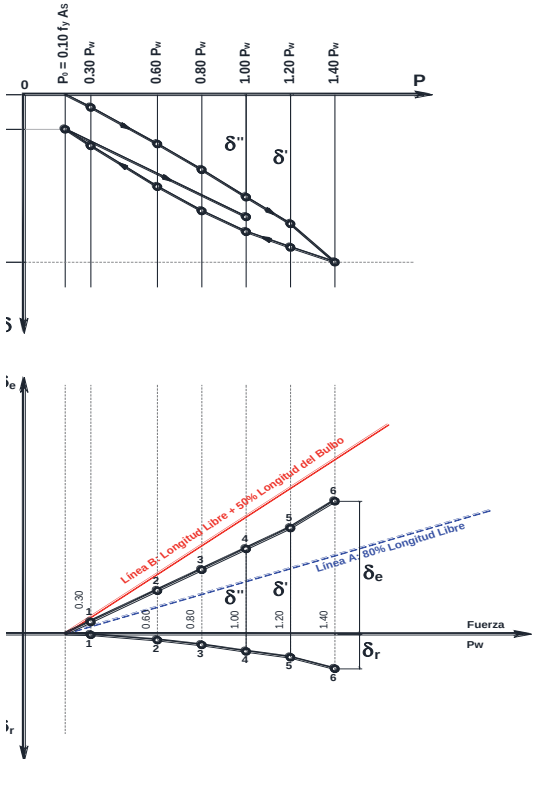
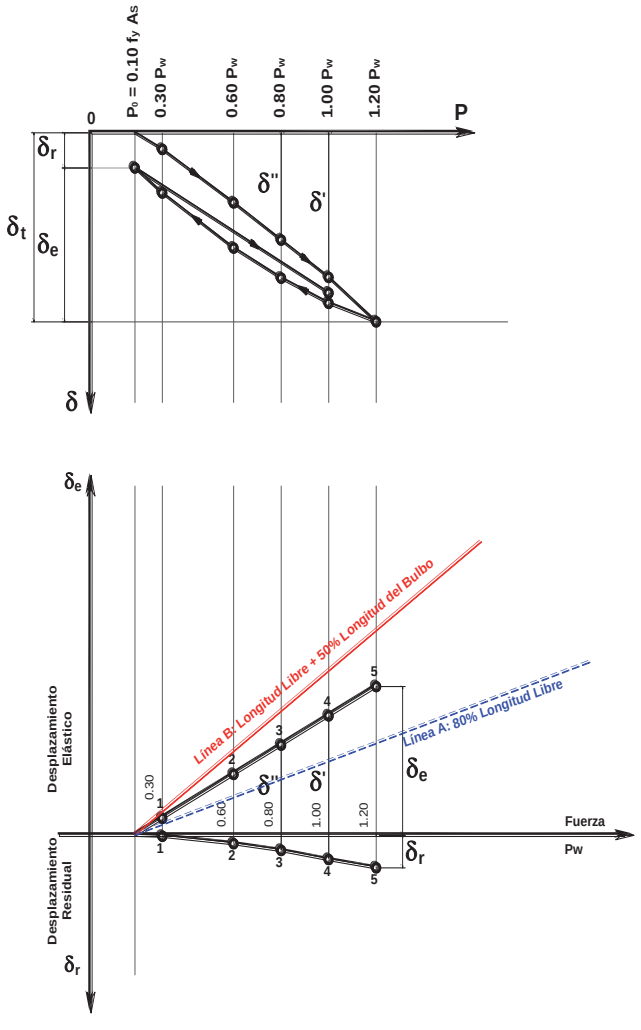


FIGURA 18
Gráficas del Ensayo de Recibimiento para Anclajes Provisionales



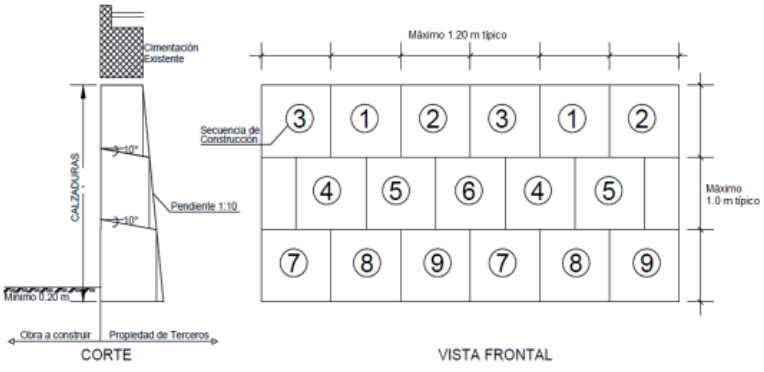
39.12 **Calzaduras**

39.12.1. Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas.
39.12.2. Tienen por funciones prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, hasta que entren en funcionamiento las obras de sostenimiento definitivas.
39.12.3. Las calzaduras están constituidas por paños de concreto que se construyen horizontalmente en forma alternada y progresiva, cuidando de no hacer coincidir los paños entre dos filas horizontales consecutivas.
39.12.4. El espesor del primer paño es inicialmente igual al ancho (lado del cimiento perpendicular a la excavación) del cimiento por calzar y se incrementa con la profundidad en un mínimo equivalente al 10 % de la altura del paño previamente colocado (Figura 19).
39.12.5. Las calzaduras son diseñadas para las cargas verticales de la estructura que soportan y para poder tomar las cargas horizontales que le inducen el suelo y los sismos.
39.12.6. La altura total de la calzadura no debe ser mayor que 5.00 m en gravas arenosas densas con finos, ni mayor que 2.00 m en el caso de arenas medianamente densas, ni mayor que 3.00 m en el caso de arcillas duras.

39.12.7. **Procedimiento Constructivo de las Calzaduras**

a) Se construyen paneles alternados (Ver Figura 19) hasta construir ~~una faja~~ un anillo continuo de apuntalamiento.
b) El primer anillo se excava por debajo de la cimentación vecina. Cada panel tiene una dimensión horizontal máxima de 1,20 m, un espesor igual al ancho (lado del cimiento perpendicular a la excavación) de la cimentación por calzar y una altura máxima de 1 m. La excavación se encofra dejando una abertura superior para el vaciado del concreto ciclópeo, el cual se consolida usando una varilla de construcción.
c) El concreto que se emplea es concreto ciclópeo en proporción 1:10 (cemento: hormigón) con un $\mathbf{f'_c}$ mínimo de 80 kg/cm^2 con adición de piedra grande de hasta 8", representando ésta un máximo de 30% del volumen total de la mezcla.
d) Vaciado en su totalidad el primer anillo, se comienza a excavar el anillo inferior siguiendo el mismo procedimiento mostrado en la figura 19, pero cuidando de aumentar el ancho (lado del cimiento perpendicular a la excavación) en un 10% de la altura del panel previamente colocado y que las juntas entre paños de dos etapas consecutivas queden desplazadas medio paño para no coincidir.
e) Cada fila tiene un espesor diferente de manera que se vaya aumentando el espesor conforme se avance a profundidades mayores.

FIGURA 19
DETALLES TÍPICOS DE CALZADURA



Nota:

1) Los números indican la secuencia de construcción de los paños de la calzadura.
2) La figura no está a escala.

39.12.8. **Consideraciones para el Diseño y Construcción de Obras de Calzadura**

a) El tipo de calzadura, su diseño y construcción son responsabilidad del constructor de la obra; quien debe contar para su diseño con un **PRS** y cumplir con los siguientes aspectos como mínimo:

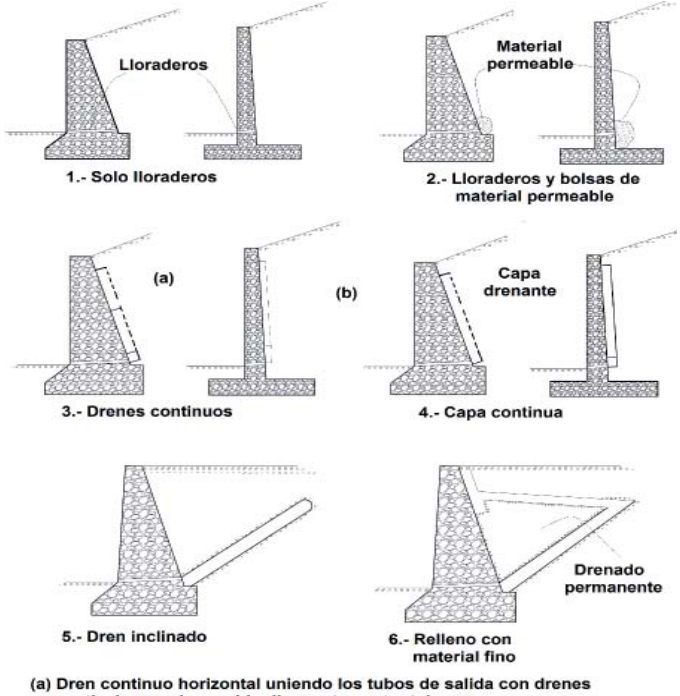
- Los empujes del suelo.
- Las cargas de las edificaciones vecinas.
- Efecto de la variación de la humedad del suelo.
- Las sobrecargas dinámicas (sismos y vibraciones causadas artificialmente).
- La disposición de los apoyos o puntales temporales (de ser requeridos).

b) En las calzaduras, el Constructor no debe permitir que éstas permanezcan sin soporte horizontal, por un tiempo tal que permita la aparición de fuerzas no previstas en el cálculo que puedan producir el colapso de la calzadura.

39.13 **Muros de contención**

39.13.1. Existen diversos tipos de muros de contención entre los cuales podemos mencionar: en L, en T invertida, con contrafuertes, todos estos de concreto armado y muros de gravedad de concreto ciclópeo, entre otros.

FIGURA 20
TIPOS DE MUROS



(a) Dren continuo horizontal uniendo los tubos de salida con drenes verticales en el respaldo dispuestos entre tubos

(b) Dren continuo horizontal con descarga lateral, en lugar de tubos de salida. Puede tener drenes verticales intermedios

39.13.2. Los muros de contención son estructuras definitivas que la diseñan y construyen de acuerdo a la Norma E.060 “Concreto Armado”, basándose en lo indicado por el **PR** en el **EMS**.
39.13.3. Tienen por funciones prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en la parte superior de él.
39.13.4. Los muros de contención son diseñados para poder tomar las cargas horizontales que le inducen el suelo, los sismos y las estructuras adyacentes. Asimismo, se debe considerar el efecto de la inclinación del talud y de las sobrecargas de ser el caso.

FIGURA 21
DIAGRAMA DE CARGAS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN (VOLTEO Y DESLIZAMIENTO)

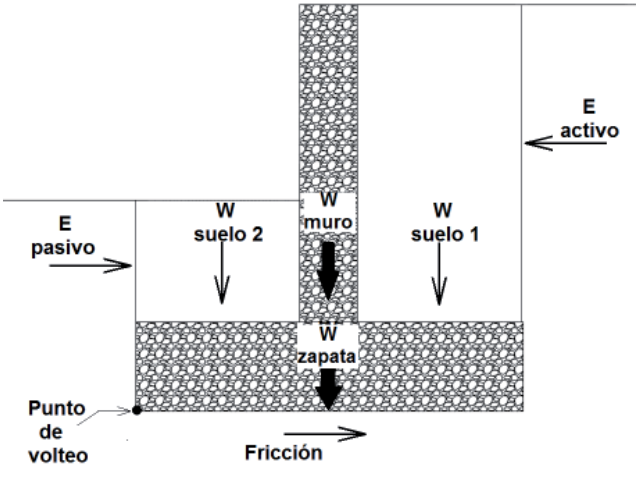
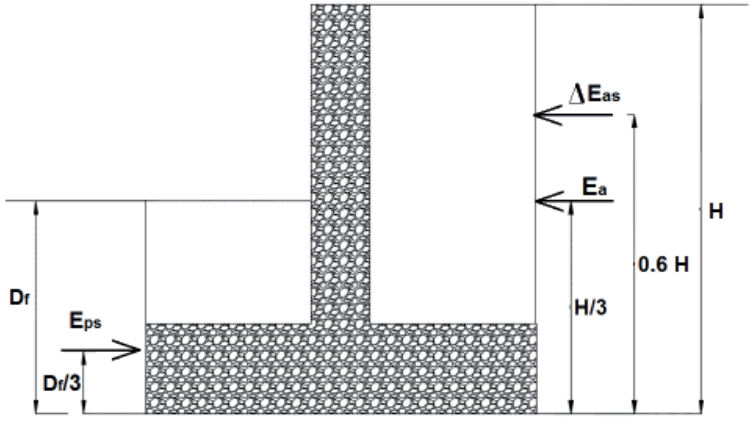


FIGURA 22
DIAGRAMA DE CARGAS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN (COMO ZAPATA)



$$Eps = \frac{0.85 K_p R \gamma D_f^{\,2}}{2} \qquad Ea = \frac{K_a \gamma H^2}{2} \qquad \Delta Eas = \frac{\frac{3}{4} k_h \gamma H^2}{2}$$

39.13.5. Para los diseños de los muros de contención, la altura (H) que se contempla en el análisis de estabilidad global de los muros de contención, es la comprendida entre la superficie del terreno y el nivel de fondo de cimentación.
39.13.6 El diseño del muro de contención debe cumplir con los siguientes factores de seguridad mínimos:

a) Estabilidad Interna:

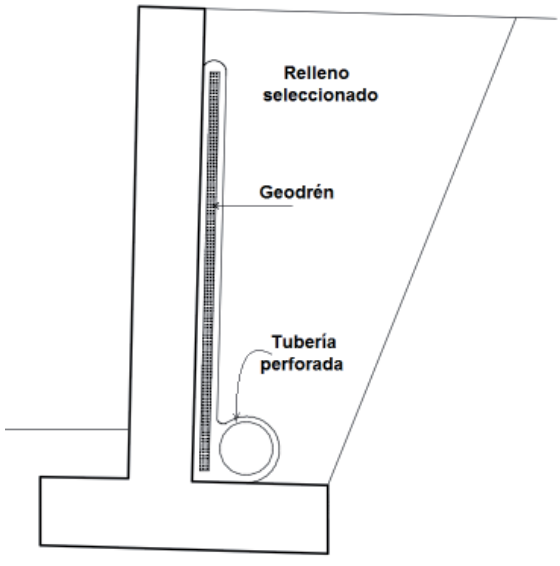
a-1) Condición Estático1.50 (por volteo y por deslizamiento)
a-2) Condición Pseudo - dinámico: 1.25 (por volteo y por deslizamiento)

b) La estabilidad global de los muros de contención contempla un F.S. mínimo de 1.50 en condición estática y 1.25 en condición pseudo-dinámica.

En todos los casos respecto al estado límite del suelo.

39.13.7. El muro de contención debe cumplir con todo lo especificado en el Capítulo IV de la presente Norma.
39.13.8. Los muros de contención deben tener un sistema de drenaje que evacúe el agua que filtre hacia el para evitar que las fuerzas de filtración reduzcan los factores de seguridad a valores menores que los indicados en el numeral 39.14.6. El sistema de drenaje estará formado por un filtro graduado de material granular sin finos o por un geotextil o geodren.

FIGURA 23
ESQUEMA DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA MUROS DE CONTENCIÓN



*Geodrén usado como dren adyacente a la pared del muro

Referencia: Manual de Drenaje para carreteras. Instituto Nacional de Vías 2009 – Ministerio de Transporte de Colombia

ANEXO I
FORMATO OBLIGATORIO DE LA HOJA DE RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Nombre del solicitante

ESTUDIO DE MECÁNICA SUELOS PARA DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN
Nombre del proyecto

Distrito – Provincia - Departamento

De conformidad con la Norma Técnica E.050 “Suelos y Cimentaciones” **la siguiente información deberá transcribirse literalmente en los planos de cimentación**. Esta información no es limitativa, deberá cumplir con todo lo especificado en el presente Estudio de Mecánica de Suelos (***EMS***) y con el Reglamento Nacional de Edificaciones (***RNE***).

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Profesional Responsable (***PR***):	**Ing. Civil CIP:**
Tipo de Cimentación:	
Estrato de apoyo de la cimentación:	
Profundidad de la Napa Freática:	**Fecha:**
Parámetros de Diseño de la Cimentación Profundidad de Cimentación: Presión Admisible: Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico) Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	
Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030) Zona Sísmica: Tipo de perfil del suelo: Factor del suelo (S): Periodo TP (s): Periodo TL (s):	
Agresividad del Suelo a la Cimentación: (En caso de suelos agresivos se debe indicar tipo de agresión, tipo de cemento portland, relación a/c y f'_c mínimo, recubrimiento mínimo y otros)	
Problemas Especiales de cimentación Licuación: Colapso: expansión:	
Indicaciones Adicionales:	

Fecha:

Nombre del PR
Ingeniero Civil CIP xxxxxx
Sello y firma

ANEXO II
NORMA ESPAÑOLA – UNE 103-801-94

GEOTECNIA
PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA

1. **OBJETIVO**

Esta norma tiene por objeto describir el procedimiento para la realización de la denominada prueba de penetración dinámica superpesada. Con esta prueba se determina la resistencia del terreno a la penetración de un cono cuando es golpeado según el procedimiento establecido.

2. **CAMPO DE APLICACIÓN**

La prueba de penetración dinámica está especialmente indicada para suelos granulares [1]
Su utilización permite:

- Determinar la resistencia a la penetración dinámica de un terreno.
- Evaluar la compacidad de un suelo granular. Cuando el suelo contenga partículas de tamaños tales [2] que obstaculicen la penetración del cono en el terreno el resultado de la prueba puede no ser representativo.

- Investigar la homogeneidad o anomalías de una capa de suelo.
- Comprobar la situación en profundidad de una capa cuya existencia se conoce.

3. **SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS**

D.P.S.H. Abreviatura de la prueba de penetración dinámica en su procedimiento superpesado, que proviene de su denominación de inglés (DPSH).

N_{20} = Número de golpes necesarios para un penetración del cono en el terreno de 20 cm de profundidad.

R = Anotación a incluir cuando el número de golpes requerido para una penetración de 20 cm es superior a 100 golpes.

4. **APARATOS Y MATERIAL NECESARIO**

4.1 **Cono**: Es una pieza de acero cilíndrica que termina en forma cónica con un ángulo de 90º. El cono puede ser perdido o recuperable con las configuraciones respectivas que se reflejan en la figura 1.

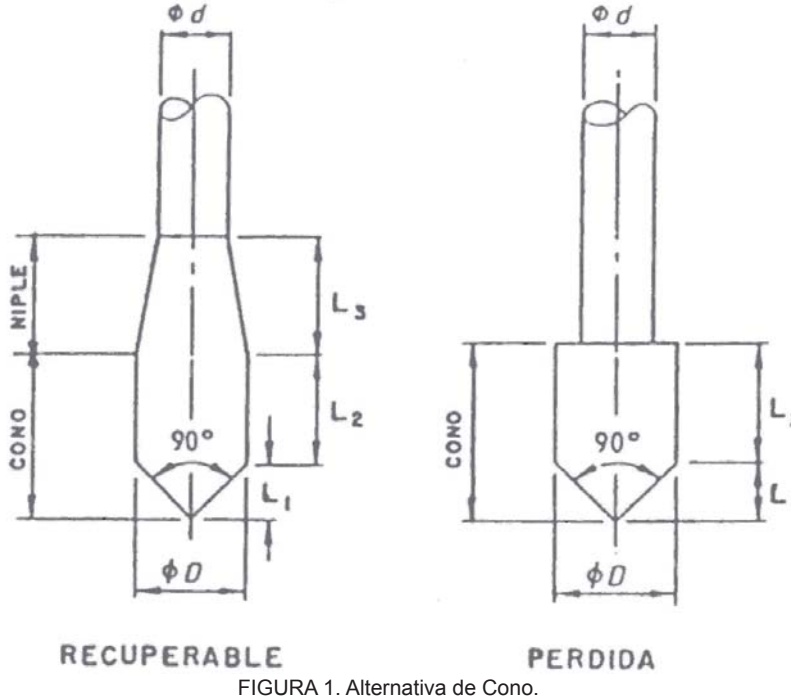


FIGURA 1. Alternativa de Cono.

4.2 **Varillaje**: Conjunto de varillas de acero macizas que se utilizan para transmitir la energía de golpeo desde la cabeza del varillaje hasta el cono.
4.3 **Maza**: Cuerpo de acero de 63,5 kg ± 0,5 kg de masa.

---

(1) La ejecución de pruebas de penetración dinámica debe ser precedida por un reconocimiento mediante sondeos que permita identificar las capas de suelos en el área investigada.

(2) La existencia de partículas con tamaño superior a 6 mm puede obstaculizar el avance del cono sin que ello suponga un incremento de compacidad.

4.4 **Cabeza de impacto**: Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza y que queda unido solidariamente a la parte superior de varillaje, sin que durante el golpeo pueda existir desplazamiento relativo entre ambos.

4.5 **Guiadera**: Elemento de acero que guía suavemente la maza durante su caída.

4.6 **Sistema de elevación y escape**: Mecanismo mediante el cual se eleva la maza a una altura de 760 mm ± 10 mm, se libera y se permite su caída libre por la guiadera hasta la cabeza de impacto. La velocidad de la maza cuando se libere será nula.

4.7 **Dispositivos de golpeo**: Conjunto de elementos que comprende la maza, la cabeza de impacto, la guiadera y el sistema de elevación y escape.

4.8 **Martillo de seguridad**: Dispositivo de golpeo automático en el que la maza, la cabeza de impacto, la guiadera, y el sistema de elevación y escape están integrados en un mismo elemento. Permite izar la maza y liberarla siempre a la misma altura sin producir movimientos sobre el varillaje de forma que la caída por la guiadera sea totalmente libre y la energía transferida a la cabeza de impacto sea la misma en todos los golpes. El martillo de seguridad permite igualmente establecer una frecuencia de golpeo uniforme [3].

4.9 **Guía soporte**: Pieza que asegura la verticalidad y el soporte lateral en el tramo del varillaje que sobresale del suelo.

5. DIMENSIONES Y MASAS

En el procedimiento descrito en la Norma los aparatos definidos en el Capítulo IV tendrán las siguientes dimensiones y masas.

Cono

A = Área nominal de la sección 20 cm^2

D = Diámetro 50,5 mm ± 0,5 mm.

L_1 = Longitud parte cónica 25 mm ± 0,2 mm.

L_2 = Longitud parte cilíndrica 50 mm ± 0,5 mm.

L_3 = Longitud parte troncocónica < 50 mm.

Varillaje

d = Diámetro – 33 mm ± 2 mm.

Masa (máx.) – 8kg/m.

Deflexión (máx.) – 0,2 % [4]

Excentricidad en las conexiones (máx.) – 0,2 mm.

Dispositivo de golpeo

Maza: Masa – 63,5 kg ± 0,5 kg.

Relación altura L_m al diámetro D_m – $1 \leq L_m/D_m \leq 2$

Altura de caída: 760 mm ± 10 mm.

Cabeza de impacto: Diámetro d_c – 100 mm < d_c < 0,5 D_m.

Masa total dispositivos de golpeo ≤ 115 kg.

6. INSTRUMENTOS DE MEDIDA

6.1 **Contador de golpes**: El dispositivo de golpeo utilizado, deberá disponer de un contador automático de golpes.

6.2 **Referencia de profundidad:** el equipo de penetración deberá incluir una escala de profundidad de avance marcada de forma indeleble y visible.

6.3 **Medidor de par**: Permitirá la media en N-m del par necesario para girar el varillaje. La capacidad de medida no será inferior a 200 N-m con una graduación de 10 N-m. Su exactitud será comprobada periódicamente.

6.4 **Referencia de Verticalidad**: Inclinómetro que permitirá observar en grados o en tanto por ciento la desviación de verticalidad del varillaje durante la ejecución de la prueba.

7. PROCEDIMIENTO OPERATIVO

7.1 **Selección del punto de ensayo**: Con el fin de que no haya habido perturbaciones en el punto de ensayo este debe distanciarse por lo menos metro y medio de cualquier otro punto ya ensayado y en el caso de existir sondeos previos, la separación deberá ser como mínimo de veinticinco diámetros.

7.2 **Emplazamiento y conexiones:** En el punto seleccionado se emplazará el dispositivo de golpeo de tal forma que el soporte guía y el eje de la guiadera queden perfectamente verticales y centrados sobre el punto [5].

---

[3] Utilización de otros dispositivos de golpeo que no cumplan las especificaciones descritas en esta norma implica que pueda obtenerse un número de golpes diferente de N_{20}

[4] Deflexión medida entre extremos de una misma varilla y entre los puntos medios de dos adyacentes.

[5] Debe comprobarse que durante el proceso de golpeo el dispositivo no se desplaza de su posicionamiento inicial. Si es necesario se disponen anclajes o soportes.

El cono ya acoplado (perdido) o enroscado (recuperable) a un extremo del primer tramo de varillaje, se situará sobre el punto elegido a través del soporte guía, conectando posteriormente el otro extremo de varillaje al dispositivo de golpeo. Una vez efectuada esta conexión se comprobará que:

- El varillaje y la guiadera quedan coaxiales.
- Las desviaciones de la verticalidad del primer tramo de varillaje no supere el 2%.
- La longitud libre de varillaje entre el soporte guía y la conexión al dispositivo de golpeo no supere 1,2 m.

7.3 **Golpeo y penetración:** El golpeo se efectuará con una frecuencia comprendida entre 15 golpes y 30 golpes por minuto registrando el número de golpes necesario para introducir en el terreno el cono cada intervalo de 20 cm. Este número de golpes se anota cono N_{20}.
Cuando sea necesario añadir una varilla debe asegurarse que al retirar el dispositivo de golpeo no se introduzcan movimientos de ascenso o rotación en el varillaje. Se comprobará cuando se añada la varilla que esta queda enroscada a tope y la desviación de su inclinación frente a la vertical no excede de 5%. El tramo que sobresalga a partir del soporte guía no será superior 1,2 m.
Deberán anotarse todas las introducciones mayores de 15 minutos durante todo el proceso de penetración.
7.4 **Rotación**: Cada metro de penetración debe medirse y anotarse el par necesario para girar el tren de varillaje una vuelta y media [6]. Se considerará que el rozamiento no es significativo por debajo del valor de 10 N.m.
7.5 **Finalización de la prueba**: La prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones:

- Se alcance la profundidad que previamente se haya establecido.
- Se supere los 100 golpes para una penetración de 20 cm. Es decir $N_{20} > 100$.
- Cuando tres valores consecutivos de N_{20} sean iguales o superiores a 75 golpes.
- El valor del par de rozamiento supere los 200 N.m.

8. **PRESENTACIÓN DE RESULTADOS**

De cada prueba realizada con arreglo a esta norma se presentará un gráfico como el de la figura 2 en el que se incluyan los siguientes puntos:

Comprobaciones antes de la prueba

- Tipo de cono utilizado. Dimensiones y masa
- Longitud de cada varilla. Masa por metro de varillaje, incluidos nicles de unión.
- Masa de dispositivos de golpeo.
- Fecha y hora de la prueba. Tiempo de duración.

Comprobaciones después de la prueba

- Diámetros del cono.
- Excentricidad y deflexiones del varillaje.

Observaciones

- Interrupciones superiores a 5 min. pérdidas de verticalidad superiores al 5%. Penetraciones sin golpeo. Obstrucciones temporales, etc.

9. **CORRESPONDENCIA CON OTRAS NORMAS**

Para la redacción de esta norma se han consultado los documentos y normas que a continuación se relacionan:

- Report of the ISSMFE Technical Comite on Penetration Testing of Soils 16 with Reference Test Procedures for Dynamic probing super heavy DPSH. Swedish Geotechnical, Linkoping, June 1989.
- NFP 94 – 115 (December 1990). Sondage an penetrometro dynamique type B.
- BS 1377: Part 9 (1990): Dynamic probing super heavy (DPSH).

[6] El par de rozamiento medido debe ser originado exclusivamente por el cono y tren de varillas introducidos en el terreno.

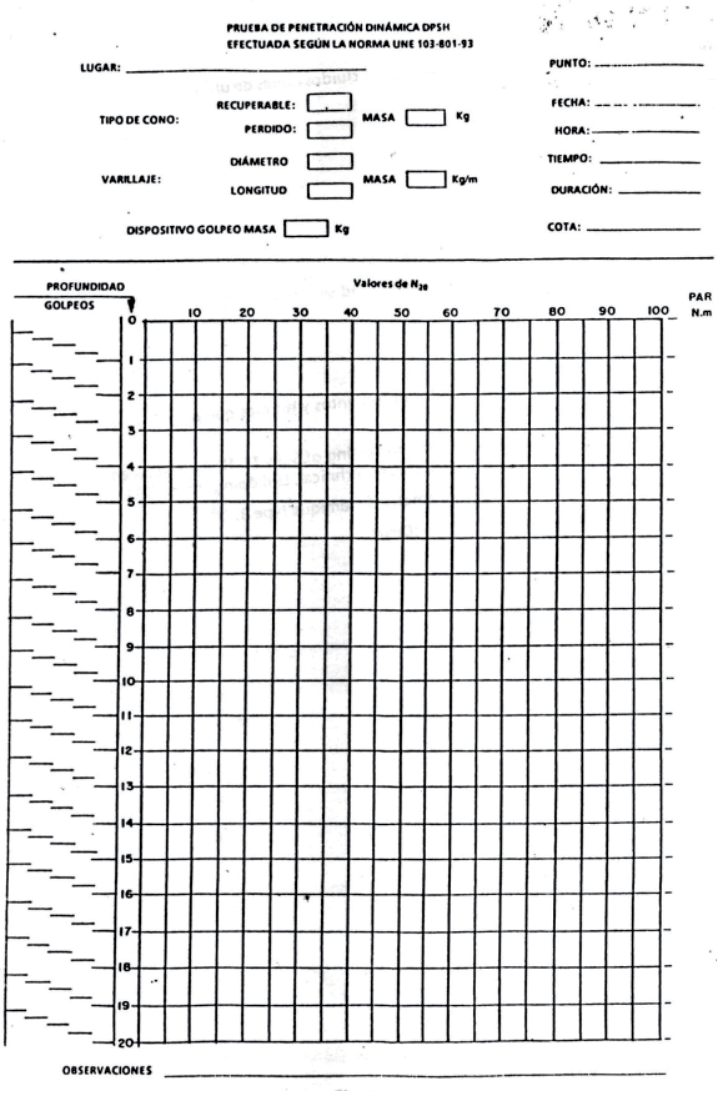


FIGURA 2

ANEXO III
AUSCULTACIÓN DINÁMICA MEDIANTE EL CONO TIPO PECK (*CTP*)

1. OBJETIVO

Este anexo tiene por objeto describir el procedimiento para la realización de la prueba de penetración dinámica con el Cono Tipo Peck. Con esta prueba se determina la resistencia del terreno a la penetración de un cono cuando es golpeado según el procedimiento establecido en este Anexo.

2. CAMPO DE APLICACIÓN

La prueba de penetración dinámica está especialmente indicada para suelos granulares(1), como se indica en la Tabla 3 de esta norma.
Su utilización permite:

- Determinar la resistencia a la penetración dinámica de un terreno.
- Evaluar la compacidad de un suelo granular. Cuando el suelo contenga partículas de grava que obstaculicen la penetración del cono en el terreno el resultado de la prueba puede no ser representativo.
- Investigar la homogeneidad o anomalías de una capa de suelo.
– Comprobar la situación en profundidad de una capa de suelo cuya existencia se conoce.

3. SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

CTP = Abreviatura de la prueba de penetración dinámica con el Cono Tipo Peck.

C_n = Número de golpes necesarios para una penetración del cono en el terreno de 15 cm de profundidad.

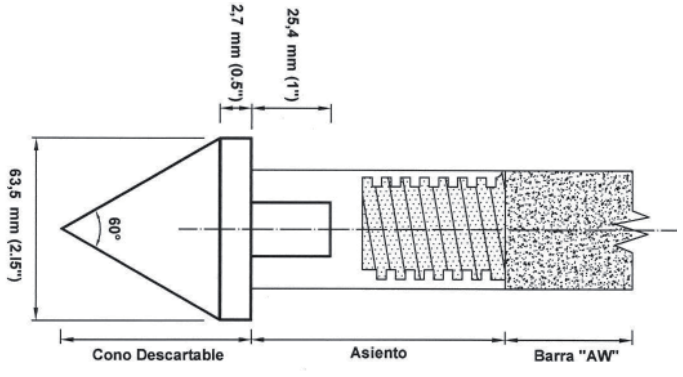
R = Anotación a incluir cuando el número de golpes requerido para una penetración de 15 cm es superior a 100 golpes. Significa “rechazo”.

4. APARATOS Y MATERIAL NECESARIO

4.1 Cono: Es una pieza de fierro fundido cilíndrica que termina en forma cónica con un ángulo de 60º. El cono tiene la configuración mostrada en la Figura 1.

4.2 Varillaje: *Conjunto de varillas de acero de unión rápida que se utilizan para conectar el cono con el ensamblaje de caída de peso para transmitir la energía de golpeo desde la cabeza del varillaje hasta el cono. Las varillas de muestreo tienen una rigidez (momento de inercia) igual o mayor a la de una varilla "AW".*
4.3 Martillo: *Cuerpo de acero sólido y rígido de 63,5 kg ± 1,0 kg de masa.*
4.4 Yunque o Cabeza de impacto: *Cuerpo de acero que recibe el impacto del martillo y que queda unido solidariamente a la parte superior de varillaje, sin que durante el golpeo pueda existir desplazamiento relativo entre ambos.*
4.5 Guía: *Elemento de acero que guía suavemente al martillo durante su caída.*
4.6 Sistema de caída del martillo: *Puede utilizarse sistemas de malacate con soga de manila de una pulgada de diámetro, semi-automático o automático, siempre y cuando el aparato de izaje no cause penetración del cono cuando se engancha y levanta el martillo.*
4.7 Equipo accesorio: Se proporcionan etiquetas, contenedores, hojas de datos y equipos para medir el nivel del agua, de acuerdo con los requisitos del Proyecto.

FIGURA 1



5. PROCEDIMIENTO OPERATIVO

5.1 Selección del punto de ensayo: Con el fin de que no haya perturbaciones en el punto de ensayo, este debe distanciarse por lo menos metro y medio de cualquier otro punto ya ensayado y en el caso de existir sondeos previos, la separación es como mínimo de veinticinco diámetros
5.2 Emplazamiento y conexiones: En el punto seleccionado se emplaza el dispositivo de golpeo de tal forma que el soporte guía y el eje de la guiadera queden perfectamente verticales y centrados sobre el punto [2].
El cono ya acoplado a un extremo del primer tramo de varillaje, se sitúa sobre el punto elegido a través del soporte guía, conectando posteriormente el otro extremo de varillaje al dispositivo de golpeo. Una vez efectuada esta conexión se comprueba que:

– El varillaje y la guiadera quedan coaxiales.
– Las desviaciones de la verticalidad del primer tramo de varillaje no supera el 2%.

5.3 Golpeo y penetración: El golpeo se efectúa con una frecuencia comprendida entre 15 golpes y 30 golpes por minuto registrando el número de golpes necesario para introducir en el terreno el cono cada intervalo de 15 cm. La suma del número de golpes en dos intervalos consecutivos se anota cono $\boldsymbol{C_n}$.
Cuando sea necesario añadir una varilla debe asegurarse que al retirar el dispositivo de golpeo no se introduce movimientos de ascenso o rotación en el varillaje. Cuando se añada la varilla se comprueba que ésta quede enroscada a tope y la desviación de su inclinación frente a la vertical no exceda de 5%.
Deben anotarse todas las interrupciones mayores de 15 minutos durante todo el proceso de penetración.
5.4 Finalización de la prueba: La prueba se da por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones:

– Se alcance la profundidad que previamente se haya establecido.
– Se supere los 100 golpes para una penetración de 15 cm, es decir: $\boldsymbol{C_n} > 100$.
– Cuando tres valores consecutivos de C_n sean iguales o superiores a 75 golpes.

6. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

De cada prueba realizada con arreglo a este anexo se presenta un gráfico N_{60} vs profundidad y se indica:

– Fecha y hora de la prueba.
– Excentricidad y deflexiones del varillaje si las hubiere.
– Interrupciones superiores a 15 min. Perdidas de verticalidad superiores al 5%. Penetraciones sin golpeo. Obstrucciones temporales, etc.

7. CORRESPONDENCIA CON OTRAS NORMAS

Para la redacción de este anexo se han consultado los documentos y normas que a continuación se relacionan:

- Norma Española – UNE 103-801-94 – Geotecnia - Prueba de Penetración Dinámica Superpesada.
- NTP 339.133 :1999. SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT.

(1) La ejecución de pruebas con el Cono Dinámico Tipo Peck requiere de la realización de perforaciones con la ejecución de ensayos SPT que permitan identificar las capas de suelos en el área investigada y la correlación de sus resultados.
(2) Debe comprobarse que durante el proceso de golpeo el dispositivo no se desplaza de su posicionamiento inicial. Si es necesario se disponen anclajes o soportes.