



# **UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA**

## **FACULTAD DE INGENIERÍA**

Tesis para optar al título de  
Magíster en Ingeniería Estructural

**CONTROL DE CALIDAD DE TERRAPLENES**

**Autor:**

DANIEL HASARD KURSBAUM, ING.

**Director de Tesis:**

PROF. ÁLVARO ENRIQUE GUTIÉRREZ GARCÍA, DR. ING.

**Montevideo, Uruguay, 2015**



FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS:

**CONTROL DE CALIDAD DE TERRAPLENES**

AUTOR:

DANIEL HASARD KURSBAUM

El tribunal docente integrado por los abajo firmantes aprueba la presente Tesis:

---

Prof. Luis Teixeira, Dr. Ing.

---

Prof. María Noel Pereyra, Dr. Ing.

---

Prof. Luis Segura, Dr. Ing.

Montevideo, 10 de noviembre de 2015.



# Agradecimientos

En primer lugar quiero agradecer a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República por haberme brindado la oportunidad de cursar la Maestría y ampliar mis conocimientos académicos.

Quiero agradecer especialmente a mi orientador Álvaro Gutiérrez por su gran apoyo y motivación para realizar este trabajo y la Maestría en general. Más allá de sus virtudes académicas y profesionales, su calidad humana y su constante impulso a la investigación y desarrollo de la ingeniería en el área de fundaciones y de la geotécnica han sido fundamentales en mi formación y un ejemplo a seguir.

También quiero agradecer a todos los docentes que participaron en los cursos dictados en el marco de la Maestría y a los que contribuyeron a la misma, por su dedicación, conocimientos brindados, consejos y apoyo. Agradezco a los profesores Alfredo Canelas, Álvaro Gutiérrez, Atilio Morquio, Marcos Musso, Gemma Rodríguez y Berardi Sensale.

Agradezco a Jimena Machado de la Biblioteca del Instituto de Estructuras y Transporte por la invaluable ayuda en la búsqueda de material bibliográfico.

Asimismo deseo agradecer a toda mi familia, pilar fundamental de mi vida, especialmente a mis padres Sonia y Alberto por su apoyo incondicional, y a aquellos que hoy no están conmigo pero cuyo recuerdo mantengo siempre presente.

Finalmente quiero concluir agradeciendo a mi esposa Marcela y a mi hija Romina quienes me acompañan día a día y motivan mi vida.



# Resumen

Para asegurar el correcto comportamiento de un terraplén es necesario un conjunto de actividades que abarcan todas las etapas del proyecto y construcción: desde la investigación geotécnica, selección de materiales, diseño, procedimientos constructivos, ejecución, monitoreo y el producto terminado. Por otro lado la variabilidad de los suelos que pueden encontrarse en cada región y las particularidades del proyecto y condicionantes propias de la obra obligan a realizar un programa de control de calidad individualizado para cada obra, que involucre todos estos aspectos, lo que requiere una cuidadosa planificación en cada caso.

Este trabajo describe en primer lugar los principales aspectos a considerar en la construcción de un terraplén, desde la selección y empleo de materiales teniendo en cuenta las prescripciones de diferentes normas, el proyecto propiamente dicho considerando principalmente el cálculo de estabilidad y predicción de asentamientos, el proceso constructivo y los eventuales tratamientos de mejora de suelos. El trabajo presenta generalidades sobre el control de calidad de terraplenes y un resumen de los diferentes ensayos disponibles para la etapa de investigación geotécnica y para la construcción del terraplén, así como los principales instrumentos de monitoreo.

Dada la escasa normativa existente en Uruguay sobre controles de calidad en terraplenes, y en el entendido que no hay recetas aplicables a todos los casos, se realiza una propuesta con lineamientos generales de control de calidad de terraplenes aplicada a Uruguay y apropiada a sus condiciones tecnológicas.

Finalmente se presenta un caso de control de terraplén sobre suelo blando en la Bahía de Montevideo.

**Palabras clave.** Control de calidad, rellenos, terraplenes

# Summary

To ensure the correct behavior of an embankment a set of activities covering all stages of project and construction is required, from the geotechnical research, material selection, design, construction procedures, execution, monitoring and the finished product. On the other hand the variability of soil that can be found in each region and the particularities of the project and own constraints of the work force to make a program of quality control for each individual work, involving all these aspects, which requires careful planning in each case.

This paper first describes the main aspects to consider in the construction of embankments, from the selection and use of materials taking into account the requirements of different standards, the project itself considering the stability calculation and prediction of settlements, construction process and any soil improvement treatments. The paper presents an overview of the quality control embankments and a summary of the various tests available for geotechnical investigation stage and construction of the embankment and the main monitoring instruments.

Since the existing regulations in Uruguay on quality control in embankments is scarce, and with the understanding that there is no recipe applicable to all cases, a general proposal is made for quality control embankments in Uruguay, appropriate to their technological conditions.

Finally a case control embankment on soft ground in the Bay of Montevideo is presented.

**Keywords.** Quality control, fills, embankments



# Índice general

<b>1</b>	<b>Introducción</b> .....	1
<b>1.1</b>	<b>Objetivos</b> .....	2
<b>1.2</b>	<b>Contenido del trabajo</b> .....	3
<b>2</b>	<b>Generalidades sobre terraplenes</b> .....	5
<b>2.1</b>	<b>Zonas de un terraplén</b> .....	5
<b>2.2</b>	<b>Materiales</b> .....	7
2.2.1	Clasificación de suelos.....	7
2.2.1.1	Casagrande.....	8
2.2.1.2	Clasificación AASHTO.....	9
2.2.1.3	Clasificación española del PG-3.....	10
2.2.1.4	Clasificación francesa.....	14
2.2.1.5	Clasificación alemana.....	15
2.2.1.6	Recomendaciones de Obras Marítimas.....	15
2.2.2	Pliego de la DNV.....	16
<b>2.3</b>	<b>Empleo de materiales</b> .....	17
2.3.1	Precauciones especiales con distintos tipos de suelo.....	18
2.3.1.1	Suelos con materia orgánica.....	19
2.3.1.2	Suelos colapsables.....	20
2.3.1.3	Suelos expansivos.....	21
2.3.1.4	Suelos con sales solubles.....	22
2.3.1.5	Suelos con yeso.....	23
2.3.2	Comentarios sobre selección y empleo de materiales.....	24
<b>2.4</b>	<b>Metodología general de construcción de terraplenes</b> .....	26

2.4.1 Operaciones previas.....	27
2.4.2 Construcción del terraplén.....	28
2.4.3 Terminación del terraplén.....	32
<b>2.5 Mejoras de suelo asociadas a la construcción de terraplenes..</b>	<b>33</b>
2.5.1 Precarga.....	33
2.5.2 Vibración profunda.....	36
2.5.3 Inclusiones rígidas.....	39
2.5.4 Compactación dinámica.....	40
2.5.5 Compactación dinámica rápida.....	44
2.5.6 Compactación con explosivos.....	45
2.5.7 Inyecciones.....	46
2.5.8 Otros procedimientos.....	50
<b>2.6 Métodos constructivos de terraplenes sobre suelos blandos...</b>	<b>52</b>
2.6.1 Comentarios sobre procedimientos constructivos de terraplenes.....	54
<b>2.7 Proyecto de terraplenes.....</b>	<b>56</b>
2.7.1 Estabilidad.....	56
2.7.1.1 Esfuerzos cortantes bajo carga de terraplén.....	57
2.7.1.2 Mecanismo de falla.....	62
2.7.1.3 Cálculo aproximado mediante la gráfica de estabilidad.....	64
2.7.1.4 Método de cálculo.....	65
2.7.1.5 Falla circular y dovelas verticales.....	66
2.7.1.6 Deslizamientos reales.....	70
2.7.1.7 Bloque deslizante.....	71
2.7.1.8 Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.....	73
2.7.1.9 Grietas en la parte superior del terraplén.....	75
2.7.1.10 Terraplenes de prueba.....	75
2.7.2 Asentamientos.....	76

2.7.2.1 Asentamiento inicial.....	77
2.7.2.2 Compresión inmediata y consolidación primaria....	79
2.7.2.3 Método del módulo de compresibilidad.....	81
2.7.2.4 Método del coeficiente de compresibilidad.....	82
2.7.2.5 Cálculo de los esfuerzos verticales.....	85
2.7.2.6 Módulo de compresibilidad.....	86
2.7.2.7 Coeficiente de compresibilidad $C_c$ .....	86
2.7.2.8 Predicción del tiempo.....	87
2.7.2.9 Consolidación secundaria.....	90
2.7.2.10 Desplazamientos horizontales.....	91
2.7.3 Comentarios sobre el proyecto.....	93
<b>3 Generalidades sobre el control de calidad.....</b>	<b>95</b>
<b>3.1 Investigación geotécnica.....</b>	<b>103</b>
3.1.1 Investigación preliminar.....	103
3.1.2 Investigaciones complementarias.....	104
3.1.3 Ensayo de Penetración Estándar (SPT) .....	106
3.1.4 Ensayo de Penetración Estática (CPT) .....	108
3.1.5 Ensayo de veleta (Vane Test) .....	109
3.1.6 Ensayo presiométrico y dilatométrico.....	109
3.1.7 Ensayos de laboratorio.....	110
<b>3.2 Ensayos durante la construcción del terraplén.....</b>	<b>111</b>
3.2.1 Ensayos de compactación Proctor.....	116
3.2.2 Ensayos CBR.....	117
3.2.3 Ensayos de densidad.....	117
3.2.4 Ensayos de carga con placa.....	119
3.2.5 Ensayos con deflectómetro liviano (LWD).....	120
3.2.6 Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP).....	123
3.2.7 Ensayo de la huella.....	125

3.2.8	Comentarios sobre los ensayos de control.....	125
<b>3.3</b>	<b>Monitoreo e instrumentación de terraplenes.....</b>	<b>127</b>
3.3.1	Placas de asentamiento.....	129
3.3.2	Extensómetros.....	129
3.3.3	Perfilómetros.....	129
3.3.4	Inclinómetros.....	130
3.3.5	Piezómetros.....	131
3.3.6	Interpretación de los resultados de monitoreo.....	131
3.3.7	Análisis de asentamientos.....	132
3.3.8	Análisis de la presión de poros.....	134
3.3.9	Análisis de los desplazamientos horizontales.....	135
3.3.10	Comentarios sobre monitoreo de terraplenes.....	136
<b>4</b>	<b>Propuesta de control de calidad de terraplenes.....</b>	<b>138</b>
<b>4.1</b>	<b>Proyecto.....</b>	<b>138</b>
<b>4.2</b>	<b>Construcción.....</b>	<b>140</b>
<b>4.3</b>	<b>Recepción de obra.....</b>	<b>142</b>
<b>4.4</b>	<b>Síntesis de propuesta.....</b>	<b>144</b>
<b>5</b>	<b>Estudio de caso. Control de terraplén sobre suelo blando en la</b>	
	<b>Bahía de Montevideo .....</b>	<b>147</b>
<b>5.1</b>	<b>Introducción.....</b>	<b>147</b>
<b>5.2</b>	<b>Características del material de base.....</b>	<b>149</b>
<b>5.3</b>	<b>Procedimiento constructivo del terraplén y</b>	
<b>especificaciones técnicas.....</b>	<b>152</b>	
<b>5.4</b>	<b>Características generales del terraplén.....</b>	<b>154</b>
<b>5.5</b>	<b>Ensayos de densidad in situ.....</b>	<b>156</b>
<b>5.6</b>	<b>Ensayos de placa.....</b>	<b>158</b>
<b>5.7</b>	<b>Ensayos de placa para fundación de grúas de gran porte.....</b>	<b>165</b>

5.7.1 Ensayos de placa estáticos.....	165
5.7.2 Ensayos LWD.....	166
5.7.3 Conclusiones de ensayos para fundación de grúas de gran porte.....	170
<b>5.8 Control de asentamientos.....</b>	<b>172</b>
<b>5.9 Conclusiones y comentarios del control del terraplén de estudio.....</b>	<b>173</b>
<b>6 Conclusiones.....</b>	<b>176</b>
<b>Bibliografía.....</b>	<b>180</b>

# Índice de figuras

## Capítulo 2

<b>Figura 2.1.</b> Esquema de zonas de un terraplén.....	6
<b>Figura 2.2.</b> Criterios de clasificación de suelos para terraplenes de acuerdo a su plasticidad según el PG-3. ....	13
<b>Figura 2.3.</b> Esquema de fases constructivas de terraplenes.....	26
<b>Figura 2.4.</b> Esquema de precarga con capa drenante y drenes artificiales. Tomada de la ROM 0.5-05. ....	34
<b>Figura 2.5.</b> Esquema de cambios en la estructura del terreno con el tratamiento de vibración. Adaptado de Henríquez (2007) .....	36
<b>Figura 2.6.</b> Esquema de tratamiento de mejora mediante inclusiones rígidas. Tomada de Henríquez (2007).....	39
<b>Figura 2.7.</b> Esquema de compactación dinámica. Tomada de la ROM 0.5-05....	40
<b>Figura 2.8.</b> Dispositivo para la compactación dinámica en un terraplén del Puerto de Montevideo, pesa de 85kN, altura de caída de hasta 6m. . Tomada de Facultad de Ingeniería (2005) .....	41
<b>Figura 2.9.</b> Huellas resultantes luego de la compactación dinámica en un terraplén de la Terminal Portuaria Ontur, Nueva Palmira. Tomado de LCCF (2007) .....	43
<b>Figura 2.10.</b> Dispositivo de compactación dinámica rápida, martillo hidráulico de 67kN, altura de caída 0.9m, diámetro de la placa 1.5m. Tomado de Farrell Design-Build (2015) .....	45
<b>Figura 2.11.</b> Esquema del tratamiento con explosivos. Tomado de la ROM 0.5-05.....	45
<b>Figura 2.12.</b> Esquema de algunos tipos de inyección usuales. Tomado de la ROM 0.5-05.....	47

<b>Figura 2.13.</b> Esquema de sección transversal de terraplén después de combarse el terreno. Tomado de Stamatopoulos et al.(1990) .....	56
<b>Figura 2.14.</b> Condición de esfuerzo del suelo antes de construir el terraplén.....	58
<b>Figura 2.15.</b> Relación entre $K_o$ , índice de plasticidad y OCR. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).....	58
<b>Figura 2.16.</b> Esfuerzos cortantes inducidos en el terreno por la carga del terraplén. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).....	60
<b>Figura 2.17.</b> Etapas de la cedencia de un suelo arcilloso blando bajo carga de terraplén. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	61
<b>Figura 2.18.</b> Superficies de deslizamiento múltiples y combadura generada. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	62
<b>Figura 2.19.</b> Tipos principales de falla por deslizamiento: a) arco circular; b) bloque deslizante. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	63
<b>Figura 2.20.</b> Gráfica de estabilidad para suelo uniforme. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	64
<b>Figura 2.21.</b> Cálculo del factor de seguridad para una falla circular utilizando dovelas verticales. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	66
<b>Figura 2.22.</b> Método aproximado para considerar efectos tridimensionales. (a) Vista en planta de un deslizamiento, (b) Factores de seguridad de diversas secciones. Tomado de Lambe et al. (1979) .....	70
<b>Figura 2.23.</b> Esquema de bloque deslizante. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	71
<b>Figura 2.24.</b> Esquema de grieta de tensión en terraplén sobre	

suelo blando. Tomado de Almeida et al. (2010) .....	75
<b>Figura 2.25.</b> Representación esquemática de los distintos tipos de asentamiento en función del tiempo. Adaptado de Rixner et al. (1986) .....	77
<b>Figura 2.26.</b> Factores de influencia para carga trapezoidal. Tomado de Osterberg (1957) .....	78
<b>Figura 2.27.</b> Curva de deformación en función del logaritmo del tiempo en una prueba de consolidación de una arcilla. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	79
<b>Figura 2.28.</b> División del perfil del subsuelo en elementos horizontales. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	80
<b>Figura 2.29.</b> Diagrama $e-\log \sigma'_v$ para arcilla normalmente consolidada. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	84
<b>Figura 2.30.</b> Método de Casagrande para estimar la presión de preconsolidación de arcillas a partir de la gráfica $e-\log \sigma'_v$ de resultados de pruebas de consolidación. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	85
<b>Figura 2.31.</b> Correlación entre $U$ y $T_v$ : <i>a</i> ) a escalas aritméticas, <i>b</i> ) escalas aritméticas para $U$ y logarítmica para $T_v$ . Tomado de Stamatopoulos et al. (1990) .....	88
<b>Figura 2.32.</b> Asentamientos en función del tiempo para cargas no instantáneas. Tomado de Almeida et al. (2010) .....	89
<b>Figura 2.33.</b> Esquema de asentamientos verticales y desplazamientos horizontales.....	91

### Capítulo 3

<b>Figura 3.1.</b> Parámetros usuales para control de calidad y aceptación en suelos y terraplenes. Tomado de TRB (2005) .....	102
--	-----

**Figura 3.2.** Medidas utilizadas para la aceptación de suelos y



terraplenes. Tomado de TRB (2005) .....	102
<b>Figura 3.3.</b> Gráfico de salida del ensayo LWD.....	121
<b>Figura 3.4.</b> Esquema del Penetrómetro Dinámico de Cono. Tomado de ASTM D6951.....	124
<b>Figura 3.5.</b> Sección esquemática de un proyecto de monitoreo de terraplén sobre suelos blandos. Tomado de Almeida et al. (2010) .....	128
<b>Figura 3.6.</b> Medida de asentamientos: A) a partir de placas de asiento; B) a partir de perfilómetro. Tomado de DNER-PRO 381/98, Almeida et al. (2010) .....	130
<b>Figura 3.7.</b> Construcción gráfica del método de Asaoka (1978): A) curva tiempo vs. asentamientos; B) recta ajustada.....	134
<b>Figura 3.8.</b> Esquema de volúmenes estimados a partir del monitoreo. Tomado de Almeida et al. (2010) .....	136
 <b>Capítulo 5</b>	
<b>Figura 5.1.</b> Ubicación del terraplén.....	149
<b>Figura 5.2.</b> Resultados de penetraciones dinámicas continuas.....	152
<b>Figura 5.3.</b> Croquis de la planta del terraplén y ubicación de ensayos. Tomado de Gutiérrez et al. (2012) .....	154
<b>Figura 5.4.</b> Corte geotécnico tipo del terraplén. Tomado de Gutiérrez et al. (2012) .....	155
<b>Figura 5.5.</b> Ensayo de placa N°8 a cota +3.8m con placa de 30cm de diámetro y zona de ensayos de placa de 50cm y 80cm de diámetro. Al frente equipo LWD.....	161
<b>Figura 5.6.</b> Equipo LWD en zona de grúa de 300t.....	166
<b>Figura 5.7.</b> Croquis ubicación puntos de estudio alrededor de la grúa de 300t.....	167
<b>Figura 5.8.</b> Croquis ubicación puntos de estudio alrededor de la grúa de 700t.....	169

<b>Figura 5.9.</b> Gráficos de asentamientos vs. tiempo.....	172
<b>Figura 5.10.</b> Regresión lineal con modelo cuadrático en curva de testigo N°5.....	173

# Índice de cuadros

## Capítulo 2

<b>Cuadro 2.1.</b> Criterios de clasificación de suelos para terraplenes según el PG-3.....	13
<b>Cuadro 2.2.</b> Contenido máximo permitido de materia orgánica según el PG-3.....	19
<b>Cuadro 2.3.</b> Prescripciones para suelos marginales según la altura del relleno, según el PG-3.....	20
<b>Cuadro 2.4.</b> Condiciones de colapsabilidad según el PG-3.....	21
<b>Cuadro 2.5.</b> Criterio de expansividad según el PG-3.....	22
<b>Cuadro 2.6.</b> Contenido máximo permitido de yeso y sales solubles según el PG-3.....	24
<b>Cuadro 2.7.</b> Compactación mínima exigida según el pliego de la DNV...	31
<b>Cuadro 2.8.</b> Peso unitario seco mínimo en función de la altura del terraplén según el pliego de la DNV.....	31
<b>Cuadro 2.9.</b> Aplicabilidad de los tratamientos de vibración profunda a los distintos tipos de terrenos según la ROM 0.5-05.....	38
<b>Cuadro 2.10.</b> Resumen de metodologías constructivas y sus características. Tomado de Almeida et al. (2010) .....	53
<b>Cuadro 2.11.</b> Factores de Seguridad para el análisis de deslizamientos en arcillas inalteradas. Tomado de Lambe et al. (1979) .....	71

## Capítulo 3

<b>Cuadro 3.1.</b> Ventajas y desventajas de ensayos de laboratorio y de campo aplicados a arcillas blandas. Tomado de Almeida (1996) .....	104
<b>Cuadro 3.2.</b> Características generales de ensayos de laboratorio y de campo, parámetros obtenidos y recomendaciones. Tomado de Almeida et al. (2010) .....	105

<b>Cuadro 3.3.</b> Correlaciones entre el módulo de deformación estático $E_{v2}$ y el módulo de deformación dinámico $E_{vd}$ . Tomado de (ZTVE-StB 94, 1997) .....	122
<b>Cuadro 3.4.</b> Métodos de cálculo para evaluación de desempeño de terraplenes sobre suelos blandos. Tomado de Almeida et al. (2010) .....	132

## Capítulo 4

<b>Cuadro 4.1.</b> Rendimiento promedio y frecuencia de uso en Uruguay de diferentes ensayos utilizados principalmente en la etapa de proyecto. Fuente: datos internos LCCF.....	140
<b>Cuadro 4.2.</b> Rendimiento promedio y frecuencia de uso en Uruguay de diferentes ensayos utilizados principalmente en la etapa de construcción. Fuente: datos internos LCCF.....	141
<b>Cuadro 4.3.</b> Resumen de ensayos de control de terraplenes de Uruguay en los últimos años. Fuente: datos propios y LCCF.....	143
<b>Cuadro 4.4.</b> Esquema de guía con lineamientos generales de control de calidad de terraplenes para Uruguay.....	145

## Capítulo 5

<b>Cuadro 5.1.</b> Perfil de suelos encontrados previo a los rellenos. Tomado de Incociv (2009) .....	150
<b>Cuadro 5.2.</b> Perfil de suelos encontrado una vez que el relleno alcanzó la cota +2.0m. Tomado de Insuelos (2009) .....	151
<b>Cuadro 5.3.</b> Resultados de densidades y humedades a cota +1.20m.....	156
<b>Cuadro 5.4.</b> Resultados de densidades, humedades y compactación por capa, entre cotas +2.0m y coronamiento a +3.8m.....	157
<b>Cuadro 5.5.</b> Resultados generales de densidades, humedades y compactación.....	158
<b>Cuadro 5.6.</b> Resumen de ensayos de placa a cota +1.20m.....	159

<b>Cuadro 5.7.</b> Resumen de ensayos de placa entre cotas +1.2m y +3.8m....	159
<b>Cuadro 5.8.</b> Resumen de ensayos de placa a cota +3.8m, con placas de 30cm, 50cm y 80cm de diámetro.....	160
<b>Cuadro 5.9.</b> Resumen de ensayos LWD a cota +3.8m.....	162
<b>Cuadro 5.10.</b> Resumen de valores del módulo de deformación $E$ .....	162
<b>Cuadro 5.11.</b> Valores del módulo de deformación $E$ según norma UNE 103808 y DIN 18134, y relaciones $E_{v2}/E_{vd}$ .....	164
<b>Cuadro 5.12.</b> Resumen de ensayos de placa a cota +3.8m para fundación de grúas.....	166
<b>Cuadro 5.13.</b> Resumen de ensayos LWD en zona de grúa de 300t.....	168
<b>Cuadro 5.14.</b> Resumen de ensayos LWD en zona de grúa de 700t.....	169
<b>Cuadro 5.15.</b> Valores del módulo de deformación $E_{v1}$ de cada ensayo...	170
<b>Cuadro 5.16.</b> Valores estimados del módulo de deformación $E_{v2}$ de cada ensayo, y promedios estimados.....	171

# Lista de símbolos

$b$	Ancho del terraplén
$c$	Cohesión total del suelo
$c'$	Cohesión efectiva del suelo
$c_v$	Coefficiente de consolidación para drenaje vertical
$c_h$	Coefficiente de consolidación para drenaje horizontal
$C_a$	Coefficiente de compresión secundaria
$C_c$	Coefficiente de compresibilidad
$C_l$	Fuerza normal efectiva que actúa sobre el lado izquierdo de la dovela
$C_r$	Fuerza normal efectiva que actúa sobre el lado derecho de la dovela
$C_s$	Coefficiente de expansión o de recompresión
$CO_2$	Dióxido de Carbono
$d$	Diámetro de influencia de un dren vertical
$d_w$	Diámetro de dren de formato cilíndrico o diámetro equivalente de un geodren con sección rectangular.
$D$	Profundidad de la mejora en el tratamiento de compactación dinámica; módulo de compresibilidad
$D_i$	Módulo de compresibilidad de la capa $i$ -ésima
$D_{máx}$	Tamaño máximo de las partículas de suelo
$Dr$	Densidad relativa
$e$	Relación de vacíos
$e_0$	Valor inicial de la relación de vacíos
$E$	Módulo de Young
$E_u$	Módulo de Young en condiciones no drenadas
$E_v$	Módulo de deformación vertical en el ensayo de carga con placa
$E_{v1}$	Módulo de deformación vertical en el primer ciclo de carga del ensayo de carga con placa

$E_{v2}$	Módulo de deformación vertical en el segundo ciclo de carga del ensayo de carga con placa
$E_{vd}$	Módulo de deformación vertical bajo carga dinámica de un suelo
$f$	Valor de la integral definida para calcular asentamientos; factor de distribución de las tensiones
$F(n)$	Función de densidad de drenes
$F_a$	Fuerza activa del suelo
$F_p$	Fuerza pasiva del suelo
$F_s$	Fuerza de corte resistente
$G_s$	Densidad real de los granos
$h$	Altura de terraplén
$h_i$	Espesor de la capa $i$ -ésima
$H$	Altura de caída de la pesa en el tratamiento de compactación dinámica; espesor de suelo; trayectoria máxima de drenaje en capa de arcilla en consolidación
$I$	Factor de influencia
$k$	Coefficiente de permeabilidad del suelo
$k_s$	Módulo de reacción del ensayo de carga con placa
$k_{s30}$	Módulo de reacción del ensayo de carga con placa de 30cm de diámetro
$K$	Relación entre el módulo de deformación obtenido en el segundo ciclo de carga y el módulo de deformación obtenido en el primer ciclo en el ensayo de carga con placa
$K_o$	Coefficiente de presión lateral del suelo en reposo
$K_a$	Coefficiente del esfuerzo activo
$K_p$	Coefficiente del esfuerzo pasivo
$l$	Longitud de arco
$n$	Número de dovelas o capas
$N$	Número de golpes en el ensayo SPT
$N'$	Fuerza normal efectiva

$p$	Carga máxima aplicada del terraplén; presión ejercida sobre la superficie del suelo
$Q$	Carga explosiva en el tratamiento de compactación con explosivos
$r$	Radio de la placa de carga en el ensayo LWD
$R$	Relación entre desplazamiento horizontal máximo y asentamiento máximo
$s$	Separaciones de perforaciones en el tratamiento de compactación con explosivos
$s(t)$	Asentamiento en función del tiempo
$s_{\infty}$	Asentamiento a tiempo infinito
$s_i, s_{i-1}$	Asentamientos en tiempo $t_i$ y en tiempo $t_{i+1}$ , respectivamente
$S_l$	Fuerza de corte que actúa sobre el lado izquierdo de la dovela
$S_r$	Fuerza de corte que actúa sobre el lado derecho de la dovela
$S_u$	Resistencia al corte no drenada
$SO_4$	Sulfatos
$t$	Tiempo
$t_0$	Tiempo en el cual la compresión secundaria es cero
$t_c$	Tiempo de construcción
$T_v$	Factor de tiempo para consolidación mediante drenaje vertical
$u$	Presión de poros
$U$	Grado o porcentaje promedio de consolidación vertical
$v_d$	Velocidad de distorsión
$V$	Volumen
$V_h$	Volumen estimado de suelo deformado debido a desplazamientos horizontales
$V_v$	Volumen estimado de suelo deformado debido a asentamientos verticales
$w_n$	Humedad natural
$W$	Peso de la maza en el tratamiento de compactación dinámica; Peso de dovela
$X_{máx}$	Desplazamiento horizontal máximo



$z$	Distancia a lo largo de la vertical; profundidad
$z_t$	Profundidad de la grieta de tensión
$\alpha$	Factor de ajuste en el tratamiento de compactación dinámica; ángulo de inclinación de la recta de construcción gráfica de Orleach
$\beta_l$	Ángulo de inclinación de la recta de construcción gráfica de Asaoka
$\gamma$	Peso volumétrico del suelo
$\gamma_w$	Peso específico del agua
$\Delta$	Incremento o cambio
$\Delta h$	Asentamiento por consolidación primaria final
$\Delta h(t)$	Asentamiento primario para un determinado tiempo $t$
$\delta$	Asentamiento
$\delta_o$	Deflexión central en el ensayo LWD o en el ensayo de carga con placa
$\delta_{m\acute{a}x}$	Asentamiento vertical máximo
$\varepsilon_i$	Deformación unitaria de la capa $i$ -ésima
$\theta$	Ángulo de cuerda respecto a la horizontal
$\nu$	Relación de Poisson
$\sigma$	Tensión normal total
$\sigma_o$	Tensión bajo la placa en el ensayo LWD o en el ensayo de carga con placa
$\sigma^`$	Tensión normal efectiva
$\sigma_h$	Tensión de compresión horizontal
$\sigma_h^`$	Tensión efectiva de compresión horizontal
$\sigma_v$	Tensión de compresión vertical
$\sigma_v^`$	Tensión efectiva de compresión vertical; tensión efectiva vertical de consolidación
$\sigma_{vo}^`$	Tensión de consolidación por sobrecarga natural
$\tau$	Esfuerzo cortante
$\tau_o$	Esfuerzo cortante en planos a $45^\circ$ respecto de la horizontal

- $\varphi$       Ángulo de fricción interna total del suelo
- $\varphi'$      Ángulo de fricción interna efectiva del suelo

# Lista de siglas y abreviaturas

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ANCAP	Administración Nacional de Combustibles, Alcohol y Portland
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBR	California Bearing Ratio (Ensayo de Relación de Soporte de California)
CPT, CPTu	Cone Penetration Test (Ensayos de penetración estática con cono y con piezocono, respectivamente)
CRS	Ensayo de consolidación realizado con velocidad de deformación constante
CU	Consolidated, undrained (ensayo consolidado y no drenado)
DCP	Dinamic Cone Penetrometer (Penetrómetro dinámico de cono)
DIN	Deutsches Institut für Normung
DNV	Dirección Nacional de Vialidad del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Uruguay
FS	Factor de seguridad
FWD	Falling Weight Deflectometer (deflectómetro de impacto)
HL	Hinchamiento libre
IA	Independence Assurance (Aseguramiento o auditoría independiente)
IP	Índice de plasticidad
ISO	International Organization for Standardization
LCCF	Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
LWD	Light Weight Deflectometer (deflectómetro liviano)
MEF	Método de los Elementos Finitos
MO	Materia orgánica
NLT	Norma del Laboratorio del Transporte del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), España
OCR	Relación de sobreconsolidación
OECD	Organisation for Economic Co-operation and Development
PG-3	Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes de España
PVC	Policloruro de vinilo
QA	Quality Assurance (Aseguramiento de la calidad)
QC	Quality Control (Control de Calidad)
ROM	Recomendaciones para Obras Marítimas (España)
SETRA	Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements
SPT	Standard Penetration Test (Ensayo de Penetración Estándar)
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
Tbar	Ensayo de penetración de barra cilíndrica
TNT	Trinitrotolueno
TRB	Transportation Research Board de los Estados Unidos
UNE	Una Norma Europea - Comité Europeo de Normalización
UNIT	Instituto Uruguayo de Normas Técnicas
UU	Unconsolidated, undrained (ensayo no consolidado y no drenado)

# Capítulo 1

## Introducción

El desarrollo del Uruguay en los últimos años ha generado la construcción de obras que requieren de importantes terraplenes, ya sea ganando terreno al mar o acondicionando grandes explanadas para la implantación de obras.

En ese sentido existen importantes antecedentes de obras de terraplenado realizadas recientemente en el país, terraplenes en Terminal Logística M´Bopicuá, Planta de Celulosa y Terminal Portuaria Botnia, Montes del Plata, Terminal Ontur, terraplenados en la Bahía y Puerto de Montevideo: terraplén próximo al Espigón F, Terminal Cuenca del Plata, Muelle C, Terminal Pesquera Puerto Capurro, Refinería de La Teja.

Asimismo existen casos de terraplenes ya construidos en los cuales surge la necesidad de estudiar las aptitudes del mismo para cumplir ciertas exigencias ya sea por cambios en el uso de los mismos o dudas por el comportamiento registrado.

En Uruguay prácticamente hay un vacío en cuanto a normativas locales sobre controles de calidad en terraplenes. Por ello en general el control de terraplenes en el país es aleatorio, dependiendo muchas veces de las exigencias del propietario y de la tecnología disponible de la empresa constructora.

En términos generales para asegurar el correcto comportamiento de un terraplén es necesario un conjunto de actividades que abarcan todas las etapas del proyecto y construcción: desde la investigación geotécnica, selección de materiales, diseño, procedimientos constructivos, ejecución, monitoreo y el producto terminado. Por ello los programas de calidad tienen muchas facetas.

Dada la variabilidad de los suelos que pueden encontrarse en cada región y las particularidades de la obra, los programas de calidad para terraplenes requieren una planificación y metodología particular que depende de cada proyecto, lo que amerita un estudio individualizado en cada caso.

Actualmente a nivel mundial las estrategias y prácticas usuales emplean un amplio rango de métodos, procedimientos y criterios para asegurar la calidad en terraplenes.

Los programas de aseguramiento de la calidad varían totalmente en cada país. También difieren significativamente entre instituciones u organismos dentro de un mismo país, e incluso varían frecuentemente dentro de la misma institución.

La importancia del aseguramiento de la calidad surge como experiencia de una gran cantidad de fallas registradas en casos reales con los consabidos daños asociados.

En vista de las obras que se están desarrollando en el país, y de la necesidad de contar con criterios de control que sean aplicables a la realidad nacional, surge el interés de estudiar el problema general y las características locales para proponer una guía de base para el control de calidad de terraplenes en Uruguay, que sea general, de fácil implementación y apropiada a las prácticas usuales en el país. El Uruguay, como país pequeño tiene la ventaja de escala, en este caso, ya que es relativamente fácil hacer una propuesta normativa que tome carácter de aplicación general.

### **1.1 Objetivos**

El principal objetivo de este trabajo consiste en proponer una metodología para el control de calidad en la evaluación de terraplenes, adaptable y apropiada a las condiciones tecnológicas de Uruguay.

En el entendido que no hay recetas aplicables a todos los casos, el trabajo busca realizar una propuesta con lineamientos generales de control de calidad de terraplenes aplicada a Uruguay buscando mejorar procedimientos por medio de reglas claras y asegurar un mínimo de calidad exigible.

El trabajo estudia además posibles ajustes e incorporaciones a la escasa normativa nacional sobre el tema, en función de las normas utilizadas a nivel mundial.

## 1.2 Contenido del trabajo

El contenido del presente trabajo se desarrolla en los capítulos que se describen a continuación:

- Capítulo 1: Introducción.

Este capítulo presenta una breve introducción al control de calidad de terraplenes, mencionando los elementos motivadores para su estudio, y define los objetivos y alcances del trabajo.

- Capítulo 2: Generalidades sobre terraplenes.

En este capítulo se exponen generalidades y los principales aspectos a considerar en la construcción de un terraplén. Se describen los diferentes tipos de materiales y su forma de empleo, estudiando las diferentes exigencias y prescripciones de la normativa existente. Se menciona la metodología general de construcción de terraplenes incluyendo aquellos sobre suelos blandos, y los posibles tratamientos de mejora de suelo. También se presenta una visión general del proyecto de terraplenes considerando principalmente el cálculo de estabilidad y predicción de asentamientos.

- **Capítulo 3: Generalidades sobre el control de calidad.**  
Este capítulo describe el conjunto de actividades que intervienen en el control de calidad en terraplenes, abarcando todas las etapas de proyecto y construcción. Presenta los diferentes ensayos disponibles para cada fase, desde la etapa de investigación geotécnica hasta la construcción del terraplén, así como los principales instrumentos de monitoreo.
- **Capítulo 4: Propuesta de control de calidad de terraplenes.**  
Se presenta una propuesta integral de control de calidad que abarca todo el desarrollo de la obra, desde la concepción y las etapas más tempranas de proyecto, hasta la recepción final del terraplén.
- **Capítulo 5: Estudio de caso. Control de terraplén sobre suelo blando en la Bahía de Montevideo.**  
En este capítulo se presenta un caso de estudio: el control de un terraplén sobre suelo blando de la Bahía de Montevideo. Se describen los controles realizados, los resultados obtenidos y las conclusiones del mismo.
- **Capítulo 6: Conclusiones.**  
Finalmente se extraen las conclusiones acerca de la propuesta desarrollada y se proponen recomendaciones para ajustar la normativa local.



# Capítulo 2

## Generalidades sobre terraplenes

El suelo es un material utilizado por el hombre desde tiempos muy antiguos. En la actualidad, gran parte de las obras de ingeniería incluyen la realización de obras de movimientos de suelos.

Los terraplenes consisten en grandes acumulaciones de tierra que se compactan y estabilizan para servir de soporte a cualquier obra de ingeniería. Etimológicamente la palabra proviene del francés “terre-plein” (tierra + lleno).

A continuación se resumen los principales aspectos a considerar en la construcción de un terraplén.

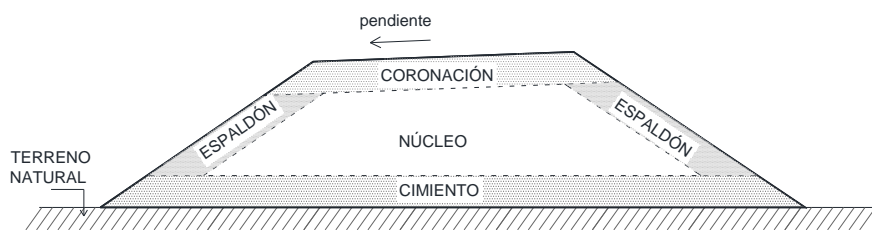
### 2.1 Zonas de un terraplén

En general en un terraplén se distinguen diferentes zonas. Según el Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes de España (PG-3, 2001), enfocado a terraplenes para carreteras y puentes, se pueden definir cuatro zonas cuya geometría depende del proyecto (ver esquema en Figura 2.1):

- Coronación: Es la parte superior del relleno, sobre la que se apoya el firme, con un espesor mínimo de dos tongadas y siempre mayor de 0.5m.
- Núcleo: Es la parte del terraplén comprendida entre el cimiento y la coronación.
- Espaldón: Es la parte exterior del terraplén que, ocasionalmente, constituye o forma parte de los taludes del mismo. No se consideran parte

del espaldón los revestimientos sin misión estructural en el relleno, (plantaciones, cubierta de tierra vegetal, encachados, protecciones antierosión, etc.).

- Cimiento: Es la parte inferior del terraplén en contacto con la superficie de apoyo. Su espesor debería ser como mínimo de 1m.



**Figura 2.1.** Esquema de zonas de un terraplén.

En varios países existen diversas normas y recomendaciones que disponen especificaciones sobre la utilización y puesta en obra de los materiales para las diferentes zonas de terraplén.

El coronamiento es la zona más próxima a la aplicación de las cargas, por ello las normas son más estrictas en cuanto a las especificaciones de materiales y su puesta en obra. Esto a veces obliga a obtener materiales de sitios fuera de la obra (préstamos).

El núcleo conforma la parte central del terraplén, acaparando la mayor parte de su volumen, debiendo alcanzar la altura necesaria para lograr la cota de proyecto. En esta zona se materializa el talud del terraplén de forma de garantizar la estabilidad del mismo.

En la zona de la base, las tensiones se disipan y son menores que en las otras capas. Las características mecánicas exigidas en esta zona no son muy elevadas y existen ciertas tolerancias en las normas en cuanto a la utilización de materiales y su puesta en obra. No obstante existen situaciones en las que es recomendable emplear materiales de buena calidad para mejorar las características resistentes del terreno. Este es el caso de terraplenes sobre laderas y zonas donde se prevean problemas de estabilidad, para aumentar la resistencia al corte de la base sustentable, o el caso de terraplenes de gran altura (mayor a 15m aproximadamente) cuya base queda sometida a la acción de grandes tensiones.

## **2.2 Materiales**

La selección de los materiales a emplear en terraplenes tiene directa influencia en el comportamiento del mismo.

Los materiales a utilizar deberán cumplir las exigencias del proyecto en cada caso.

A nivel general existen diferentes normativas con condiciones básicas de los materiales a usar, criterios generales de clasificación de suelos, aptitudes y características generales para ser utilizados en rellenos para terraplenes.

Algunas normas profundizan estos aspectos y otras establecen criterios muy generales al respecto.

### **2.2.1 Clasificación de suelos**

La determinación y cuantificación de las diferentes propiedades de un suelo permite la clasificación sistemática en función de sus propiedades físicas y mecánicas. Esto permite tener una primera aproximación sobre su comportamiento esperable.

A su vez una clasificación de suelos de carácter universal facilita la comunicación entre profesionales del sector.

### **2.2.1.1 Casagrande**

Arthur Casagrande ideó en 1942 un sistema genérico de clasificación de suelo, que fue empleado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos para construcción de pistas de aterrizaje durante la Segunda Guerra Mundial.

Vista la gran utilidad de este sistema en ingeniería civil, fue ligeramente modificado por el Bureau of Reclamation, naciendo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); adoptado por la American Society for Testing and Materials (ASTM) como parte de sus métodos normalizados. Actualmente dicha clasificación está contenida en la norma ASTM D2487-11.

Dicha clasificación se vale de un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que califica sus propiedades.

Los materiales se clasifican por su granulometría, plasticidad (límites de Atterberg), y contenido de materia orgánica, diferenciándose tres grandes tipos de suelos:

- suelos de grano grueso (menos del 50% pasa por el tamiz N° 200), siendo éstos gravas y arenas. Se establecen a su vez varios subgrupos en función de la granulometría del suelo y de la plasticidad.
- suelos de grano fino (más del 50% pasa por el tamiz N° 200). Se trata de suelos arcillosos y limosos, estableciéndose una subclasificación en función de la plasticidad y según contengan o no materia orgánica.
- suelos altamente orgánicos.

Investigadores como Wagner (1957), han estudiado y presentado diversas tablas con indicaciones generales sobre las propiedades de los suelos de cada grupo para su empleo en diferentes tipos de obra.

La clasificación de Casagrande tiene un carácter genérico, empleándose para todo tipo de obras de ingeniería dada su gran versatilidad y sencillez.

### **2.2.1.2 Clasificación AASHTO**

A pesar de la importancia de la clasificación de Casagrande, la misma puede quedarse corta a la hora de estudiar determinadas propiedades específicas que debe tener un suelo para ser considerado apto por ejemplo para obras de infraestructura vial.

Por ello se han desarrollado una serie de clasificaciones específicas para suelos empleados en construcción de carreteras.

En Estados Unidos se han desarrollado la mayor parte de las clasificaciones empíricas de suelos. Una de las más populares en carreteras es la empleada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), originalmente desarrollada por K. Terzaghi y C.A. Hogentogler en 1929 para el Bureau of Public Roads norteamericano, actualizada en la norma ASTM D3282-09.

Esta clasificación considera siete grupos básicos de suelos, numerados desde A-1 hasta el A-7. A su vez, algunos de estos grupos presentan subdivisiones.

Los ensayos necesarios para encuadrar un suelo dentro de un grupo son el análisis granulométrico y los límites de Atterberg. A su vez para determinar la posición relativa dentro de un grupo, es necesario introducir el concepto de índice de grupo.

La clasificación indica un índice general para la utilización de cada tipo de suelos para su uso en subrasantes. Además el índice de grupo determina la calidad relativa del suelo para su uso en terraplenes, subrasantes, sub bases y bases.

### 2.2.1.3 Clasificación española del PG-3

El PG-3 establece una clasificación más específica basada en la idoneidad del suelo para formar parte de las diversas zonas de un terraplén.

Se establecen cinco grupos de suelos (seleccionados, adecuados, tolerables, marginales e inadecuados), en función de las siguientes características intrínsecas de los mismos:

- Plasticidad
- Contenido de materia orgánica
- Colapsabilidad
- Expansividad
- Contenido de sales solubles
- Contenido de yeso
- Granulometría

El Pliego clasifica los suelos en los siguientes tipos:

#### **Suelos Seleccionados:**

Se emplean en la coronación y en todo el resto de la estructura de tierra.

- Contenido de materia orgánica < 0.2 %
- Contenido de Sales Solubles en Agua, incluido el yeso < 0.2 %
- Tamaño Máximo no superior a 100 mm ( $D_{m\acute{a}x} \leq 100$  mm)
- Cernido por el tamiz 0.4 (mm) de la serie UNE  $\leq 15\%$ , o que en caso contrario que cumpla todo lo siguiente: cernido por el tamiz 2 UNE <

80%, cernido por el tamiz 0.4 UNE < 75%, cernido por el tamiz UNE 0.080 < 25%, límite líquido (LL) < 30 e índice de plasticidad (IP) < 10.

### **Suelos Adecuados:**

Los que no pudieron ser clasificados como seleccionados.

- Contenido de materia orgánica < 1 %
- Contenido de Sales Solubles en Agua, incluido el yeso < 0.2 %
- Tamaño Máximo no superior a 100 mm
- Cernido por el tamiz UNE 2 < 80%
- Cernido por el tamiz UNE 0.080 < 35%
- Límite líquido < 40
- Si el límite líquido es > 30, el índice de plasticidad > 4

### **Suelos Tolerables:**

Los que no pudieron ser clasificados como seleccionados, ni como adecuados. Se emplean en núcleos, cimientos y espaldones.

- Contenido de materia orgánica < 2 %
- Contenido en yeso < 5 %
- Contenido de Sales Solubles distintas al yeso < 1 %
- Límite líquido < 65
- Si el límite líquido es > 40, el índice de plasticidad deberá ser mayor del 73% que resulte de restar 20 al límite líquido (IP > 0.73 (LL - 20))
- Asiento en ensayo de colapso < 1%
- Hinchamiento en ensayo de expansión < 3%

### **Suelos Marginales:**

Los que no pudieron ser clasificados como seleccionados, ni como adecuados, ni tolerables. Son suelos muy plásticos y por lo tanto expansivos, no se permite su

utilización en la construcción de terraplenes sino con un estudio y tratamiento especial.

- Contenido de materia orgánica < 5 %
- Hinchamiento en ensayo de expansión < 5%
- Si el límite líquido es > 90, el índice de plasticidad deberá ser menor al 73% que resulte de restar 20 al límite líquido ( $IP < 0.73 (LL - 20)$ )

### **Suelos Inadecuados:**

- No se pueden incluir en las categorías anteriores
- Las turbas u otros suelos que contengan materiales perecederos u orgánicos
- Los que puedan resultar insalubre para actividades que sobre los mismos se desarrollen.

El pliego establece para todos los casos que los rellenos tipo terraplén estarán constituidos por materiales que cumplan alguna de las dos condiciones granulométricas siguientes:

- Cernido, o material que pasa, por el tamiz 20 UNE > 70%.
- Cernido por el tamiz 0,080 UNE  $\geq$  35%.

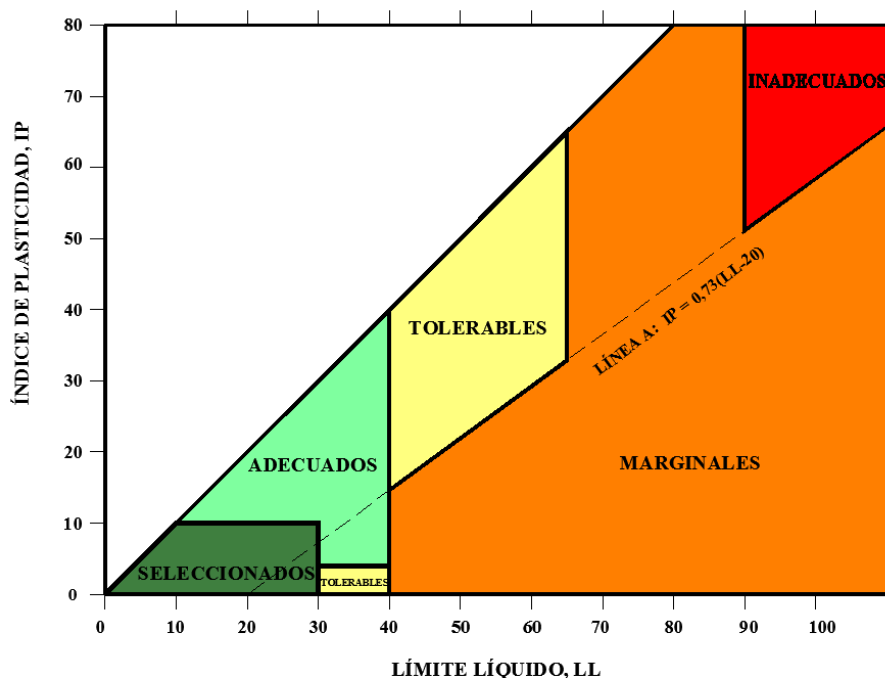
El Cuadro 2.1 y la Figura 2.2 presentan un resumen de los criterios de clasificación de los suelos según el PG-3.



**Cuadro 2.1.** Criterios de clasificación de suelos para terraplenes según el PG-3.

	Seleccionados	Adecuados	Tolerables	Marginales
Materia Orgánica	<0,2%	<1%	<2%	según especificaciones del PG-3, pero siempre
Sales solubles	<0,2%	<0,2%	yeso <5% otras <1%	según especificaciones del PG-3
Hinchamiento libre	_____	_____	<3%	según especificaciones del PG-3, pero siempre
Asiento en ensayo de colapso	_____	_____	<1%	según especificaciones del PG-3
Tamaño máximo (mm)	≤100	≤100	_____	_____
Otras condiciones granulométricas	#0,4 ≤ 15% *	#2 < 80% #0,4 < 75%	#2 < 80%	_____
Finos (#0,08)		<25%	<35%	_____
Plasticidad		según Figura 2.2	según Figura 2.2	según Figura 2.2

Todos los suelos para terraplén deben cumplir #20 > 70% ó #0,08 ≥ 35%  
 # n = porcentaje en peso que pase por tamiz N°n de la serie UNE  
 (\*) en caso de cumplir la condición indicada, se está exento del resto de las comprobaciones de granulometría y plasticidad



**Figura 2.2.** Criterios de clasificación de suelos para terraplenes de acuerdo a su plasticidad según el PG-3.

### 2.2.1.4 Clasificación francesa

La clasificación francesa elaborada y actualizada por el Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements (SETRA) y el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), norma NF P 11-300, define materiales a ser utilizados en la construcción de terraplenes y subrasantes de carreteras.

Incluye tanto a suelos como a rocas, suelos orgánicos y subproductos industriales para la construcción de terraplenes y pedraplenes.

Para la clasificación de suelos además de considerar las propiedades intrínsecas de los materiales (como granulometría, plasticidad y valor del ensayo de azul de metileno), tiene en cuenta los parámetros de comportamiento mecánico del suelo, y las características del suelo in situ en el momento de su utilización, considerando como parámetro de estado de capital importancia su humedad.

Esta clasificación establece seis grupos principales, subdivididos a su vez en diversas categorías de suelo. Cada grupo se reconoce por una letra (A, B, C, D, R y F) y cada categoría añade subíndices numéricos (en función de los parámetros intrínsecos y de comportamiento mecánico) a la letra del grupo al que corresponda. Además, las categorías de suelos y rocas se subdividen a su vez según su humedad natural mediante la asignación de las letras *th* (muy húmedo), *h* (húmedo), *m* (medio), *s* (seco) o *ts* (muy seco).

Para la clasificación de materiales rocosos la norma considera no solo la naturaleza petrográfica sino también los parámetros de estado y diversos parámetros de comportamiento mecánico.

Con respecto a suelos orgánicos y subproductos industriales para su utilización en terraplenes, la clasificación considera 9 familias de suelos susceptibles de encontrar en Francia.

### 2.2.1.5 Clasificación alemana

Esta clasificación, contemplada en la norma DIN 18196, tiene en cuenta la susceptibilidad de los suelos a la acción de heladas, fenómeno frecuente en ese país. Utiliza una nomenclatura similar a la de Casagrande (SUCS).

### 2.2.1.6 Recomendaciones para Obras Marítimas

La ROM 0.5-05 (Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias) de las recomendaciones para obras marítimas de Puertos del Estado de España clasifica los rellenos atendiendo a su uso y los selecciona según la función a cumplir.

Para los rellenos estructurales sumergidos se recomienda que estén formados siempre por materiales granulares, preferentemente gravas arenosas o todo uno de cantera, entendiéndose que un material es granular cuando su contenido en finos (tamiz 0.080 UNE) sea inferior a 10%. En el caso de escollera o todo uno de cantera, en los que buena parte del peso está en tamaños superiores a una pulgada (25mm), se entenderá que el 10% de finos mencionado se refiere precisamente al peso de la fracción que pasa por el tamiz de una pulgada.

Para rellenos estructurales compactados en seco establece que se pueden utilizar materiales de cualquier naturaleza aunque deben excluirse:

- Materiales que contengan cantidades importantes de materia orgánica. Más del 2% en peso se considera ya excesivo.
- Materiales que contengan rocas evolutivas, especialmente los materiales yesíferos.
- Ciertas escorias que puedan presentar carácter expansivo.
- Suelos arcillosos de alta plasticidad.
- Residuos urbanos (cascotes, vidrios, etc.) difícilmente compactables.
- Suelos contaminados con sustancias que puedan dañar el medio ambiente.

Para rellenos generales sumergidos señala que si el material de aportación es granular, el relleno resultante puede ser de cierta calidad, de otra forma resultará un relleno poco resistente y muy compresible.

### **2.2.2 Pliego de la DNV**

A nivel local, el Pliego de Condiciones Generales para la Construcción de Obras Públicas (Pliego de Condiciones para la Construcción de Puentes y Carreteras de la Dirección Nacional de Vialidad del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Uruguay), establece criterios muy generales respecto a los materiales a utilizar en terraplenes.

El pliego establece que para terraplenes se emplearán en lo posible materiales clasificados en los grupos A1, A2-4, A2-5 ó A3 de la clasificación AASHO M-145 (o sea según la norma ASTM D3282).

El pliego establece que si no fuera posible la obtención de los materiales citados y deban emplearse materiales de los grupos A-2-6, A-2-7, A4, A5, A6 ó A7, de dicha clasificación, se deberá prestar especial atención a los drenajes y defensas, a fin de impedir la disminución de estabilidad de la obra de suelos por efecto de incrementos en el contenido de humedad de la misma, más allá del correspondiente al límite plástico.

### 2.3 Empleo de materiales

El PG-3 profundiza las especificaciones sobre el empleo de los materiales para la construcción de un terraplén. En primer lugar analiza el uso de materiales por zonas, luego especifica el grado de compactación y humedad y por último indica precauciones especiales para el caso de materiales marginales y distintos tipos de suelos.

El PG-3 indica a nivel general que para el caso de terraplenes se utilizarán materiales que permitan cumplir las siguientes condiciones básicas:

- Puesta en obra en condiciones aceptables.
- Estabilidad satisfactoria de la obra
- Deformaciones tolerables a corto y largo plazo, para las condiciones de servicio que se definan en proyecto.

Para el uso de los materiales por zonas del terraplén el pliego establece lo siguiente.

Para la zona de coronación, se utilizarán suelos adecuados o seleccionados siempre que su capacidad de soporte sea la requerida para el tipo de explanada previsto y su índice CBR (California Bearing Ratio), correspondiente a las condiciones de compactación de puesta en obra, sea como mínimo de 5 ( $CBR \geq 5$ ), según norma UNE 103502.

El pliego no permite usar en esta zona suelos expansivos o colapsables.

Cuando bajo la coronación exista material expansivo o colapsable o con contenido de sulfatos mayor del 2% ( $SO_4 > 2\%$ ), se indica que la coronación habrá de evitar la infiltración de agua hacia el resto del relleno tipo terraplén, bien por el propio tipo de material o bien mediante la utilización de medidas complementarias.

Para el cimiento se establece que se utilizarán suelos tolerables, adecuados ó seleccionados siempre que las condiciones de drenaje o estanqueidad lo

permitan, que las características del terreno de apoyo sean adecuadas para su puesta en obra y siempre que el índice CBR, correspondiente a las condiciones de compactación de puesta en obra, sea igual o superior a 3 ( $\text{CBR} \geq 3$ ).

Para el núcleo se utilizarán suelos tolerables, adecuados ó seleccionados, siempre que su índice CBR, correspondiente a las condiciones de compactación de puesta en obra, sea igual o superior a 3 ( $\text{CBR} \geq 3$ ).

La utilización de suelos marginales o de suelos con índice  $\text{CBR} < 3$  puede venir condicionada por problemas de resistencia, deformabilidad y puesta en obra, por lo que su empleo queda desaconsejado y en todo caso habrá de justificarse mediante un estudio especial. Asimismo establece condiciones para la posible utilización de suelos colapsables, expansivos, con yesos, con otras sales solubles, con materia orgánica o de cualquier otro tipo de material marginal.

Para los espaldones el pliego indica que se utilizarán materiales que satisfagan las condiciones que defina el proyecto en cuanto a impermeabilidad, resistencia, peso estabilizador y protección frente a la erosión. No se podrán usar en esta zona suelos expansivos o colapsables, según lo definido en el pliego.

Cuando en el núcleo exista material expansivo o colapsable o con  $\text{SO}_4 > 2\%$ , los espaldones evitarán la infiltración de agua hacia el mismo, bien por el propio tipo de material, bien mediante la adopción de medidas complementarias.

### **2.3.1 Precauciones especiales con distintos tipos de suelo**

El PG-3 analiza la posibilidad del uso de suelos marginales en terraplenes y establece precauciones especiales para distintos tipos de suelos.

Los suelos marginales podrán utilizarse en algunas zonas de la obra siempre que su uso se justifique mediante un estudio especial. Este estudio deberá contemplar explícitamente al menos los siguientes aspectos:

- Determinación y valoración de las propiedades que confieren al suelo su carácter de marginal.

- Influencia de dichas características en los diferentes usos del suelo dentro de la obra.
- Posible influencia en el comportamiento o evolución de otras zonas u elementos de la obra.
- Estudio pormenorizado en donde se indique las características resistentes del material y los asientos totales y diferenciales esperados, así como la evolución futura de estas características.
- Conclusión justificada de los posibles usos del material en estudio.
- Cuidados, disposiciones constructivas y prescripciones técnicas a adoptar para los diferentes usos del suelo dentro de la obra.

A continuación se mencionan las consideraciones del PG-3 sobre el uso de distintos tipos de suelos.

### 2.3.1.1 Suelos con materia orgánica

El contenido máximo de materia orgánica permitido para cada uno de los tipos de suelo que se indican en el PG-3, se presenta en el Cuadro 2.2.

**Cuadro 2.2.** Contenido máximo permitido de materia orgánica según el PG-3.

Tipo de suelo	Contenido máximo de materia orgánica
Seleccionado	0,2%
Adecuado	1%
Tolerable	2%
Marginal	Según especificaciones del PG-3, pero siempre < 5%

El valor máximo de este parámetro para los suelos marginales se establece en el 5% con carácter general, si bien se introducen una serie de observaciones, que hacen que dicho valor no pueda considerarse como una referencia absoluta.

En primer lugar, la altura del relleno es un factor limitante, por cuanto que se establecen diferentes contenidos máximos de materia orgánica, según que el relleno tenga más o menos de 5m de altura, de tal modo que, por debajo de dicha magnitud pueden admitirse contenidos de hasta el 5%, siempre que las deformaciones previsibles se hayan tenido en cuenta en el proyecto. Para alturas superiores a los 5m, contenidos por encima del 2% requieren ya de la realización de un estudio especial. El Cuadro 2.3 resume estas prescripciones.

**Cuadro 2.3.** Prescripciones para suelos marginales según la altura del relleno, según el PG-3.

Contenido de materia orgánica	Altura del relleno	Prescripciones (según PG-3)
$2 \% < MO < 5 \%$	$h \leq 5 \text{ m}$	Empleo en núcleo, previo estudio de deformaciones en el proyecto
$2 \% < MO < 5 \%$	$h > 5 \text{ m}$	Estudio especial

Además de lo anterior, el pliego llama la atención sobre el hecho de que la operatoria de ensayo vigente en España, la norma UNE 103204 (Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico) podría, en algún caso, tener influencia sobre el resultado, cuando existieran materias oxidables no orgánicas.

### 2.3.1.2 Suelos colapsables

El PG-3 considera suelos colapsables aquellos en los que una muestra remoldeada y compactada con la densidad y humedad de puesta en obra sufra un asiento superior al 1% de la altura inicial de la muestra cuando se ensaya según la norma NLT 254.

Con carácter general, el criterio reflejado en el PG-3 en relación con la colapsabilidad es el que muestra el Cuadro 2.4.



**Cuadro 2.4.** Condiciones de colapsabilidad según el PG-3.

Tipo de suelo	Asiento en el ensayo de colapso
Seleccionado	-
Adecuado	-
Tolerable	< 1 %
Marginal	≥ 1 %

Según este pliego los suelos colapsables no podrán usarse en coronación ni espaldones. Su uso en núcleo y en cimiento estará sujeto a un estudio especial que teniendo en cuenta la funcionalidad del terraplén, el grado de colapsabilidad del suelo, las condiciones climáticas y de niveles freáticos, defina las disposiciones y cuidados a adoptar para su uso.

El PG-3 establece que en general, estos suelos deberán compactarse del lado húmedo con relación a la humedad óptima del ensayo Proctor de referencia. Asimismo, y a falta de otro criterio convenientemente justificado, sobre cada caso concreto, la humedad de puesta en obra será la indicada con carácter general en el PG-3.

### **2.3.1.3 Suelos expansivos**

El Pliego considera suelos expansivos aquellos en los que en una muestra remoldeada y compactada con la densidad y humedad de puesta en obra supere un hinchamiento libre superior al 3%, cuando se ensaye según la norma UNE 103601.

Respecto a su posible empleo se indica que los suelos expansivos no se utilizarán en coronación ni espaldones. Si resultara inevitable su empleo en el núcleo se debe realizar un estudio especial que, teniendo en cuenta la funcionalidad del terraplén, las características de permeabilidad de la coronación y espaldones, el grado de expansividad y las condiciones climáticas, defina las disposiciones a adoptar durante la construcción. Sin embargo indica que no

podrán usarse en ningún caso aquellos suelos cuyo hinchamiento libre, sea superior al 5%.

Estos suelos deberán compactarse ligeramente del lado húmedo, con relación a la humedad óptima del ensayo Proctor de referencia, que en este caso será preferiblemente el normal. Asimismo, y a falta de otro criterio convenientemente justificado, la humedad de puesta en obra será la indicada con carácter general en el PG-3.

Con carácter general, el criterio reflejado en el PG-3 en relación con la expansividad es el que se presenta en el Cuadro 2.5.

**Cuadro 2.5.** Criterio de expansividad según el PG-3.

Tipo de suelo	Hinchamiento libre (HL)
Seleccionado	-
Adecuado	-
Tolerable	$HL < 3 \%$
Marginal	$3 \% \leq HL < 5 \%$

### 2.3.1.4 Suelos con sales solubles

La posible utilización de materiales con sales solubles en agua, distintas del yeso, será la siguiente:

- contenido  $< 0,2\%$ : el material podrá utilizarse en cualquier zona del terraplén.
- entre  $0,2\%$  y  $1\%$ : podrá utilizarse en el núcleo del terraplén, sin necesidad de tomar precauciones especiales en coronación y espaldones.
- contenido  $> 1\%$ : se requiere un estudio especial.

### 2.3.1.5 Suelos con yeso

El PG-3 otorga un claro protagonismo a una de las sales solubles de mayor presencia en España, el yeso, lo que ha motivado que el pliego la considere de manera independiente y para la cual se requiere un estudio más detallado.

Su posible empleo será función del contenido de yeso, de acuerdo con los siguientes criterios:

- contenido  $< 0,2\%$ : podrá utilizarse en cualquier zona del terraplén.
- entre  $0,2\%$  y  $2\%$ : podrá utilizarse en el núcleo del terraplén. No se necesitará tomar ninguna precaución especial en la ejecución de la coronación y los espaldones.
- entre  $2\%$  y  $5\%$ : podrá utilizarse en el núcleo del terraplén con adopción de cuidados y materiales de características especiales en coronación y en los espaldones.
- entre  $5\%$  y  $20\%$ : utilización limitada al núcleo del terraplén y siempre que se tomen medidas para evitar la disolución con posible producción de asientos o pérdida de resistencia (el núcleo deberá constituir una masa compacta e impermeable, disponer medidas de drenaje e impermeabilizaciones para impedir el acceso al relleno de las aguas, tanto superficiales como profundas).
- contenido  $> 20\%$ : este tipo de suelos no debe utilizarse en ninguna zona del relleno. Su uso se limitará a aquellos casos en que no existan otros suelos disponibles y siempre que el mismo venga contemplado y convenientemente justificado en el proyecto.

El pliego indica que con frecuencia los suelos con yeso van acompañados de suelos inadecuados o marginales por criterios de plasticidad, arcillas muy plásticas o limos colapsables. Por ello para porcentajes de yeso superiores al  $2\%$

se determinará el posible carácter expansivo o colapsable del suelo y se adoptarán, en su caso, las medidas oportunas según se indica el pliego.

El hecho de que se trate de un sulfato, motiva además que deba considerarse su posible agresividad al hormigón.

Con carácter general, el contenido máximo de yeso y sales solubles en agua, permitido para cada uno de los tipos de suelo que se indican en el PG-3 es el que se muestra en el Cuadro 2.6.

**Cuadro 2.6.** Contenido máximo permitido de yeso y sales solubles según el PG-3.

Tipo de suelo	Contenido máximo de sales solubles
Seleccionado	0,2 % incluido yeso
Adecuado	0,2 % incluido yeso
Tolerable	1 % excepto yeso + 5 % de yeso
Marginal	Según especificaciones del PG-3

### 2.3.2 Comentarios sobre selección y empleo de materiales

La selección de los materiales a emplear en terraplenes tiene gran importancia en la calidad y el comportamiento futuro de los mismos.

A nivel mundial existen diferentes normativas con condiciones básicas de los materiales a usar, criterios generales de clasificación, aptitudes y características generales de suelos para ser utilizados en rellenos para terraplenes. Algunas normas como el PG-3 profundizan estos aspectos y otras establecen criterios muy generales al respecto.

A nivel local, el pliego de la DNV establece criterios muy generales. El pliego no considera características específicas en cuanto a plasticidad, contenido de materia orgánica, colapsabilidad, expansividad, contenido de sales solubles, contenido de yeso, granulometría.

Sería conveniente que la selección y empleo de materiales sea profundizado en futuras versiones del pliego, adoptándose una clasificación similar al PG-3 por ejemplo, e incluyendo el estudio de problemas locales como el caso de suelos expansivos.

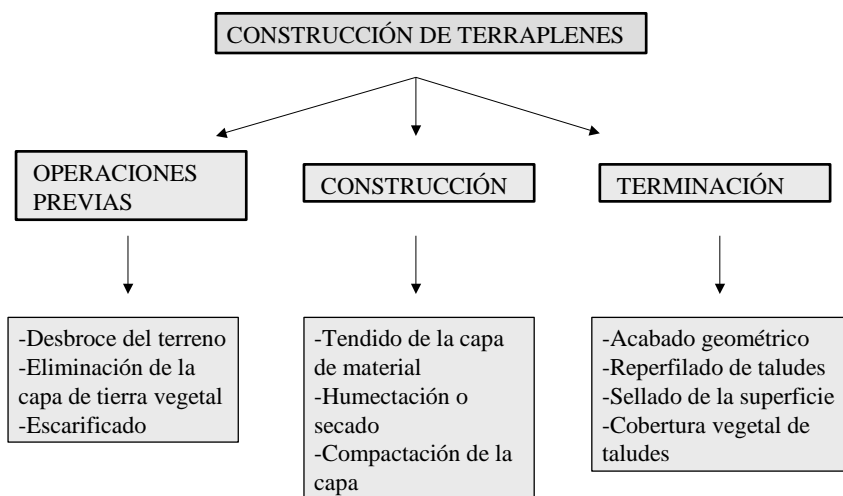
Se debería estudiar la utilización de materiales no convencionales como restos de demoliciones, residuos urbanos, cenizas, escorias y otros subproductos industriales para la conformación de grandes terraplenes. La utilización de este tipo de materiales para la construcción de terraplenes y el trabajo sobre terrenos alterados por la actividad humana, sin duda es uno de los desafíos a futuro de la geotécnica a nivel mundial.

## 2.4 Metodología general de construcción de terraplenes

El proceso constructivo de un terraplén comprende diversas etapas y operaciones enfocadas a conseguir las características exigidas a cada capa, y que aseguren su correcto funcionamiento.

La calidad de un terraplén depende en gran medida de su correcta realización, es decir, de la apropiada colocación y posterior tratamiento de los diferentes materiales empleados en su construcción. Una mala ejecución puede ocasionar problemas que afectarán a la funcionalidad del terraplén.

Dentro del proceso de construcción, pueden distinguirse diversas fases de ejecución, ver Figura 2.3.



**Figura 2.3.** Esquema de fases constructivas de terraplenes.

### 2.4.1 Operaciones previas

Dentro de las denominadas operaciones previas se incluyen las tareas de desbroce del terreno, eliminación de la capa de tierra vegetal y el escarificado.

- **Desbroce del terreno:** Consiste en extraer y retirar de la zona afectada todos los árboles, plantas, maderas caídas, escombros, basura o cualquier otro material indeseable que pueda producir inconvenientes al desarrollo de la obra o al futuro comportamiento del terraplén, evitando asentamientos futuros debidos a la descomposición a largo plazo de los materiales orgánicos. Como regla general se recomienda extraer todas las raíces. El PG-3, por ejemplo, establece que todos los tocones o raíces mayores de 10cm de diámetro sean eliminados hasta una profundidad no inferior a 0.50m por debajo de la superficie natural del terreno. Todas las oquedades causadas por la extracción de tocones y raíces deben rellenarse con material análogo al suelo que ha quedado al descubierto al hacer el desbroce, y deben compactarse adecuadamente hasta que la superficie se ajuste a la del terreno existente, para evitar que estas zonas se comporten como puntos débiles en la estructura del terreno.
- **Eliminación de la capa de tierra vegetal:** Eliminación de la capa más superficial del terreno, generalmente compuesta por un alto porcentaje de materia orgánica.

Cabe destacar que el PG-3 admite para terraplenes de gran altura (más de 10m de altura) no eliminar esta capa siempre y cuando los asientos que produzcan sean pequeños en comparación con el total de los rellenos, y siempre que su presencia no implique riesgo de inestabilidad.

- **Escarificado:** Una vez eliminada la capa vegetal, es conveniente escarificar y recompactar superficialmente el terreno, dependiendo de las condiciones en que se encuentre el suelo.

Sobre esta capa se asentará la base del terraplén, por lo que es necesario que quede adecuadamente preparada para su recepción.

La construcción de terraplenes sobre terrenos con agua superficial, en zonas de ensanche o recrecimiento de antiguos terraplenes, zonas de transición de desmonte a rellenos tipo, requieren cuidados especiales a la hora de proyecto y ejecución de la superficie de asiento.

### **2.4.2 Construcción del terraplén**

La construcción del terraplén propiamente dicho está compuesta básicamente por tres operaciones cíclicas, aplicables a cada terraplén: tendido de la capa de suelo, humectación o secado, y compactación.

- **Tendido de la capa de suelo:** Consiste en colocar el material en capas de espesor uniforme y sensiblemente paralelas a la explanada final.

El material de cada capa debe ser homogéneo y presentar características uniformes en cada capa; en caso de no presentar esta homogeneidad debería mezclarse convenientemente con maquinaria adecuada hasta conseguirla.

El espesor de cada capa debe ser lo suficientemente reducido para que con los medios disponibles de la obra, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. El PG-3 limita el espesor a 0.30m y establece que debe ser superior a  $\frac{3}{2}$  del tamaño máximo del material a utilizar. El pliego de la DNV limita el espesor de la capa compactada a 0.15m en



función de naturaleza del suelo a compactar y del grado de compactación requerido.

Durante la obra se deben disponer medidas para asegurar la evacuación de aguas sin peligro de erosión y evitar la concentración de vertidos.

- Humectación o secado: una vez llevado a cabo el tendido de las capas del terreno se procede a conseguir la humectación más conveniente para el suelo.

Para ello suele tomarse como humedad de referencia, la determinada en el ensayo de Proctor Normal o Modificado (humedad óptima Proctor).

En el caso de que sea preciso añadir agua para conseguir el grado de compactación previsto, se efectúa esta operación humectando uniformemente los materiales, bien en las zonas de procedencia (canteras, préstamos), bien en acopios intermedios o bien en la capa, disponiendo los sistemas adecuados para asegurar la citada uniformidad. En los casos especiales en que la humedad natural del material sea excesiva, se puede proceder al secado por oreo, o a la adición y mezcla de materiales secos o sustancias apropiadas.

El PG-3 indica que en general la humedad, inmediatamente después de la compactación, será tal que el grado de saturación en ese instante se encuentre comprendido entre los valores del grado de saturación correspondientes, en el ensayo Proctor de referencia, a humedades de -2% y de +1% de la óptima de dicho ensayo Proctor de referencia. Para el caso de suelos expansivos o colapsables el PG-3 indica valores particulares (límites de saturación correspondientes a humedades de -1% y de +3% de la óptima del ensayo Proctor de referencia).

El Pliego de la DNV indica que el contenido de humedad de los suelos en el momento de su compactación debe estar comprendido entre el 90% y el 110% del contenido de humedad óptima (y del eventual contenido óptimo

real de compactación que resulta de la corrección del contenido de humedad óptima en función de la fracción que retiene el tamiz UNIT 6720).

- Compactación de la capa: Destinada a aumentar la estabilidad y resistencia mecánica del terraplén; la cual se alcanza impartiendo energía de vibración y/o amasado a las partículas que conforman el suelo, produciendo una reordenación en la que las partículas adoptan una configuración más estable.

La maquinaria empleada para la compactación mecánica es muy diversa.

El proyecto de la obra establece por lo general los valores de densidad y humedad a alcanzar.

El PG-3 establece que el proyecto señalará, entre el Proctor Normal (UNE 103 500) o el Proctor Modificado (UNE 103 501), el ensayo a considerar como Proctor de referencia. En caso de omisión se considerará como ensayo de referencia el Proctor Modificado.

Sin embargo en el caso de suelos expansivos aconseja el uso del Proctor Normal.

Este pliego exige para los suelos clasificados como tolerables, adecuados y seleccionados una densidad después de la compactación no inferior a:

- zona de coronación, máxima obtenida en el ensayo Proctor de Referencia.
- zona de base, núcleo y espaldones al 95% de la máxima obtenida en dicho ensayo.

El PG-3 impone ciertas limitaciones a la ejecución de los trabajos: temperatura ambiente superior a 2°C a la sombra, influencia de las lluvias, y prohibición de acción de todo tipo de tráfico antes de que se haya completado la compactación de cada capa.

El Pliego de la DNV clasifica distintas clases de compactación y señala especificaciones particulares para cada una de ellas.

A su vez, en términos generales exige una compactación mínima según el Cuadro 2.7 (salvo para los suelos clasificados como A3 para los que siempre exige una compactación a un peso unitario seco igual o mayor que el 100% del peso unitario seco máximo).

**Cuadro 2.7.** Compactación mínima exigida según el pliego de la DNV.

Peso unitario máximo alcanzado en el laboratorio	Compactación mínima requerida en % del peso unitario seco máximo
de 1,50 a 1,60 kg/l	100
de 1,61 a 1,90 kg/l	95
más de 1,91 kg/l	90

Por otro lado establece que cualquiera sea la clase de compactación especificada, los suelos empleados en los terraplenes deberán ser capaces de alcanzar un peso unitario seco no inferior al establecido en el Cuadro 2.8, de acuerdo a la altura del terraplén en el lugar que se considere.

**Cuadro 2.8.** Peso unitario seco mínimo en función de la altura del terraplén según el pliego de la DNV.

Altura del terraplén (h)	Peso unitario seco mínimo
$h < 5m$	1,50 kg/l
$5m \leq h < 10m$	1,60 kg/l
$10m \leq h < 15m$	1,75 kg/l
$h \geq 15m$	1,90 kg/l

### **2.4.3 Terminación del terraplén**

Una vez construido el terraplén se realiza el acabado geométrico del mismo, reperfilando los taludes y la superficie donde posteriormente se asentará el firme, empleándose generalmente la motoniveladora; se realiza luego una última pasada con la compactadora sin aplicar vibración con el fin de corregir posibles irregularidades producidas por el paso de la maquinaria y sellar la superficie.

Los taludes pueden ser protegidos con material vegetal o césped para aumentar su estabilidad y favorecer su integración ambiental, empleándose en general la capa de tierra vegetal anteriormente excavada dadas sus propiedades fertilizantes.

## **2.5 Mejoras de suelo asociadas a la construcción de terraplenes**

La construcción de un terraplén usualmente requiere algún método de mejoramiento de suelos, especialmente en los casos de terraplenes sobre suelos blandos, suelos licuables, rellenos recientes, rellenos ganados al mar. En algunos de estos casos el tratamiento del terreno es una medida casi ineludible.

Si bien la mejor solución de tratamiento de un terreno problemático sea quizás su excavación y sustitución por otro mejor, debido a los altos costos que ello significa, en general sólo resulta viable en el caso de superficies relativamente pequeñas y de poco espesor.

En la práctica corriente existen distintos tipos de tratamientos que pueden mejorar la calidad de un terreno.

Estos tratamientos procuran aumentar la resistencia, disminuir la deformabilidad, o disminuir la permeabilidad del terreno.

A continuación se mencionarán los diferentes tipos de mejoras de suelo asociadas a la construcción de terraplenes.

### **2.5.1 Precarga**

Los terrenos sometidos a una carga se deforman más la primera vez que la carga actúa que en ocasiones posteriores. La primera carga deja el suelo con mayor resistencia y menor deformabilidad, una vez que la carga es retirada.

El efecto beneficioso de las precargas puede requerir un tiempo grande en aquellos terrenos que presenten baja permeabilidad. Ese tiempo es tanto mayor cuanto mayor sea el espesor de suelo blando, cuanto mayor sea su compresibilidad, y cuanto menor sea su permeabilidad. Por este motivo se suelen tomar medidas de drenaje artificial para acelerar el proceso de consolidación.

La precarga clásica consiste en construir un terraplén sobre los suelos que se quieren mejorar, retirándolo total o parcialmente una vez producidos los asientos al consolidar el suelo bajo el peso del mismo.

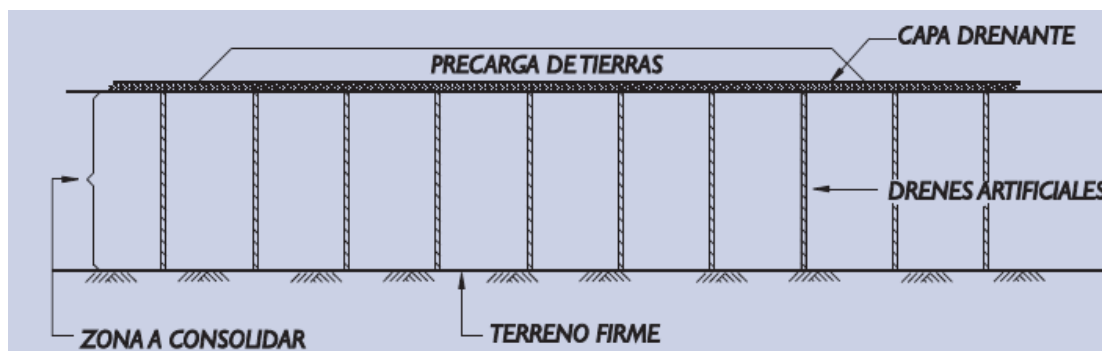
La precarga puede conseguirse por otros procedimientos como ser acopio de bloques de hormigón o de mercancías pesadas, cargas de agua en recintos estancos, o rebajando artificial y temporalmente el nivel freático.

La precarga es un procedimiento tan efectivo que su consideración es siempre recomendable.

La precarga es especialmente satisfactoria cuando se lleva a cabo con materiales de relleno que se utilizarán subsecuentemente en la misma obra, para otra precarga o para la construcción del terraplén.

La intensidad de la precarga debe ser tanto mayor cuanto mayor sea el efecto pretendido. El límite superior de la intensidad de la precarga está marcado, aparte de por motivos económicos, por la propia estabilidad del terreno.

La Figura 2.4 muestra un esquema de precarga con capa drenante y drenes artificiales.



**Figura 2.4.** Esquema de precarga con capa drenante y drenes artificiales. Tomada de la ROM 0.5-05.

Según Stamatopoulos et al. (1990), la duración de la precarga, desde el inicio de la colocación del terraplén (método más frecuente de precargar) hasta el final cuando se retira la carga, es de 3 a 8 meses en la mayoría de los casos. Según

estos autores en los sitios donde la respuesta del terreno es bastante rápida, la duración se puede reducir a 4 a 6 semanas, donde uno de los factores determinantes es el tiempo requerido para obtener medidas confiables del asentamiento. En la mayoría de los casos la altura del montículo de precarga, construido de relleno de suelo, es de 3m a 8m por encima del nivel original, con valores mínimos y máximos probables de 1.5m y 18m respectivamente. Los asentamientos experimentados durante la precarga por lo común son de 0.3m a 1.0m con valores extremos de 0.05m y 2m.

La observación y control del tratamiento con precarga deben dirigirse, según la ROM 0.5-05, hacia tres aspectos generales:

- altura de tierras o intensidad de las cargas, que pueden hacerse por procedimientos sencillos por ejemplo para el caso de tierras mediante control de densidades y nivelaciones topográficas.
- asientos del terreno, que pueden controlarse mediante placas de asiento colocadas en la superficie del terreno natural. Conviene controlar también asientos a distintas profundidades, bien con extensómetros de suelos colocados verticalmente, o mediante tubos telescópicos de medida de asientos.
- presiones intersticiales, mediante piezómetros introducidos en el terreno a distintas profundidades.

Estas herramientas permitirán conocer la evolución del proceso de consolidación y decidir el momento en que debería darse por concluida una determinada mejora. El reconocimiento geotécnico posterior, con procedimientos iguales o similares a los usados para reconocer el terreno antes del tratamiento, indicará la mejora obtenida.

En Uruguay en los últimos años se aplicó la precarga como método de mejoramiento de suelos en la construcción del terraplén próximo al Espigón F en

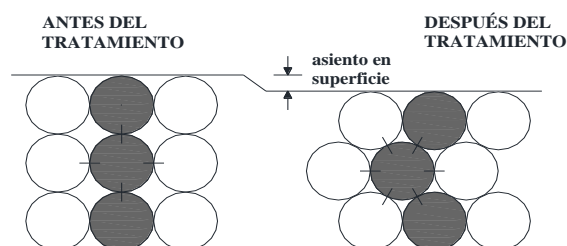
el Puerto de Montevideo, y en el terraplén de la Terminal Pesquera Puerto Capurro en la Bahía de Montevideo.

### 2.5.2 Vibración profunda

La vibración de los suelos granulares flojos induce una densificación que mejora su resistencia y disminuye su deformabilidad.

La vibración consiste en la densificación del terreno mediante la introducción de un vibrador hasta una profundidad requerida, por peso propio y vibraciones, y de ser necesario, es ayudado por agua a presión lanzada por la punta.

La vibración transmitida al terreno provoca la inestabilidad de su estructura, anulando o disminuyendo temporalmente las fuerzas entre partículas, induciendo una licuefacción parcial y un reordenamiento de las mismas, provocando asientos en superficies (ver esquema en Figura 2.5).



**Figura 2.5.** Esquema de cambios en la estructura del terreno con el tratamiento de vibración. Adaptado de Henríquez (2007).

Para que el terreno se licúe con la vibración es preciso que su contenido en finos sea prácticamente nulo.

Según la ROM 0.5-05 para suelos con contenidos de finos casi nulos (<5% aproximadamente) se pueden provocar densificaciones simplemente por vibración (vibroflotación), mientras que cuando el contenido de finos aumenta (rango del 5



al 20% aproximadamente) se utiliza el procedimiento mixto de vibración e inclusión de un material más rígido (vibrosustitución).

Con contenidos de finos superiores al 20 ó 25% la vibración no ayuda a compactar el suelo circundante y, de utilizarse este procedimiento, resultaría ya un tratamiento de inclusiones rígidas (columnas de grava, por ejemplo).

Según la ROM 0.5-05 el límite práctico de este método es de profundidades de hasta 20m o 30m. La separación entre columnas de tratamiento puede variar entre 1.5m y 3.0m. En la práctica usual se suele hacer el tratamiento con una columna de vibrado por cada  $3\text{m}^2$  a  $5\text{m}^2$ .

En cualquier caso estos tratamientos dejan la parte superior del terreno poco compactada por lo que resulta necesario un tratamiento superficial de compactación. En rellenos sumergidos no es fácil recomprimir la superficie del terreno después del tratamiento vibratorio por lo que esta técnica no resulta recomendable en estos casos.

Según la ROM 0.5-05 con la vibración profunda se pueden alcanzar densidades relativas altas ( $D_r=75\%$ ) y resistencias a la penetración dinámica (N del ensayo SPT) del orden de  $N=25$  o superior, o resistencias a la penetración estática ( $q_c$  del cono holandés) superiores a 10MPa.

Según otros autores como Henríquez (2007), con este tipo de técnica se pueden lograr mejoras de depósitos granulares sueltos del siguiente orden:

- el módulo de deformación se puede incrementar entre 2 y 5 veces el módulo antes del tratamiento;
- el ángulo de rozamiento interno se incrementa entre  $5^\circ$  y  $10^\circ$ ;
- se puede producir una reducción en la permeabilidad de un orden de magnitud.

El Cuadro 2.9 extraído de la ROM 0.5-05 califica la aplicabilidad de estos métodos a los distintos tipos de terreno.

**Cuadro 2.9.** Aplicabilidad de los tratamientos de vibración profunda a los distintos tipos de terrenos según la ROM 0.5-05.

Tipo de terreno	Vibroflotación	Vibrosustitución
Arenas limpias (menos del 5% de finos)	Excelente	No es aplicable
Arenas limosas	Regular	Excelente
Fangos	Mala	Buena o regular
Arcillas	No es aplicable	Buena
Rellenos vertidos	Depende del tipo de material	Buena
Vertidos de inertes	No es aplicable	No es aplicable

La realización de un tratamiento de vibración profunda, sea con o sin material de aporte, exige un control geométrico (puntos de tratamiento y nivelación superficial), así como de los consumos de material de aporte.

Para evaluar la eficacia del tratamiento deben repetirse los ensayo de reconocimiento geotécnico realizados antes del tratamiento. Son especialmente indicados en estos casos ensayos SPT, los ensayos de penetración dinámica continuos, y los ensayos de penetración estática.

Los ensayos geofísicos y particularmente los ensayos de sísmica de refracción realizados en sondeos pueden resultar útiles en la investigación de la mejora del terreno complementando los anteriores y dándole continuidad a la información.

La evaluación de la capacidad de carga y la estimación de módulos de deformación pueden requerir la realización de ensayos de carga in situ, ya sea mediante placas de carga en calicatas más o menos profundas o mediante ensayos presiométricos en sondeos.

A nivel local se utilizó la vibración como mejora en la construcción de los rellenos portuarios de la obra de la Terminal Logística M<sup>B</sup>opicuá en Fray Bentos.

### 2.5.3 Inclusiones rígidas

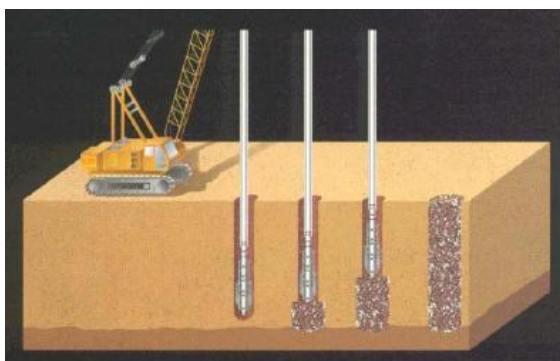
La mejora del terreno mediante inclusiones rígidas puede ser considerada, más que como tratamiento de mejora, como técnica de ejecución de elementos de cimentación.

Como los suelos con contenido de finos superiores al 20% aproximadamente no responden adecuadamente a la vibración, se recurre, con un método similar, a la construcción de columnas de grava o arenas para mejorarlos, dando lugar a una verdadera sustitución en los puntos de tratamiento (ver esquema en Figura 2.6).

Las inclusiones rígidas más usuales son:

- columnas de grava, ejecutadas con las técnicas de vibrosustitución o con técnicas similares a las de ejecución de pilotes in situ
- columnas de suelo-cemento o suelo-cal, que se suelen ejecutar con hélices que remueven el suelo natural y lo mezclan con la cal o el cemento
- barras de acero colocadas en perforaciones e inyectadas con lechada de cemento

En Uruguay no hay registros de la utilización de este tipo de tratamiento.



**Figura 2.6.** Esquema de tratamiento de mejora mediante inclusiones rígidas. Tomada de Henríquez (2007).

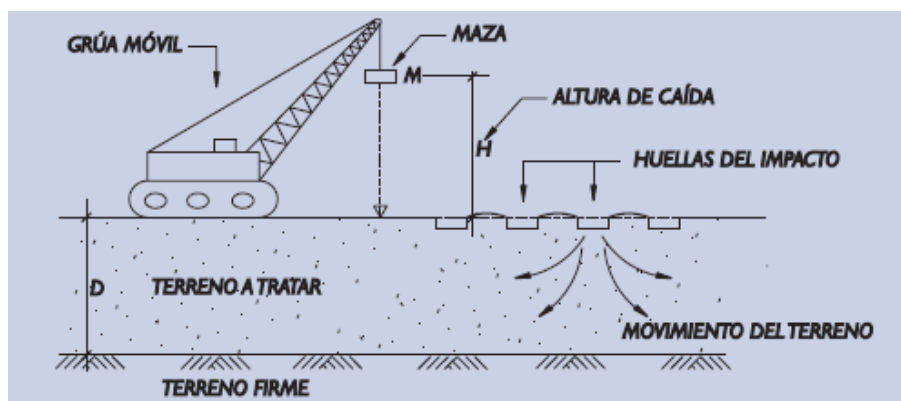
Dentro de este tipo de refuerzo cabría también considerar las estructuras de tierra armada, ya sea con flejes metálicos, geomallas u otros productos artificiales.

#### 2.5.4 Compactación dinámica

La compactación dinámica consiste en dejar caer grandes pesos desde grandes alturas, provocando la rotura del suelo y su desplazamiento hacia los lados de la zona de impacto logrando la densificación del terreno. A mayores profundidades, se puede producir también una mejora debido a la onda de presión que afecta a los granos del suelo y densifica el terreno. La Figura 2.7 muestra un esquema de compactación dinámica.

Esta técnica se ha utilizado con éxito en terrenos granulares e incluso en cohesivos blandos, y parece particularmente indicada en el tratamiento de rellenos artificiales heterogéneos que son difícilmente mejorables con otros procedimientos.

Este tratamiento puede hacerse también bajo el agua, donde las mazas deberían adoptar ciertas formas hidrodinámicas para una mayor eficiencia.



**Figura 2.7.** Esquema de compactación dinámica. Tomada de la ROM 0.5-05.

Este tratamiento se ha utilizado en Uruguay en los últimos años para la mejora de terraplenes de obras portuarias, como en el caso del Puerto de Montevideo (Facultad de Ingeniería, 2005) y de la terminal portuaria de Ontur en Nueva Palmira (Gutiérrez et al, 2010). La Figura 2.8 muestra el dispositivo utilizado en un terraplén del Puerto de Montevideo.



**Figura 2.8.** Dispositivo para la compactación dinámica en un terraplén del Puerto de Montevideo, pesa de 85kN, altura de caída de hasta 6m. Tomada de Facultad de Ingeniería (2005).

Los principales factores que rigen la compactación dinámica son los siguientes:

- maza
- peso
- altura de caída
- diámetro de la pesa
- número de golpes
- profundidad de la impronta
- profundidad de la mejora

- espaciamiento de la grilla de puntos de impacto
- tiempo entre un impacto y el siguiente

En la bibliografía sobre el tema son comunes las fórmulas que relacionan la profundidad de mejoras (por debajo de la cual las propiedades del suelo a mejorar permanecen incambiadas) con la energía potencial de compactación  $WH$ . Menard et al. (1975) proponen como primera aproximación la relación (2.1):

$$D < \sqrt{WH} \quad (2.1)$$

donde:

$D$  es la profundidad de la mejora, expresada en metros

$W$  es el peso de la maza, expresada en toneladas

$H$  es la altura de caída de la maza, expresada en metros

Posteriormente varios investigadores sugieren adoptar, en forma conservadora, la expresión (2.2), considerando un factor de ajuste que tenga en cuenta el tipo de suelo y los múltiples factores que influyen en el proceso de compactación (ver ROM 0.5-05).

$$D = \alpha \sqrt{WH} \quad (2.2)$$

donde:

$\alpha$  es un factor de ajuste

El tratamiento suele realizarse en varias pasadas, ejecutando en cada una de ellas puntos de caída alternados en la malla final del tratamiento proyectado.

Después de la compactación dinámica la superficie del terreno queda muy irregular (ver Figura 2.9) por lo que suele ser necesario un trabajo posterior de regularización y compactación superficial.

En la práctica corriente de la compactación dinámica se utilizan pesas de acero u hormigón con un peso que varía entre 50kN y 200kN aproximadamente, con alturas de caída de 10m a 25m. Los niveles típicos de energía total acumulada oscilan entre 1000kNm/m<sup>2</sup> y 4000kNm/m<sup>2</sup>. El espaciamiento inicial de la grilla de puntos de impacto es de por lo menos el espesor de la capa compresible de suelo a tratar.

Lukas (1992) indica que la mayor profundidad de mejora se logra en los primeros 2 a 5 golpes, por lo que la profundidad de mejora no se ve influenciada luego de unos pocos golpes, y es por eso que señala que en proyectos típicos se imparten entre 7 y 12 golpes en cada punto.

El efecto nocivo en las estructuras próximas (y el ruido) deben tenerse en cuenta, ya que la vibración producida en el terreno circundante puede ser importante.



**Figura 2.9.** Huellas resultantes luego de la compactación dinámica en un terraplén de la Terminal Portuaria Ontur, Nueva Palmira. Tomado de LCCF (2007).

### 2.5.5 Compactación dinámica rápida

La compactación dinámica rápida es una técnica de mejora del terreno similar a la compactación dinámica clásica. En ambos tratamientos la mejora del terreno se logra mediante la densificación provocada por la aplicación repetida de impactos de gran energía en puntos convenientemente espaciados.

En la compactación dinámica rápida se utiliza una pesa del orden de 70kN la cual es levantada con un sistema hidráulico hasta alturas del orden de 1.2m, y se deja caer sobre una placa de acero, de 1.5m de diámetro aproximadamente, con frecuencias del orden de 50 golpes por minuto (ver Figura 2.10).

En general, en cada pasada se aplican unos 40 a 60 golpes en cada uno de los puntos de compactación, los cuales se distribuyen según mallas triangulares o cuadradas, de 1.5 a 2m de lado.

Las profundidades máximas alcanzadas con este tipo de tratamiento varían entre 3 y 5m, dependiendo de las características del suelo.

En general se realizan dos o más pasadas, con puntos de compactación desfasados entre sí. Al igual que en la compactación dinámica clásica, debe realizarse una regularización del terreno al final de cada pasada y una compactación por medios convencionales al finalizar la última pasada.

Tal como sucede con la compactación dinámica, su aplicación pierde eficacia cuando el contenido de finos es superior a un 15% o 20%.

Debido a la menor energía de golpeo, este tratamiento produce un impacto medioambiental, en términos de ruido y de vibraciones, bastante inferior al de la compactación dinámica clásica.



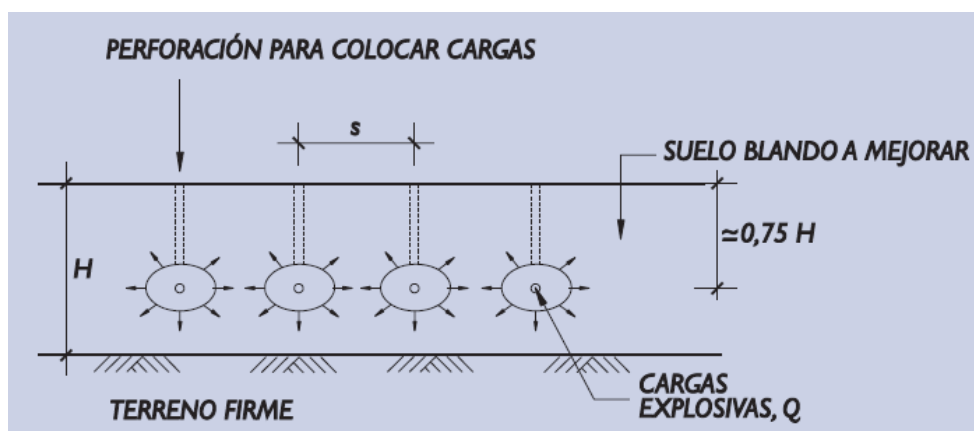


**Figura 2.10.** Dispositivo de compactación dinámica rápida, martillo hidráulico de 67kN, altura de caída 0.9m, diámetro de la placa 1.5m. Tomado de Farrell Design-Build (2015).

### 2.5.6 Compactación con explosivos

La explosión de cargas en el interior del terreno provoca la rotura del suelo en el entorno de la carga y una densificación.

En general las cargas se colocan mediante perforaciones, a profundidades próximas al centro de la zona a densificar o algo más bajas, como puede observarse en el esquema de la Figura 2.11, extraído de la ROM 0.5-05.



**Figura 2.11.** Esquema del tratamiento con explosivos. Tomado de la ROM 0.5-05.

La ROM 0.5-05 presenta parámetros típicos de consumos y espaciamientos de cargas en caso de suelos granulares. Las cargas explosivas (Q) típicas en estos casos son del orden de 1kg a 10kg de dinamita, TNT o amonita. Las separaciones (s) varían entre 5m y 15m, y el consumo oscila entre 10gr y 30gr por m<sup>3</sup> de suelo tratado.

El control de calidad del tratamiento con explosivos es difícil y requiere, más que en otros casos, un reconocimiento geotécnico posterior para evaluar el efecto del tratamiento.

Esta técnica implica el control de vibraciones inducidas en estructuras próximas, ya que este tipo de tratamiento puede producir daños a distancias considerables de la zona de explosión.

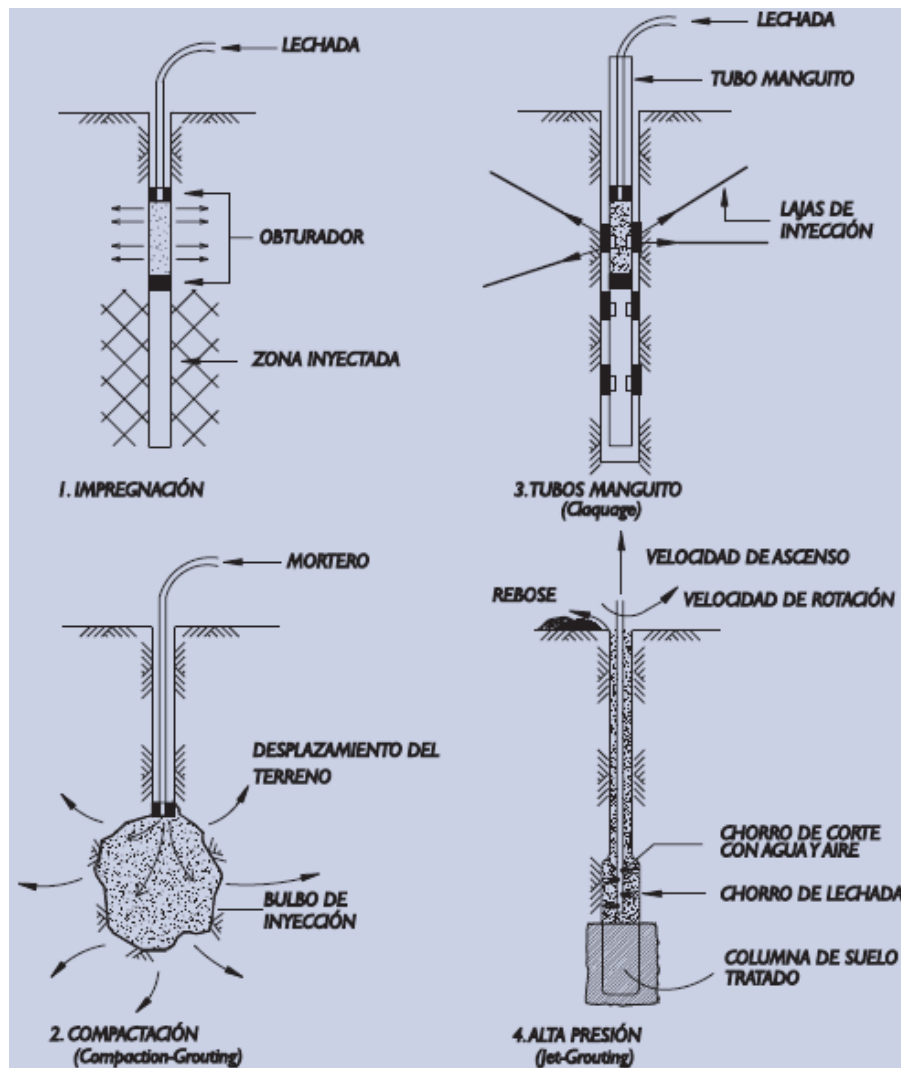
### **2.5.7 Inyecciones**

La técnica de las inyecciones de lechada o mortero es especialmente útil en la reducción de la permeabilidad del terreno, así como también en reforzar su resistencia y disminuir su deformabilidad. Las técnicas de inyección más usuales son las inyecciones de impregnación, de compactación (Compaction-Grouting), con tubos manguito (Claquage) y de alta presión (Jet-Grouting).

Las técnicas de inyección más usuales se recogen en el esquema de la Figura 2.12, extraído de la ROM 0.5-05.

#### **Inyecciones de Impregnación**

Consiste en la inyección de un fluido de baja viscosidad (en general lechadas de cemento y agua con ciertas adiciones de bentonita y otros aditivos) dentro de los poros del terreno, prácticamente sin modificar o alterar la estructura del suelo. Es una técnica adecuada para reducir la permeabilidad del terreno, controlar las redes de flujo, incrementar la resistencia y disminuir la deformabilidad del suelo.



**Figura 2.12.** Esquema de algunos tipos de inyección usuales. Tomado de la ROM 0.5-05.

Estas lechadas se hacen circular con presiones moderadas, sin llegar a romper el suelo, a través de suelos granulares que sean ampliamente permeables (coeficiente de permeabilidad  $k > 10^{-1}$  cm/s aproximadamente).

Utilizando cementos especialmente finos (microcemento) se han llegado a rellenar de lechada los poros de arenas más finas ( $k = 10^{-1}$  cm/s a  $10^{-2}$  cm/s).

Para suelos aún más finos ( $k=10^{-2}$ cm/s a  $10^{-4}$ cm/s) se pueden inyectar, sin romper el suelo, otros productos (silicatos, resinas, etc.) de mayor poder de penetración.

### **Inyecciones de compactación (Compaction-Grouting)**

Consiste en la inyección de un mortero seco, de baja movilidad, que al ser inyectado se expande como una masa homogénea desplazando y compactando el terreno circundante. Se utiliza exitosamente para compensar asientos y densificar terrenos.

Esta técnica es aplicable a terrenos granulares, pero no es apropiada para terrenos cohesivos saturados, y es marginalmente efectiva en limos.

### **Inyecciones con tubos manguito (Claquage)**

Esta técnica consiste en la hidrofracturación deliberada del terreno mediante la inyección a presión, con el objetivo de colmatar con la mezcla inyectada las fisuras creadas de esa forma, junto a los posibles huecos y fisuras naturales existentes.

La inyección de lechada de cemento según esta técnica se realiza a través de un tubo que tiene orificios regularmente espaciados y protegidos por el exterior mediante unos manguitos flexibles.

La inyección se hace por tramos, introduciendo la lechada para que salga por uno o varios manguitos. Al aislar un tramo de tubo y forzar dentro de él la presión de la lechada, el manguito cede y la lechada sale al exterior, rompiendo el suelo según planos que pueden tener diversas orientaciones en función de su estado tensional.

Las presiones que se utilizan para provocar la rotura (claquage) suelen ser de varias decenas de bares. Para mantener el caudal de inyección después de provocada la rotura se utilizan presiones más moderadas, del orden de 10 bares o inferiores.

Con esas presiones, la inyección recorre las grietas abiertas y comprime el suelo. Como resultado el suelo queda reforzado con una serie de lajas de inyección.

### **Inyecciones de alta presión (Jet-Grouting)**

El jet-grouting es un tratamiento del terreno consistente en la disgregación del mismo con alta energía en sentido ascendente, y la mezcla con una lechada de cemento, con el fin de crear de una forma controlada columnas pseudo cilíndricas de suelo-cemento.

Está destinado al tratamiento de suelos en profundidad para formar zonas de suelo mejorado o para sustituir el suelo por otros productos.

El instrumento principal del jet-grouting es una tubería con orificios pequeños (toberas) que permite formar chorros fluidos (jets) con velocidades muy altas.

El chorro de corte del terreno puede estar formado por una lechada de cemento, o por una lechada de cemento envuelta en un chorro de aire, o bien por un chorro de agua envuelto en un chorro de aire. En este último caso, la lechada se inyecta a través de otras toberas suplementarias.

El chorro de corte suele impulsarse con presiones de varios cientos de bares y con caudales del orden de 1l/s o 2l/s.

El tratamiento del terreno se realiza de abajo a arriba. Primero se introduce el útil de la inyección hasta la profundidad deseada mediante una perforación previa y después se extrae a la velocidad conveniente rompiendo el suelo y mezclándolo con la lechada. La cantidad de lechada a mezclar con el suelo se puede controlar mediante la velocidad de extracción del útil de jet-grouting.

Con este procedimiento se pueden obtener columnas (girando el chorro de corte) o pantallas planas de lechada o mortero, o de estos materiales mezclados con el suelo.

La utilización de este tratamiento en problemas de diversa índole está muy extendida a nivel internacional dada la versatilidad y rapidez con que puede realizarse.

El control del producto obtenido no es sencillo.

### 2.5.8 Otros procedimientos

- **Electroósmosis:** La introducción de barras de acero o de aluminio como ánodos dentro del terreno y la de tubos de well-point como cátodos originan (cuando se establece una corriente continua entre ánodos y cátodos) un flujo de agua en el terreno, hacia los cátodos, permitiendo la aceleración de la consolidación de masas de suelo. Este procedimiento puede completarse con aportes químicos que son arrastrados por el agua y retenidos por el terreno en su curso hacia los cátodos.

Esta técnica permite acelerar la consolidación de masas de suelo y su refuerzo con inyecciones químicas pero su aplicación práctica está limitada debido al alto consumo de energía.

- **Tratamientos térmicos:** Los terrenos blandos y húmedos pueden secarse para que ganen resistencia mediante la combustión de gasóleo u otros combustibles, en sondeos realizados previamente en el terreno. La generación de bajas temperaturas mediante  $\text{CO}_2$ , o mediante la expansión de nitrógeno líquido en circuitos cerrados a través de tuberías dentro del terreno o en circuitos abiertos en perforaciones, permite congelar el terreno otorgándole una resistencia temporal que permite realizar ciertas tareas de contención en excavaciones. Estas técnicas tienen costos elevados.

- **Compresión neumática:** La compresión en cilindros flexibles contra las paredes de perforaciones previas permite comprimir el terreno y aumentar su densidad.
- **Columnas de cal viva:** La utilización de cal viva en el tratamiento del terreno en profundidad reduce la humedad del entorno, difunde cal en sus alrededores y calienta el suelo provocando una reducción adicional de la humedad. También son útiles otras mezclas de suelo con diversos productos químicos, tales como el bacilo-cemento (mezcla de aluminio, cal y yeso), o con cenizas volantes, o con óxidos de hierro y silicato sódico. La mezcla de estos productos para formar columnas de suelo tratado puede resultar beneficiosa en algunas aplicaciones particulares.
- **Método de premezclado:** Se basa en el premezclado de un terreno granular (preferiblemente arenas) con una pequeña cantidad de algún agente estabilizante (cemento o solución química), con el objetivo de crear un nuevo material cuyas propiedades garanticen un comportamiento adecuado. Este método es utilizado en terrenos ganados al mar, en rellenos, en el trasdós de cajones, tablestacas y muros en muelles.

## **2.6 Métodos constructivos de terraplenes sobre suelos blandos**

La elección del método constructivo más adecuado para un proyecto está asociada a varios factores, como las características geotécnicas del terreno en el sitio, el uso de suelos, plazos de obra, y costos involucrados.

Sin duda dentro de la variedad de casos posibles, la construcción de terraplenes sobre suelos blandos presenta dificultades adicionales, y debe ser tratada con medidas especiales.

La remoción de los suelos blandos puede realizarse cuando su espesor es pequeño, y las distancias de transporte no son considerables. En áreas urbanas, se presenta la dificultad de obtener áreas para disposición del material excavado y las cuestiones ambientales asociadas.

Restricciones de espacio pueden también inviabilizar el uso de bermas, en particular en áreas urbanas.

Restricciones de plazos pueden inviabilizar técnicas de terraplenado convencional, o terraplenes sobre drenes verticales, favoreciendo técnicas de terraplenes sobre elementos tipo pilas o rellenos livianos, si bien esto puede elevar los costos.

Para evitar problemas de estabilidad y reducir asentamientos se pueden construir terraplenes aligerados, utilizando materiales ligeros en la totalidad o parte del terraplén. Magnan (1984) indica las cualidades que deben cumplir estos materiales y presenta ejemplos de los mismos.

En general la geometría del terraplén y las características geotécnicas son factores muy variables, por lo que la metodología constructiva debe ser analizada caso a caso. Almeida et al. (2010) presentan un resumen de las metodologías constructivas y sus principales características enfocado a terraplenes sobre suelos blandos (Cuadro 2.10).



**Cuadro 2.10.** Resumen de metodologías constructivas y sus características. Tomado de Almeida et al. (2010).

Metodología constructiva	Características
Remoción total o parcial de la capa de suelo blando	Eficaz, rápido, gran impacto ambiental; se necesitan sondeos para medir las cantidades de suelo removido y restante.
Expulsión de suelo con rotura controlada (displacement fill)	Utilizada para depósitos de pequeños espesores, y muy dependiente de la experiencia local; se necesitan sondeos para medir el espesor del suelo removido y restante.
Terraplén convencional	Estabilización de asentamientos es lenta.
Construcción en etapas	Utilizada, en la mayoría de los casos, con drenes verticales; es necesario el monitoreo del aumento de resistencia de la arcilla; no es favorable para plazos cortos.
Drenes verticales y sobrecarga con tierras	Utilizado para acelerar asentamientos, con gran experiencia acumulada. Se utiliza sobrecarga temporaria para disminuir los asentamientos primarios y secundarios.
Bermas y/o refuerzos	Adoptada frecuentemente; es necesario evaluar si la fuerza de tracción del refuerzo es realmente movilizada in situ.
Uso de materiales livianos	Ideal para plazos cortos; costos relativamente altos; su utilización ha aumentado.
Terraplenes sobre pilotes con plataforma de geogrillas	Ideal para plazos cortos; diversos layouts y materiales pueden ser utilizados.
Columnas granulares (pilotes de grava)	Columnas granulares que pueden o no ser encamisadas con geotextil; los asentamientos son acelerados debido a la naturaleza drenante de las columnas granulares; geogrillas son a veces instaladas por encima de los pilotes de grava.
Precarga por vacío	Puede sustituir parcialmente la necesidad de sobrecarga con material de relleno; desplazamientos horizontales son muy menores que los de sobrecargas convencionales.

En terraplenes sobre suelos muy blandos es común el uso concomitante de diversas técnicas constructivas. A su vez, es común el uso de refuerzos con geosintéticos asociados a la mayoría de las alternativas mencionadas.

La decisión por una metodología ejecutiva en detrimento de otra es función de las características geotécnicas de los depósitos, el uso de suelos, los plazos constructivos y los costos involucrados.

En Uruguay el caso de suelos muy blandos es característico de la bahía de Montevideo, donde se concentran importantes obras de explanadas portuarias y terraplenes para la construcción de plantas industriales. En esos casos se ha utilizado el avance por onda de lodo con algunas variantes, en casos como algunos terraplenes del Puerto de Montevideo, la Refinería de La Teja de Ancap, Terminal Pesquera Puerto Capurro.

### **2.6.1 Comentarios sobre procedimientos constructivos de terraplenes**

El proceso constructivo de un terraplén abarca varias etapas y operaciones enfocadas a conseguir las características exigidas, y a asegurar un correcto funcionamiento del mismo.

La calidad de un terraplén depende de su correcta realización, es decir, de la apropiada colocación y tratamiento de los diferentes materiales empleados en su construcción, así como de los posibles tratamientos de mejora de suelos en casos de terraplenes sobre suelos blandos o rellenos ganados al mar por ejemplo.

A nivel normativo, el pliego de la DNV, si bien es más detallado en el tema constructivo que en el caso de la selección y empleo de materiales, podría profundizar algunos temas como los valores de densidad y humedad a alcanzar para distintos tipos de suelo como el caso de suelos expansivos (comunes en nuestro país), o diferenciar valores a exigir en diferentes zonas de un terraplén. A modo de ejemplo sería conveniente que se profundizara el estudio del rango de

humedades para la compactación en obra y la conveniencia de diferenciarlo en función del tipo de suelo.

Asimismo podría estudiarse la conveniencia de incluir limitaciones a la ejecución de los trabajos, como por ejemplo debido a condiciones climáticas extremas.

El uso de tratamientos de mejoras de suelo en nuestro país ha ido incrementándose en los últimos años, principalmente en obras portuarias y de rellenos ganados al mar. Estos tratamientos presentan dificultades de control de calidad y requieren esfuerzos adicionales en cuanto al reconocimiento geotécnico posterior para evaluar sus efectos.

## 2.7 Proyecto de terraplenes

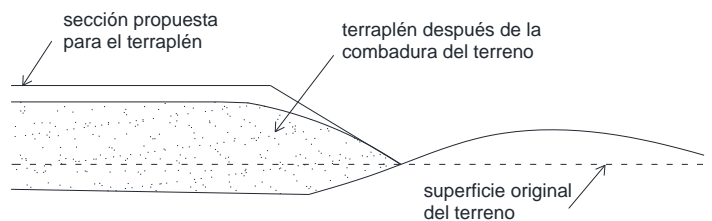
El proyecto de un terraplén debe incluir estudios de estabilidad y asentamientos. Sin perjuicio de la gran variedad de situaciones y condiciones de cada proyecto en particular, a continuación se mencionan los principales aspectos a tener en cuenta en el proyecto.

### 2.7.1. Estabilidad

La estabilidad es un factor determinante en el proyecto de un terraplén. Si el terraplén se construye demasiado rápido, o a una altura que exceda el límite de seguridad, puede fallar el suelo subyacente.

Cuando el suelo natural falla bajo una carga excesiva del terraplén, por lo general es empujado hacia fuera hasta formar una combadura lineal paralela al pie del terraplén. Esta combadura lineal también se llama “onda de lodo” o escurrimiento lodoso debido a que avanza como las olas a medida que avanza la construcción del terraplén que la provocó.

La Figura 2.13 muestra un esquema de la sección transversal aproximada de terraplén y terreno después de la falla.



**Figura 2.13.** Esquema de sección transversal de terraplén después de combarse el terreno. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

### 2.7.1.1 Esfuerzos cortantes bajo carga de terraplén

La clave para la solución de los problemas de estabilidad es la magnitud relativa de las fuerzas cortantes producidas por la carga superficial, y las fuerzas de resistencia al corte del suelo. La estabilidad sólo se puede lograr si la suma de las fuerzas cortantes que actúan a lo largo de cualquier superficie de deslizamiento potencial es menor que la resistencia total al corte que se puede desarrollar a lo largo de la misma superficie.

Los esfuerzos cortantes en la masa del suelo existen aun antes de la construcción del terraplén. Son provocados por la diferencia entre el esfuerzo de compresión vertical (que es el esfuerzo principal mayor) y el esfuerzo de compresión horizontal (que es el esfuerzo principal menor). En la sección transversal y en el diagrama de Mohr de la Figura 2.14 se ilustra la condición de esfuerzo de un elemento de suelo a cualquier profundidad debajo de una superficie de suelo horizontal.

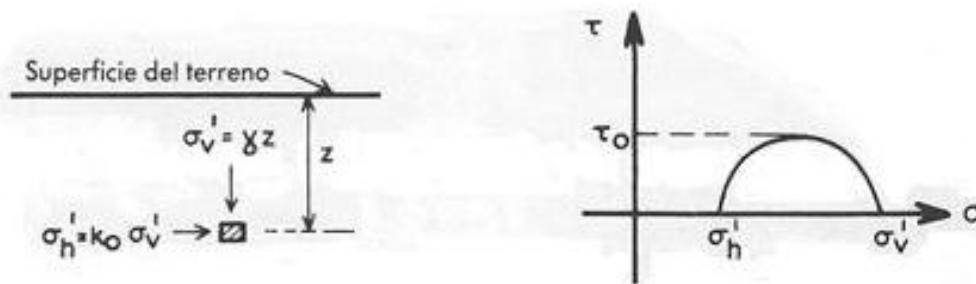
El esfuerzo cortante  $\tau_o$ , que actúa en planos a  $45^\circ$  respecto a la horizontal, es igual a:

$$\tau_o = 0.5(\sigma_v' - \sigma_h') = 0.5\gamma z(1 - K_o) \quad (2.3)$$

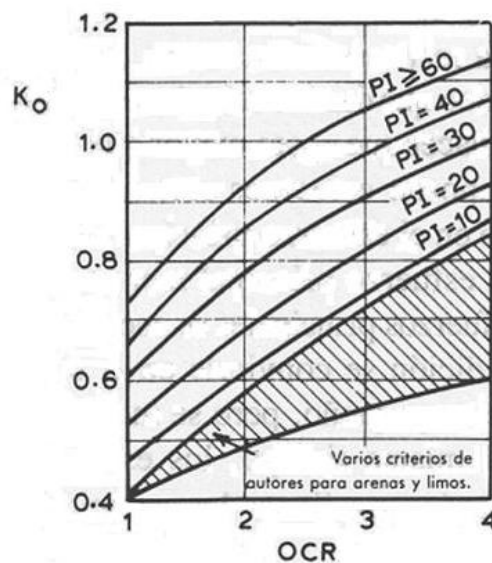
donde:

- $\tau_o$       esfuerzo cortante en planos a  $45^\circ$  respecto de la horizontal
- $\sigma_v'$     tensión vertical
- $\sigma_h'$     tensión horizontal
- $\gamma$         peso volumétrico del suelo
- $K_o$       coeficiente de presión lateral en reposo
- $z$         profundidad del elemento de suelo a considerar

El valor de  $K_o$  depende del tipo de suelo y de la relación de sobreconsolidación, OCR, (Mayne et al, 1982), es decir, de la relación del esfuerzo máximo de compresión vertical, bajo el cual el suelo se consolidó en otros tiempos, al esfuerzo de compresión vertical ejercido en el presente. El valor de  $K_o$  se podría medir directamente en el terreno, pero debido a las dificultades y costos de estos ensayos varios autores (Terzaghi 1920; Jaky 1944; Massarsch 1979; Lambe et al. 1979; Sowers et al. 1993) han propuesto posibles valores para distintos tipos de suelo y han estudiado también la relación entre la OCR, el  $K_o$  y otros parámetros del suelo. A modo de ejemplo, la Figura 2.15 muestra un diagrama que relaciona la OCR, el  $K_o$  y el índice de plasticidad de un suelo.



**Figura 2.14.** Condición de esfuerzo del suelo antes de construir el terraplén.

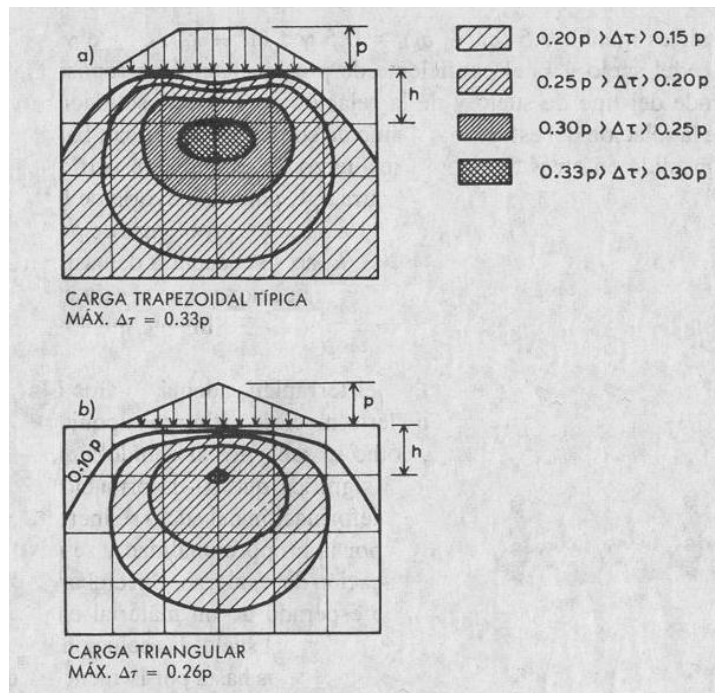


**Figura 2.15.** Relación entre  $K_o$ , índice de plasticidad y OCR. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

Los esfuerzos cortantes creados por el terraplén, además de los mencionados, se pueden calcular hasta un cierto nivel de esfuerzo suponiendo que el suelo es elástico. Esta suposición es, como se sabe, irreal debido a que el suelo es plástico en lugar de elástico, lo cual significa que su deformación no varía linealmente con el esfuerzo aplicado. La deformación del suelo se incrementa con el esfuerzo más rápido que lo estipulado por la proporcionalidad y se incrementa sustancialmente con la duración de la aplicación del esfuerzo. Sin embargo, a pesar de la discrepancia en el comportamiento esperado en un material elástico y el comportamiento esfuerzo-deformación observado del suelo, las soluciones elásticas han tenido amplia aplicación en la mecánica de suelos hasta por lo menos la década de los 80. Esto se debe a la simplicidad de las suposiciones elásticas que permiten que los esfuerzos sean tratados mediante ecuaciones generalizadas. Con el avance de la informática, la puerta se abrió a las soluciones elasto-plásticas.

Para bajos niveles de esfuerzo, es decir, para los esfuerzos que son menores que los que provocarán que el suelo ceda, las soluciones elásticas proporcionan una buena aproximación de la magnitud y distribución en el espacio de los esfuerzos cortantes.

La Figura 2.16 muestra esquemáticamente los esfuerzos cortantes máximos producidos por ejemplo por dos tipos de carga de terraplén que actúan sobre una faja infinitamente larga; una con carga trapezoidal con su cresta cubriendo aproximadamente un tercio del ancho de la faja y la otra con carga triangular (cresta cero).



**Figura 2.16.** Esfuerzos cortantes inducidos en el terreno por la carga del terraplén. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

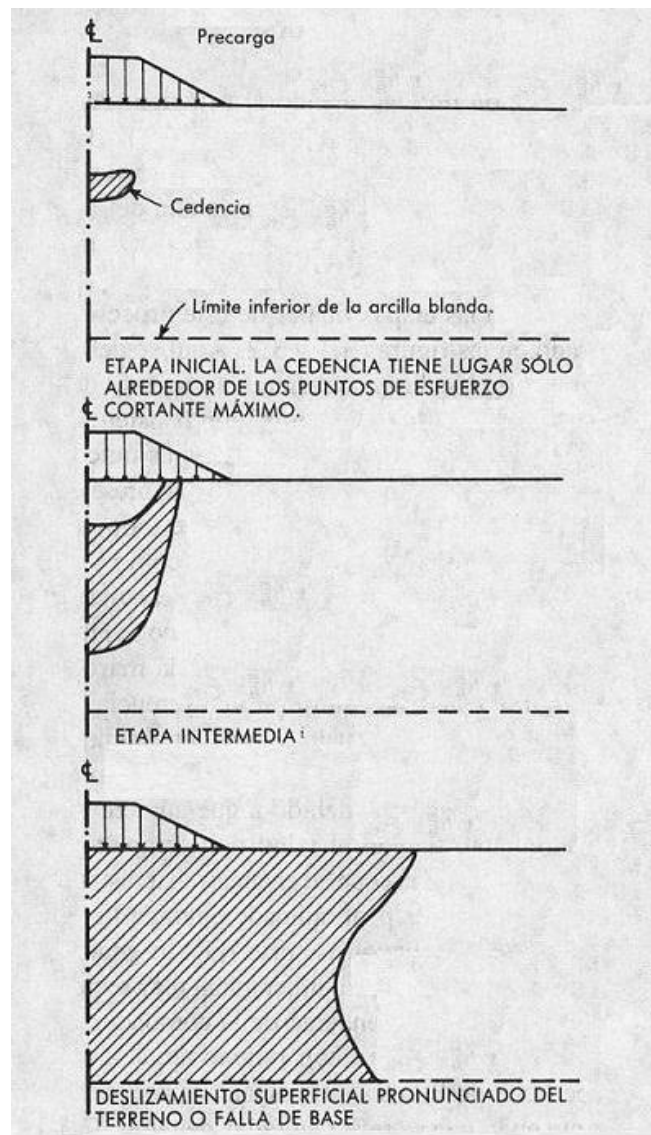
Debajo del eje terraplén, el esfuerzo cortante máximo provocado por el terraplén actúa, por simetría, en planos a  $45^\circ$  respecto a la horizontal, como el esfuerzo cortante máximo existente antes de la construcción del terraplén. Los dos esfuerzos máximos, por consiguiente, se podrían sumar. En tanto el esfuerzo cortante sea menor que la resistencia al corte,  $S_u$ , los esfuerzos del suelo se encontrarán cercanos al pronóstico que dan las soluciones elásticas, pero cuando la carga máxima  $p$  aplicada del terraplén se incrementa lo suficiente para hacer que el esfuerzo cortante sea mayor que  $S_u$ , el suelo cederá. La masa que ha cedido no puede soportar esfuerzos cortantes adicionales y, por consiguiente, cualquier incremento en el esfuerzo principal mayor debe estar acompañado por un cambio igual en el esfuerzo principal menor. Debajo del eje del terraplén donde, por simetría, los esfuerzos principales se encuentran en las direcciones vertical y horizontal, esta condición se convierte en:



$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_h \quad (2.4)$$

El volumen del suelo que cede será inicialmente pequeño, pero se incrementará rápidamente al aumentar la carga  $p$  del terraplén (ver Figura 2.17).

Al mismo tiempo, los esfuerzos cortantes se alejarán cada vez más de los encontrados mediante las soluciones elásticas.



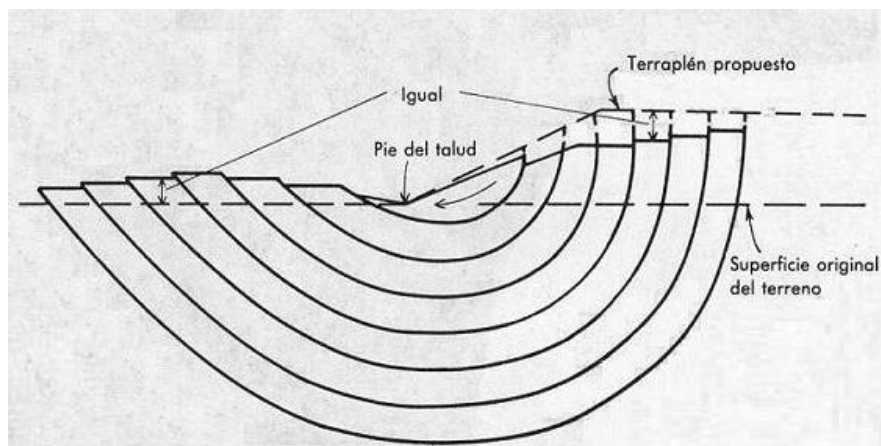
**Figura 2.17.** Etapas de la cedencia de un suelo arcilloso blando bajo carga de terraplén. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

### 2.7.1.2 Mecanismo de falla

Al principio, cuando el suelo cede en un volumen relativamente pequeño, no se presenta una deformación perceptible en la superficie. Pero si la carga  $p$  aumenta, el volumen del suelo que cede se expande debajo y más allá del área cargada, y es en este momento cuando sus efectos se hacen evidentes sobre el terreno. En la Figura 2.17 se describen aproximadamente los pasos de esta expansión gradual del volumen de suelo cedente referidos a un perfil hipotético formado por arcilla blanda, con resistencia al corte aproximadamente constante.

En las etapas finales de este proceso, se forman combaduras del tipo mostrado en la Figura 2.13.

La forma de la combadura, o falla de tipo onda de lodo, se puede explicar en términos de superficies de deslizamiento múltiples, como se muestra en la Figura 2.18.

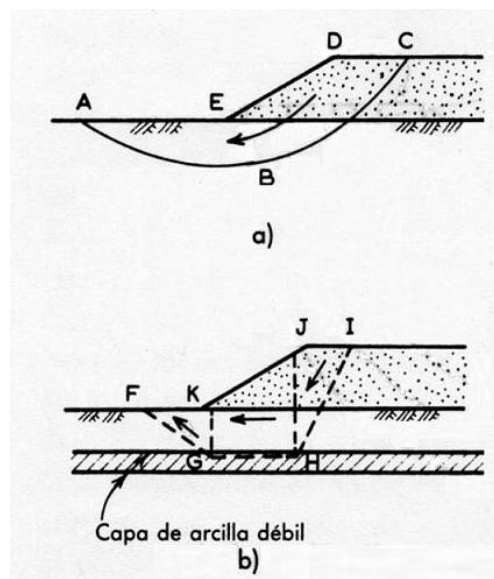


**Figura 2.18.** Superficies de deslizamiento múltiples y combadura generada. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

El suelo entre dos superficies sucesivas cualesquiera se mueve hacia fuera del terraplén, como puede observarse en la Figura 2.18, levantando su rama izquierda tanto como sea necesario para tener contrapeso. Este contrapeso debe

equilibrar la diferencia entre el peso de la rama derecha y las fuerzas resistentes del suelo.

La teoría de las superficies deslizantes está respaldada por abundante evidencias de campo, especialmente en lo que se refiere a fallas de talud. Esta teoría condujo a la aceptación general de un mecanismo de falla por medio del cual una masa de suelo se desliza hacia abajo a lo largo de una superficie bien definida. Para facilitar los cálculos, la superficie deslizante se toma, por lo general, como parte de un cilindro, representado por un arco circular en sección transversal (Figura 2.19a); las superficies curvas no cilíndricas se han considerado solo en problemas especiales. Otro tipo de superficie deslizante que se tiene que estudiar, cuando se sabe que el subsuelo incluye una capa débil, es el bloque deslizante, también esquematizado en la Figura 2.19b.

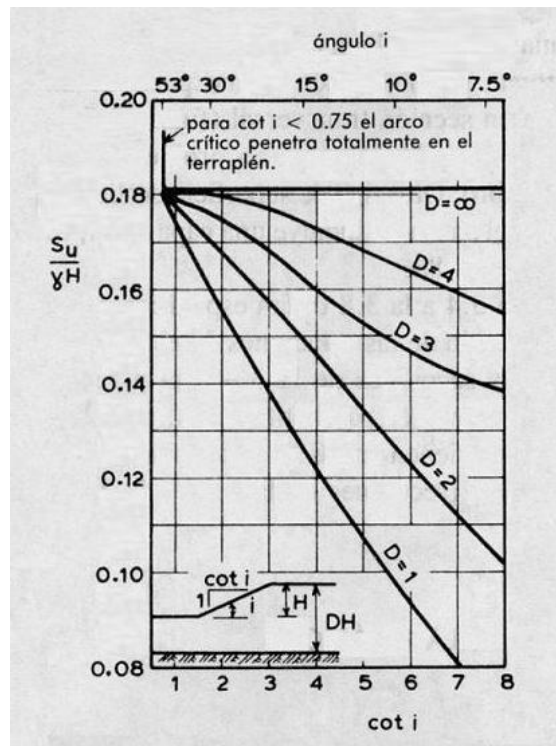


**Figura 2.19.** Tipos principales de falla por deslizamiento: a) arco circular; b) bloque deslizante. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

### 2.7.1.3 Cálculo aproximado mediante la gráfica de estabilidad

En situaciones donde los cálculos precisos no son fundamentales debido a que la falta de datos confiables de resistencia al corte no los justifica, se puede utilizar la gráfica de estabilidad de la Figura 2.20. Esta gráfica es para un talud simple continuo y para suelo natural y terraplén con la misma resistencia al corte y el mismo peso volumétrico en todo el talud, condiciones que se presentan raras veces.

La gráfica de estabilidad proporciona el esfuerzo cortante inducido promedio; el factor de seguridad se encuentra dividiendo la resistencia al corte entre el esfuerzo cortante inducido. La gráfica puede ser útil también para evaluar la seguridad adicional que se obtendría con un talud menos inclinado.



**Figura 2.20.** Gráfica de estabilidad para suelo uniforme. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

### 2.7.1.4 Método de cálculo

En general los problemas de estabilidad se manejan considerando los diagramas de cuerpo libre, los cuales se componen de secciones transversales de suelo natural y el terraplén, con un límite inferior marcando una superficie de deslizamiento potencial, mostrado en la sección como una línea de deslizamiento.

Se supone que el diagrama se aplica en una gran longitud perpendicularmente a la superficie sobre la cual se dibuja de modo que no existen efectos finales.

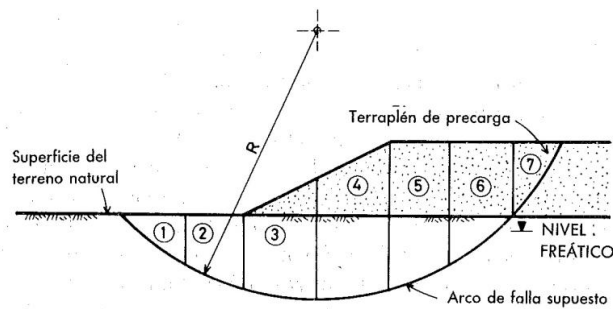
En la Figura 2.19 se presentan ejemplos comunes de diagramas de cuerpo libre, los ABCDEA y FGHIJKF, que representan dos configuraciones de uso frecuente, el arco circular y el bloque deslizante. La estabilidad del cuerpo libre depende, en primer lugar, de las fuerzas sobre el cuerpo (peso, flotación, fuerzas sísmicas) que tienden a provocar un movimiento descendente y lateral y, en segundo lugar, de las fuerzas (normal y de corte) que actúan a lo largo de la línea de deslizamiento, como resultado del contacto suelo-suelo, que resiste este movimiento. El factor de seguridad se calcula como la relación de la fuerza máxima de resistencia al corte, la cual se debe a la resistencia del suelo a lo largo de la línea de deslizamiento, y la fuerza cortante motriz, la cual se genera a lo largo de la misma línea a consecuencia de las fuerzas de cuerpo. Este cálculo se repite para varias líneas de deslizamiento supuestas, y de los factores de seguridad calculados, se selecciona el mínimo como el valor aplicable al problema. El diagrama de cuerpo libre correspondiente a este valor mínimo contiene la línea crítica a lo largo de la cual es más probable que ocurra el deslizamiento.

En el caso de un bloque deslizante, como el de la Figura 2.19b, la línea de deslizamiento queda más o menos determinada por la posición de la capa débil y, en tal caso, mediante algunos tanteos se puede encontrar el factor de seguridad aplicable y la línea de deslizamiento más probable. Sin embargo, en el caso de la falla circular, como el de la Figura 2.19a, se tienen que probar muchos arcos. Se

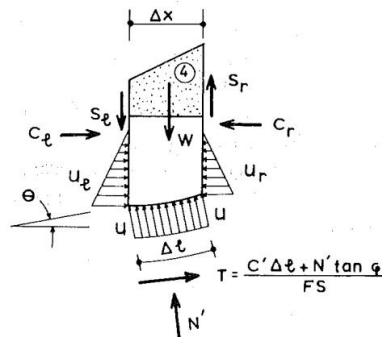
acostumbra efectuar cálculos repetitivos considerando una retícula para los centros y por cada centro tomar arcos de radios diferentes. El número de arcos para el cual se debe calcular el factor de seguridad, puede exceder fácilmente 100. Estos cálculos actualmente se llevan adelante mediante programas informáticos específicos.

### 2.7.1.5 Falla circular y dovelas verticales

Para calcular el factor de seguridad en el caso de una falla circular, el cuerpo libre supuesto se divide mediante líneas verticales en dovelas de ancho similar, ver Figura 2.21. Esta división se hace para calcular las fuerzas que actúan en cada dovela por separado, pero sin examinar la estabilidad de las dovelas individuales. Se supone que las dovelas son siempre estables (o inestables), lo cual significa que para todas ellas se supone el mismo factor de seguridad.



a) DIVISIÓN DEL CUERPO LIBRE EN DOVELAS VERTICALES



b) FUERZAS QUE ACTÚAN EN LA DOVELA NO. 4

**Figura 2.21.** Cálculo del factor de seguridad para una falla circular utilizando dovelas verticales. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

A continuación se determinan las fuerzas máximas de resistencias y las fuerzas cortantes motrices reales que actúan sobre la parte del arco de falla que forma el límite inferior de cada dovela. En todo el arco de falla, se suponen las fuerzas cortantes correspondientes a cada dovela y se obtiene el factor de seguridad (FS):

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c' \Delta l + N' \tan \varphi')_i}{\sum_{i=1}^n (W \text{sen } \theta)_i} \quad (2.5)$$

donde:

$FS$  factor de seguridad

$c'$  cohesión del suelo

$\varphi'$  ángulo de fricción interna del suelo

$W$  peso de la dovela (peso total del agua y de las partículas del suelo)

$N'$  fuerza normal llamada intergranular o efectiva: diferencia entre la fuerza normal total y la fuerza debida a la presión de agua que existe entre los granos, conocida como presión de poros (y representada como  $u$ )

Las variables  $c'$ ,  $\Delta l$ ,  $\varphi'$ ,  $W$  y  $\theta$  no están sujetas a indeterminaciones estáticas. La fuerza normal  $N'$  depende de las fuerzas laterales  $C_r$ ,  $C_l$ ,  $S_r$  y  $S_l$  (mostradas en la Figura 2.21), las cuales no se pueden determinar tan sólo con la estática. Las tres ecuaciones de equilibrio estático pueden cumplirse para una variedad de valores de fuerzas laterales que, en cualquier caso, dependen de las propiedades del suelo y de la interacción terraplén-suelo. La indeterminación estática existe a pesar de la división del cuerpo libre en dovelas. La dificultad debido a la indeterminación estática se supera estableciendo hipótesis razonables (o convenientes) en cuanto a las fuerzas laterales. Para cada una de las diversas suposiciones han surgido diferentes métodos para resolver los problemas de estabilidad de taludes.

El método de Fellenius (1936), conocido también como método Sueco, es el más antiguo y el más simple, ya que supone que las fuerzas laterales no tienen influencia sobre  $N'$ .

En 1955, Bishop y en 1956 Janbu et al. desarrollaron un método en el que se considera que la resultante de las fuerzas laterales que actúan sobre ambos lados de la dovela es horizontal.

En 1979, Sarma desarrolló un método en el cual las suposiciones hechas en relación a las fuerzas laterales son tales que el número de ecuaciones es igual al número de incógnitas que hay. La complejidad del método requiere el uso de la computadora.

A la fecha existe gran cantidad de métodos vigentes desarrollados por varios autores (Lowe et al. 1960; Morgenstern et al. 1965; Spencer 1967; United States Army Corps of Engineers 1970).

Actualmente los métodos tienden a resoluciones basadas en diferencias finitas y en elementos finitos.

Una vez dividido el problema en una malla de elementos finitos, por ejemplo, se estudian las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas a cada elemento y se construye un sistema de ecuaciones. El sistema de ecuaciones puede ser resuelto utilizando álgebra lineal o algún método no lineal.

El número de ecuaciones del sistema será proporcional al número de nodos, ya que son éstos los que contienen las incógnitas.

Con el sistema de ecuaciones resuelto (esfuerzos y desplazamientos en los puntos nodales) se tiene el comportamiento de cada elemento y se puede reconstruir el comportamiento del problema como un todo.

Un análisis de elementos finitos se basa en tres aspectos fundamentales, la discretización de los elementos, la definición de las propiedades de los materiales y la asignación de condiciones de frontera.

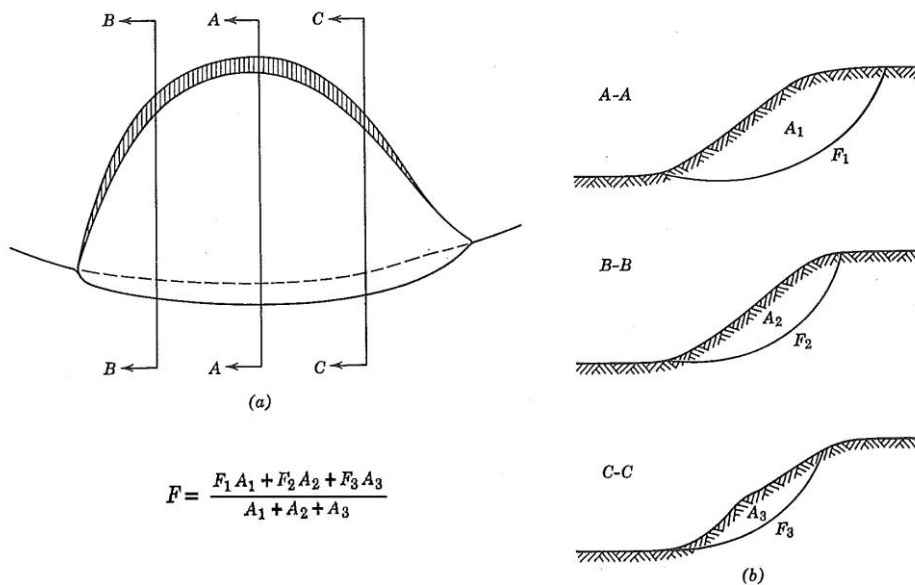


Existe actualmente variedad de software comercial basados en métodos analíticos y en elementos finitos. En cualquier caso es esencial conocer las limitaciones del método utilizado como base del programa.

Es importante destacar que la mayor inseguridad en el cálculo de la estabilidad de taludes radica en la elección adecuada de los parámetros de resistencia del suelo. El error asociado con el método de cálculo resulta del orden de 10% según Lambe et al. (1979) respecto al factor de seguridad calculado por los mejores métodos disponibles. Este error resulta pequeño si se compara con el correspondiente a la selección de los parámetros de resistencia.

Se han desarrollado una gran cantidad de ábacos de estabilidad (Taylor 1948; Bishop et al. 1960) que indican las combinaciones de parámetros necesarias para la estabilidad en casos determinados, lo cual resulta muy útil para cálculos preliminares.

En el caso que los efectos tridimensionales puedan ser importantes, se pueden considerar tres secciones de estudio paralelas del talud, calculando el factor de seguridad para cada una de ellas y determinando a continuación el factor de seguridad ponderado utilizando el peso total de la masa encerrada por la superficie de falla en cada sección como factor de ponderación (ver Figura 2.22).



**Figura 2.22.** Método aproximado para considerar efectos tridimensionales. a) Vista en planta de un deslizamiento; b) Factores de seguridad de diversas secciones. Tomado de Lambe et al. (1979).

### 2.7.1.6 Deslizamientos reales

Existen relativamente pocos deslizamientos reales en los que se conozcan las presiones intersticiales antes del deslizamiento y en los que se hayan determinado parámetros de resistencia al corte apropiados a partir de pruebas de laboratorio de confianza.

El Cuadro 2.11 presenta diversos casos de deslizamientos que se han producido cierto tiempo después de su construcción, en arcillas inalteradas y no fisuradas. En cada uno de ellos el factor de seguridad calculado mediante el método de Bishop simplificado era razonablemente próximo a la unidad y la superficie de deslizamiento crítica determinada en el cálculo coincidía con la observada en la realidad.

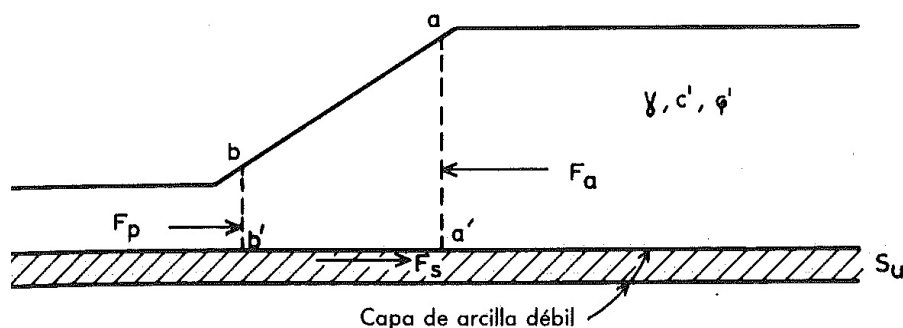
**Cuadro 2.11.** Factores de Seguridad para el análisis de deslizamientos en arcillas inalteradas. Tomado de Lambe et al. (1979).

Lugar	Tipo de suelo	Factor de Seguridad calculado
Lodalén, Noruega	Ligeramente sobreconsolidado	1.05
Drammen, Noruega	Normalmente consolidado	1.15
Selset, Inglaterra	Sobreconsolidado	1.03
Breckenridge, Canadá	Ligeramente sobreconsolidado	1.12
Siburua, Venezuela	Arcilla plástica compactada	1.02

### 2.7.1.7 Bloque deslizante

El diagrama de la Figura 2.23 muestra el cuerpo libre  $aa'b'b'$ , que tiene la tendencia a deslizarse sobre una capa de arcilla blanda hacia la izquierda como un bloque. La fuerza motriz que tiende a provocar inestabilidad es la fuerza  $F_a$ , que resulta del esfuerzo activo de suelos ejercido sobre la línea  $aa'$ . Esta fuerza es resistida por la fuerza  $F_s$ , que resulta de la resistencia al cortante de la capa débil, ejercida a lo largo de  $a'b'$ , más la fuerza  $F_p$ , que resulta del esfuerzo pasivo de suelos, ejercido a lo largo de la línea vertical  $bb'$ .

$$F_a = F_s + F_p \quad (2.6)$$



**Figura 2.23.** Esquema de bloque deslizante. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

Un esfuerzo activo de suelo es el esfuerzo horizontal ejercido por una masa de suelo sobre una superficie vertical que puede ceder horizontalmente, de modo que empieza a actuar la resistencia total al cortante. Un esfuerzo pasivo de suelos es el esfuerzo horizontal máximo que puede resistir una masa de suelo cuando se comprime horizontalmente. Los esfuerzos activos y pasivos dependen del peso volumétrico del suelo  $\gamma$ , la profundidad  $z$ , los coeficientes del esfuerzo activo y pasivo  $K_a$  y  $K_p$  respectivamente, y de la cohesión  $c'$  (Teoría de Rankine, 1857).

El valor de  $F_a$  se determina integrando el esfuerzo de tierra activo sobre  $aa'$ :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma (aa')^2 K_a - 2c'(aa') \sqrt{K_a} \quad (2.7)$$

donde:

$K_a$  coeficiente del esfuerzo activo

$K_p$  coeficiente del esfuerzo pasivo

Los valores máximos que  $F_s$  y  $F_p$  pueden asumir son:

$$\text{máx } F_s = S_u(a'b') \quad (2.8)$$

$$\text{máx } F_p = \frac{1}{2} \gamma (bb')^2 K_p + 2c'(bb') \sqrt{K_p} \quad (2.9)$$

donde:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2) \quad (2.10)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2) \quad (2.11)$$

$S_u$  resistencia al corte

El factor de seguridad es igual a la resistencia máxima disponible dividida entre la fuerza motriz:

$$FS = \frac{s_u(a'b') + \frac{1}{2}\gamma(bb')^2K_p + 2c'(bb')\sqrt{K_p}}{\frac{1}{2}\gamma(aa')^2K_a - 2c'(aa')\sqrt{K_a}} \quad (2.12)$$

Como el factor de seguridad depende de la selección de los puntos  $a$  y  $b$ , su valor máximo se debe determinar mediante tanteos.

### 2.7.1.8 Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante, ya que depende de su naturaleza, estructura, enlaces, nivel de deformaciones, así como de su estado tensional y de la presión del fluido que rellena sus poros (agua o agua y aire).

El criterio más difundido para aproximar la resistencia al cortante, propuesto originalmente por Coulomb en 1776, relaciona las tensiones efectivas normales y tangenciales actuando en cualquier plano del suelo:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.13)$$

donde:

$\tau$  es la resistencia al corte

$c'$  cohesión efectiva del suelo

$\phi'$  ángulo de fricción interna efectivo del suelo

$\sigma$  es la tensión normal total

$u$  es la presión de poro o intersticial

$\sigma'$  es la tensión normal efectiva

Los parámetros  $c'$  y  $\phi'$  se refieren a los esfuerzos intergranulares (o efectivos). El ángulo  $\phi'$  es el llamado ángulo de fricción interna o intergranular, mientras que  $c'$  es la denominada cohesión del suelo. Un esfuerzo normal puede producir resistencia a la fricción sólo en el grado en que actúa sobre los componentes sólidos del suelo; el resto del esfuerzo no tiene posibilidad de generar fricción porque actúa sobre agua y aire.

Los parámetros  $c'$  y  $\phi'$  se obtienen de ensayos lentos donde se permite el drenaje totalmente, o en ensayos donde se controlan las presiones intersticiales y se descuentan al interpretarlos.

En los suelos granulares de fácil drenaje, donde no existe filtración en el agua freática,  $u$  es igual a la presión hidrostática debajo del nivel freático. Pero en general en suelos arcillosos  $u$  es incierta o difícil de determinar.

El parámetro  $S_u$  se utiliza con respecto a los suelos arcillosos saturados, para los cuales proporciona el medio más conveniente y directo de trabajar la resistencia. El sufijo  $u$  procede de “no drenado” (undrained), indicando un contenido de agua constante y, por lo tanto volumen y resistencia constantes. El valor de  $S_u$  por lo tanto se puede utilizar sin considerar los esfuerzos dentro de la masa de suelo, es decir, la resistencia al cortante corresponde a  $c' = S_u$  y  $\phi' = 0$ .

Los parámetros  $c$  y  $\sigma$  se utilizan para expresar la resistencia al esfuerzo total (efectivo más presión de poro). El uso de estos parámetros es apropiado para el caso de cortante sin drenaje de suelos parcialmente saturados. Utilizando  $c$  y  $\sigma$ , la presión de poro  $u$  se considera igual a cero.

En un mismo análisis de estabilidad es posible tener más de una, y posiblemente las tres modalidades de expresar la resistencia al cortante.

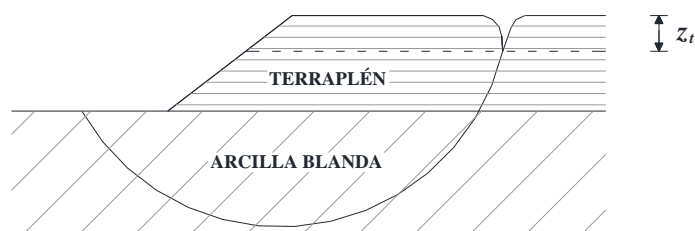
### 2.7.1.9 Grietas en la parte superior del terraplén

La existencia de grietas de tensión aumenta la tendencia de un suelo a fallar, la longitud de la superficie de falla a lo largo de la cual se genera resistencia es reducida y adicionalmente la grieta puede llenarse con agua, en el caso de lluvias (ver Figura 2.24). La profundidad de las grietas de tensión puede determinarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$z_t = \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad (2.14)$$

donde:

$z_t$  profundidad de la grieta de tensión



**Figura 2.24.** Esquema de grieta de tensión en terraplén sobre suelo blando. Tomado de Almeida et al. (2010).

La presencia de grietas de tensión dificulta en forma considerable la confiabilidad de los análisis cuando no se tiene en cuenta este factor.

### 2.7.1.10 Terraplenes de prueba

En problemas relacionados con estabilidad de terraplenes sobre suelos blandos, las incertidumbres en cuanto a la resistencia del suelo se pueden superar

mediante la construcción de terraplenes de prueba. Estas pruebas también brindan información sobre la velocidad de respuesta de los suelos de cimentación.

A nivel local se realizó un terraplén de prueba en la obra de terraplenado del complejo industrial de Montes del Plata, en Punta Pereira (Gutiérrez et al, 2008). En este caso se quería estudiar entre otros aspectos la construcción del terraplén en capas de arena de 0,50m a 0,70m de espesor intercalando capas finas de limo (de 0,20m a 0,30m de espesor).

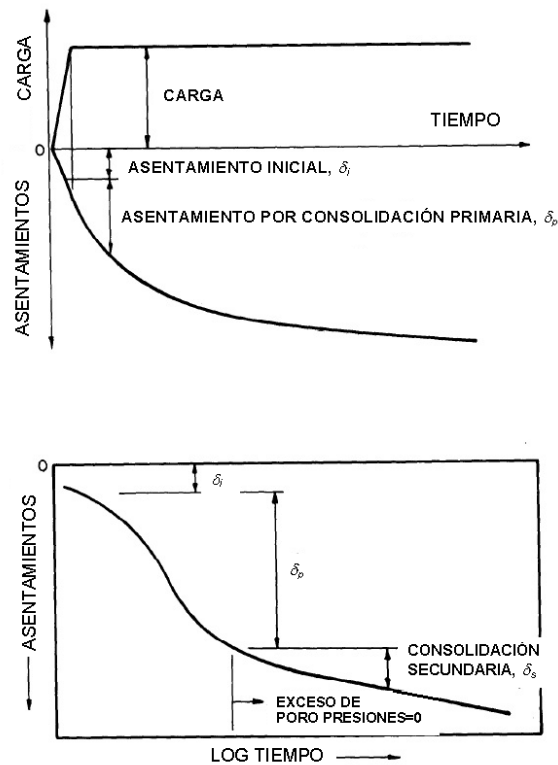
### 2.7.2 Asentamientos

Los asentamientos provocados por cargas superficiales, representados esquemáticamente en la Figura 2.25, se dividen usualmente en:

- **Asentamiento inicial:** Se debe al cambio en los esfuerzos cortantes en la masa de suelo. Ocurre con rapidez. El volumen del cuerpo que soporta la carga permanece virtualmente inalterado (a medida que el área cargada se asienta, la superficie alrededor de ésta se eleva en una cantidad que equilibra el volumen de hundimiento).
- **Compresión inmediata o inicial:** Se observa en suelos no saturados debida a una reducción rápida del volumen de vacíos (reducción de vacíos por expulsión del aire de los poros). Va acompañada de un rápido incremento de los esfuerzos efectivos.
- **Consolidación primaria:** Se debe a la reducción gradual del volumen de vacíos (reducción de vacíos por eliminación del agua de los poros) bajo esfuerzos efectivos variables. Es un cambio lento. A medida que avanza la consolidación, se disipan las presiones de poro. La consolidación primaria comienza justo después de la compresión inicial y termina, por definición, cuando las presiones de poro son insignificantes.



- Consolidación secundaria: La causa es la reducción gradual de volumen del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes. Se debe a la deformación lenta de los contactos entre las partículas (reacomodo de las partículas bajo tensión efectiva constante). Esta fase comienza cuando las presiones de poro se vuelven aproximadamente cero y se supone que continúa incluso por años.



**Figura 2.25.** Representación esquemática de los distintos tipos de asentamiento en función del tiempo. Adaptado de Rixner et al. (1986).

### 2.7.2.1 Asentamiento inicial

Este asentamiento es calculado por lo general con la teoría elástica por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{p}{E} (1 - \nu^2) bI \quad (2.15)$$

donde:

$\delta$  es el asentamiento bajo la parte central del terraplén

$p$  es la presión promedio ejercida sobre la superficie del suelo

$E$  es el módulo de Young

$\nu$  es la relación de Poisson

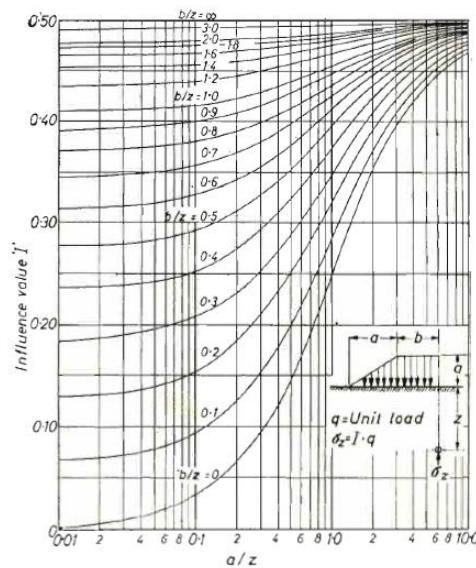
$b$  es el ancho del terraplén (medido entre los puntos medios de los taludes)

$I$  es un factor de influencia que depende de la geometría y de la relación de Poisson

La ecuación (2.15) se basa en un perfil semi-infinito de terraplén con propiedades de homogeneidad, isotropía y elasticidad y  $E$  único, suposiciones muy restrictivas.

Los valores de  $I$  pueden ser determinados según Steinbrenner (1934), para estratos de suelo de espesor finito, en función de  $\nu$  y de la geometría del terraplén.

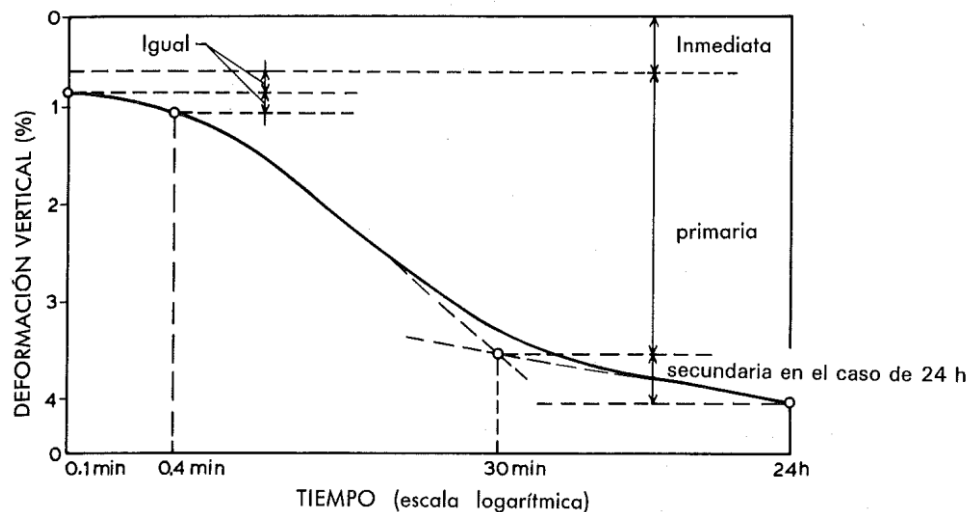
Osterberg (1957) presenta una gráfica con valores del factor de influencia en función de las variables geométricas de un terraplén trapezoidal (ver Figura 2.26).



**Figura 2.26.** Factores de influencia para carga trapezoidal. Tomado de Osterberg (1957).

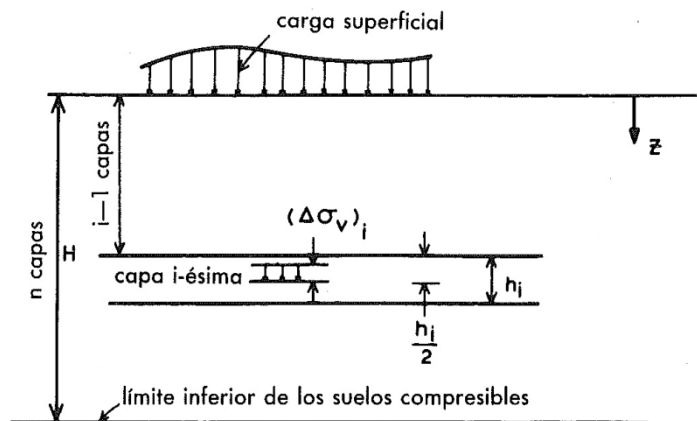
### 2.7.2.2 Compresión inmediata y consolidación primaria

La diferencia entre la compresión inmediata y la denominada consolidación primaria es que la primera ocurre rápidamente, mientras que la segunda ocurre lentamente. La compresión inmediata se debe a la expulsión instantánea del aire de los poros, y la consolidación primaria a la expulsión gradual del agua. La diferenciación entre las dos clases de compresiones tiene sentido sólo en los suelos no saturados; si los poros están llenos de agua, no se presenta la compresión inmediata. El prorrateo entre las dos compresiones se puede estimar según Lambe (1951), a partir de pruebas de consolidación en laboratorio graficadas en una escala logarítmica del tiempo, marcando arriba del inicio de la curva una distancia vertical igual a la distancia vertical entre los puntos de la curva que corresponden al inicio y al tiempo del inicio multiplicado por 4, ver Figura 2.27.



**Figura 2.27.** Curva de deformación en función del logaritmo del tiempo en una prueba de consolidación de una arcilla. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

El asentamiento de cualquier punto sobre la superficie del suelo será igual a la compresión de la columna de suelo debajo del punto. Si se considera que el perfil del subsuelo de espesor total  $H$  se compone de  $n$  capas, donde  $h_i$  es el espesor de la capa  $i$ -ésima (ver Figura 2.28):



**Figura 2.28.** División del perfil del subsuelo en elementos horizontales. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

$$H = \sum_{i=1}^n h_i \quad (2.16)$$

donde:

$h_i$  espesor de la capa  $i$ -ésima

$H$  espesor total de suelo compresible

y el asentamiento  $\delta$  será:

$$\delta = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i h_i \quad (2.17)$$

donde:

$\varepsilon_i$  deformación unitaria de la capa  $i$ -ésima

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i}{h_i} \quad (2.18)$$

Existen dos enfoques para el problema de determinar la deformación unitaria y calcular el asentamiento: encontrar el módulo de compresibilidad y hallar el coeficiente de compresibilidad.

### 2.7.2.3 Método del módulo de compresibilidad

La deformación vertical unitaria a largo plazo de cualquier suelo varía en proporción directa al cambio impuesto en el esfuerzo vertical de modo que la relación  $\Delta\sigma/\varepsilon$  es aproximadamente constante. El valor de esta relación, que se puede medir mediante pruebas de laboratorio, se conoce como módulo de compresibilidad ( $D$ ).

La deformación unitaria de la capa  $i$ -ésima, es igual a:

$$\varepsilon_i = \frac{(\Delta\sigma_v)_i}{D_i} \quad (2.19)$$

donde:

$\Delta\sigma_v$  es el cambio en el esfuerzo vertical en el espesor del elemento.

$D_i$  módulo de compresibilidad del elemento

Combinando las ecuaciones:

$$\delta = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_v)_i}{D_i} h_i \quad (2.20)$$

Si se considera que  $D$  es constante desde la superficie del terreno natural hasta la profundidad  $H$  y que el perfil del subsuelo se divide en capas de espesor infinitesimal:

$$\delta = \frac{1}{D} \int_0^H \Delta \dot{\sigma}_v dz \quad (2.21)$$

$\Delta \dot{\sigma}_v$  es proporcional a la presión superficial aplicada  $p$  y a la magnitud de la zona cargada, expresada mediante una dimensión característica  $b$  normalizada con respecto a la profundidad  $z$ . Por lo tanto:

$$\Delta \dot{\sigma}_v = p \frac{b}{z} I \quad (2.22)$$

donde:

$I$  es un factor de influencia que depende de la zona cargada y de la posición del punto cuyo asentamiento se busca. Por consiguiente:

$$\delta = \frac{pb}{D} \int_0^H I \frac{dz}{z} = \frac{pb}{D} f \quad (2.23)$$

Existen tablas y gráficos con valores de la integral  $f$  para casos típicos.

#### 2.7.2.4 Método del coeficiente de compresibilidad

Este método se basa en la teoría de que, en arcillas normalmente consolidadas, la relación de vacíos varía linealmente con el logaritmo del esfuerzo de consolidación (línea AB de la Figura 2.29). Esta teoría está respaldada por resultados experimentales y ha contribuido a la mecánica de suelos desde la década del 30. La resistencia también varía con la relación de vacíos,  $e$ , a lo largo

de una línea que en el caso de la misma arcilla es paralela a AB (línea CD de la Figura 2.29).

Tomando el valor absoluto de la pendiente de AB como  $C_c$ :

$$\Delta e = -C_c [\log(\sigma_{vo}^{\cdot} + \Delta\sigma_v^{\cdot}) - \log \sigma_{vo}^{\cdot}] = -C_c \log \frac{\sigma_{vo}^{\cdot} + \Delta\sigma_v^{\cdot}}{\sigma_{vo}^{\cdot}} \quad (2.24)$$

donde:

$e$  relación de vacíos

$e_0$  valor inicial de la relación de vacíos

$C_c$  coeficiente de compresibilidad

$\sigma_v^{\cdot}$  tensión efectiva vertical de consolidación

$\sigma_{vo}^{\cdot}$  tensión de consolidación por sobrecarga natural

Considerando para el volumen  $V$  la relación:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta e}{(1+e_0)} \quad (2.25)$$

donde:

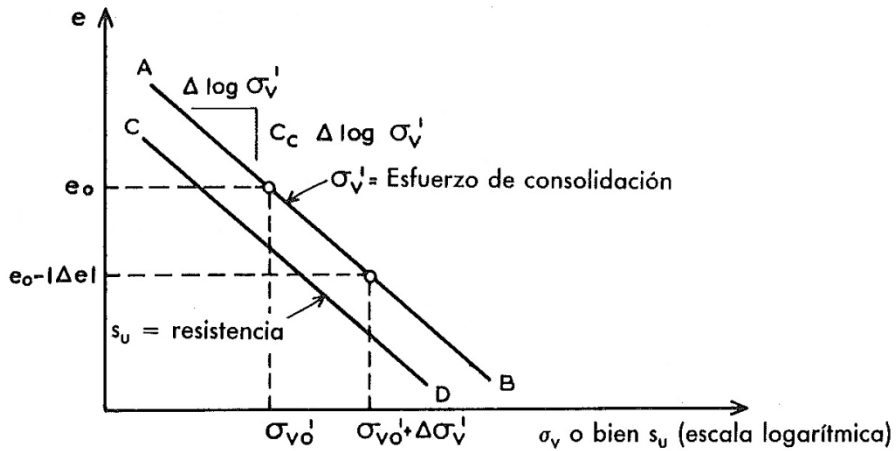
$V$  volumen del suelo

y que toda la disminución de volumen ocurre como resultado de una reducción de altura, entonces para cada elemento:

$$-\frac{\Delta V}{V} = \frac{-\Delta h_i}{h_i} = \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{vo}^{\cdot} + \Delta\sigma_v^{\cdot}}{\sigma_{vo}^{\cdot}} = \varepsilon_i \quad (2.26)$$

Por lo tanto:

$$\delta = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma_{vo}^{\cdot} + \Delta\sigma_v^{\cdot}}{\sigma_{vo}^{\cdot}} \right]_i \cdot h_i \quad (2.27)$$

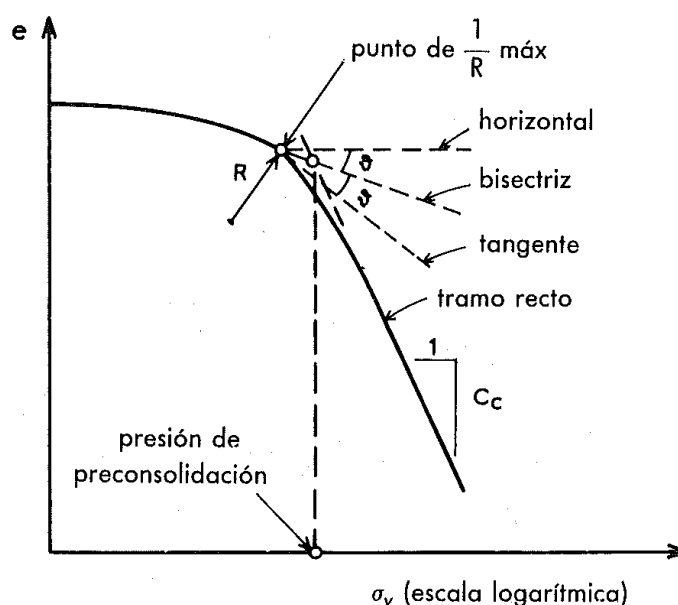


**Figura 2.29.** Diagrama  $e-\log \sigma'_v$  para arcilla normalmente consolidada. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

Este método y la gráfica  $e-\log \sigma'_v$  son esenciales para determinar la presión de preconsolidación que se supone es igual al esfuerzo máximo bajo el cual el suelo se consolidó en el pasado. De acuerdo al método de Casagrande (1936), esto se logra gráficamente (ver Figura 2.30):

- 1) encontrando el punto de máxima curvatura y trazando la bisectriz del ángulo formado por la horizontal y la tangente que pasan por ese punto,
- 2) prolongando la parte recta de la gráfica, y
- 3) encontrando la intersección de la bisectriz y la prolongación de la recta.





**Figura 2.30.** Método de Casagrande para estimar la presión de preconsolidación de arcillas a partir de la gráfica  $e-\log\sigma'_v$  de resultados de pruebas de consolidación. Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

### 2.7.2.5 Cálculo de los esfuerzos verticales

El cambio del esfuerzo vertical en el suelo compresible  $\Delta\sigma'_v$  se puede calcular con soluciones elásticas, con resultados satisfactorios aun en casos en que la zona de suelo que cede es marcada (situación más favorable que en el caso de esfuerzos cortantes cuyas soluciones elásticas no reproducen resultados reales luego de que el subsuelo comienza a ceder).

Teniendo en cuenta las hipótesis simplificativas al problema (propiedades del suelo constantes dentro de cada capa, propiedades del suelo no cambian con la variación del esfuerzo, se ignoran las fuerzas de fricción que se originan en la superficie del suelo original entre el suelo natural y el terraplén, se supone profundidad infinita), el cambio en el esfuerzo vertical se puede estimar mediante diversas gráficas para distintos casos como proponen Poulos et al. (1974).

### 2.7.2.6 Módulo de compresibilidad

Excepto las pruebas de campo a gran escala, la mejor manera de determinar  $D$  es efectuando pruebas de consolidación en laboratorio. Sin embargo hay correlaciones empíricas para estimar  $D$  que se podrían utilizar para cálculos preliminares aproximados del asentamiento, pero no para diseñar.

Existen correlaciones para estimar  $D$  a partir de pruebas de laboratorio (Stamatopoulos et al, 1973), pruebas de penetración del cono estático (Schmertmann 1970; OECD 1979), y ensayos de penetración estándar (Schultze et al. 1959; Parry 1971) para suelos arenosos.

### 2.7.2.7 Coeficiente de compresibilidad $C_c$

El método más seguro de obtener  $C_c$  es efectuando ensayos de consolidación.

Terzaghi et al. (1967) presentan una estimación empírica para el caso de arcillas normalmente consolidadas:

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad (2.28)$$

donde:

$LL$  límite líquido

A su vez existen otras estimaciones de  $C_c$  para diferentes tipos de suelo y correlaciones en función de la relación de vacíos y el contenido natural de agua (Al-Khafaji et al, 1992).

### 2.7.2.8 Predicción del tiempo

El cálculo de los asentamientos en función del tiempo, para casos de drenaje vertical, se realiza siguiendo la Teoría de Terzaghi (1943).

Según esta teoría el asentamiento en un determinado tiempo  $t$  se calcula multiplicando el asentamiento por consolidación primaria por el grado o porcentaje promedio de consolidación vertical,  $U$ , o sea:

$$\Delta h(t) = U \cdot \Delta h \quad (2.29)$$

donde:

$\Delta h(t)$  asentamiento primario para un determinado tiempo  $t$

$t$  tiempo

$U$  porcentaje promedio de consolidación vertical

$\Delta h$  asentamiento por consolidación primaria final

El porcentaje de consolidación  $U$  es función del factor de tiempo  $T_v$ . La Figura 2.31 muestra la variación de  $U$  con  $T_v$ .

El factor de tiempo  $T_v$  es función del coeficiente de consolidación  $c_v$  y de la distancia de drenaje  $H$  (la distancia de drenaje es igual al espesor de la capa de arcilla en caso de drenaje en una única cara, e igual a  $H/2$  en caso de una capa con drenaje en ambas caras):

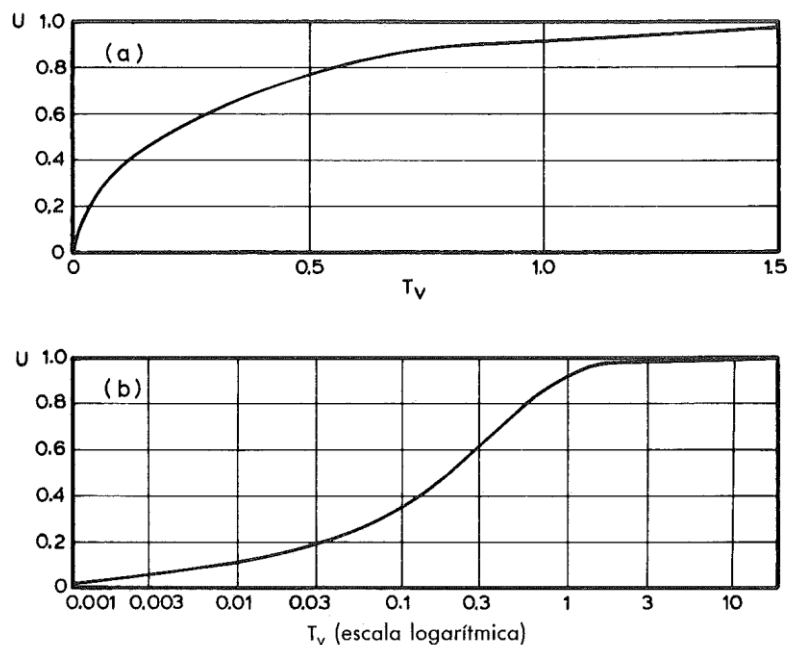
$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (2.30)$$

con

$$c_v = \frac{Dk}{\gamma_w} \quad (2.31)$$

donde:

- $T_v$  factor de tiempo para consolidación mediante drenaje vertical
- $H$  trayectoria máxima de drenaje en capa de arcilla en consolidación
- $c_v$  coeficiente de consolidación para drenaje vertical, siendo:
- $D$  módulo de compresibilidad
- $k$  coeficiente de permeabilidad del suelo
- $\gamma_w$  peso específico del agua



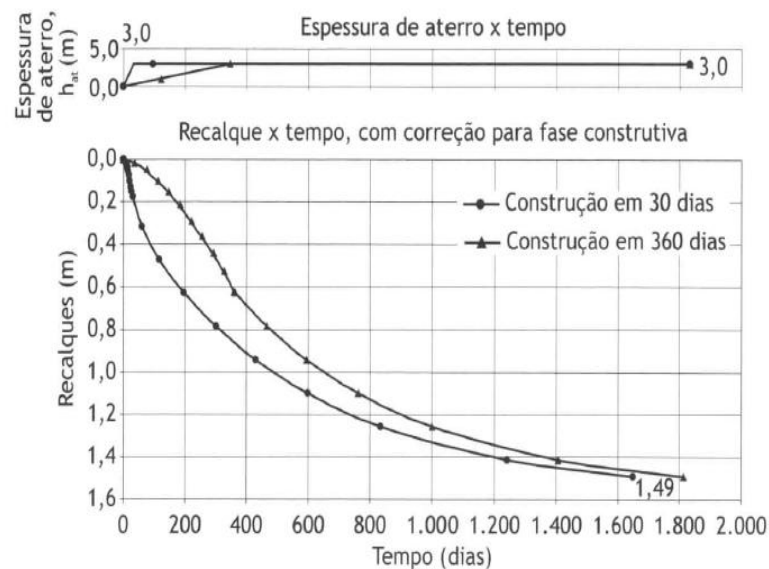
**Figura 2.31.** Correlación entre  $U$  y  $T_v$ : a) a escalas aritméticas, b) escalas aritméticas para  $U$  y logarítmica para  $T_v$ . Tomado de Stamatopoulos et al. (1990).

La determinación del valor  $c_v$  de proyecto es una cuestión importante para la estimación de la variación de los asentamientos con el tiempo. Se puede determinar mediante ensayos de consolidación en laboratorio, o estimar los valores de  $D$  (mediante ensayos de consolidación en laboratorio) y  $k$  (mediante pruebas de permeabilidad en campo) y asumiendo peso específico del agua  $9.81 \text{ kN/m}^3$ , que es la forma que mejor se ajusta a los problemas reales.

Los asentamientos en función del tiempo fueron estimados considerando una carga instantánea del terraplén (tiempo constructivo nulo). Pero usualmente en obras de grandes volúmenes el tiempo constructivo puede ser de algunos meses.

Para estos casos Terzaghi (1943) presenta un método empírico para corregir la curva de asentamiento instantáneo, admitiendo que el asentamiento es igual a aquel que ocurriría si fuese causado instantáneamente en la mitad del período constructivo  $t_c$ . Así, para un tiempo  $t_c$ , el asentamiento sería aquel que ocurriría en  $t_c/2$ . Para tiempos mayores que el final de la construcción,  $t_c$ , se obtiene la curva trasladando la curva de asentamientos instantáneos de un tiempo  $t_c/2$ . Para tiempos menores a  $t_c$ , este método admite que el asentamiento en un tiempo  $t$  para carga no instantánea es igual al asentamiento que ocurriría en un tiempo  $t/2$  y proporcional a la carga aplicada.

Almeida et al. (2010) presentan dos ejemplos de variación de asentamientos en función del tiempo para tiempos constructivos de 30 y 360 días (Figura 2.32).



**Figura 2.32.** Asentamientos en función del tiempo para cargas no instantáneas. Tomado de Almeida et al. (2010).

### 2.7.2.9 Consolidación secundaria

La curva asentamiento-logaritmo del tiempo (como la de la Figura 2.27) obtenida a partir de ensayos de consolidación, muestra la consolidación secundaria que se inicia en el tiempo indicado por la intersección de las prolongaciones de los segmentos rectos de la curva. De ahí en adelante, la gráfica se considera como una línea recta, lo que tradicionalmente se expresa como:

$$\delta = C_a \log \left( \frac{t}{t_0} \right) \cdot H \quad (2.32)$$

donde:

- $\delta$  es la compresión secundaria, en unidades de longitud
- $C_a$  es el coeficiente de compresión secundaria, igual a la deformación unitaria vertical por ciclo de logaritmo de tiempo (un ciclo es el intervalo entre dos tiempos en la razón 1:10), sin dimensiones.
- $t$  es el tiempo correspondiente a  $\delta$
- $t_0$  es el tiempo en el cual  $\delta = 0$
- $H$  es el espesor de la arcilla, en unidades de longitud.

La velocidad de desarrollo de  $\delta$  es:

$$\frac{d\delta}{dt} = \frac{0.434 C_a H}{t} \quad (2.33)$$

Se debe tener en cuenta que estas ecuaciones no contienen al esfuerzo vertical como factor.

### 2.7.2.10 Desplazamientos horizontales

En los bordes de un terraplén, donde no haya confinamiento lateral, los desplazamientos horizontales en los suelos de fundación pueden ser considerables.

Los desplazamientos horizontales máximos en arcillas pueden ser estimados a partir de correlaciones empíricas a partir de los asentamientos verticales máximos medidos en el eje del terraplén (ver esquema en Figura 2.33). Tavenas et al. (1979) correlacionaron el desplazamiento horizontal máximo con el asentamiento máximo:

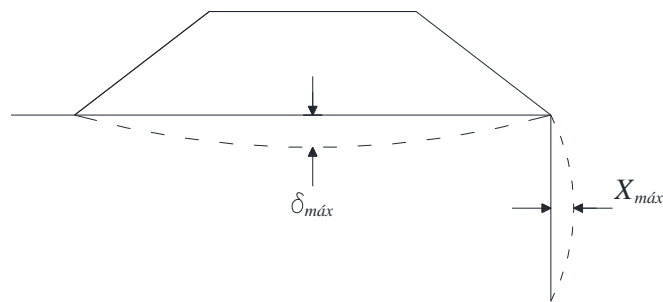
$$R = X_{m\acute{a}x} / \delta_{m\acute{a}x} \quad (2.34)$$

donde:

$R$  relación entre desplazamiento horizontal máximo y asentamiento máximo

$X_{m\acute{a}x}$  desplazamiento horizontal máximo

$\delta_{m\acute{a}x}$  asentamiento vertical máximo



**Figura 2.33.** Esquema de asentamientos verticales y desplazamientos horizontales.

Para terraplenes construidos en una etapa, los autores concluyen a partir del análisis de 14 terraplenes con taludes del orden de 1,5 a 2,4 (en horizontal):1,0

(en vertical), asentados sobre depósitos con  $OCR < 2,5$  y sin drenes verticales, que existen dos estados de comportamiento de carga:

a) parcialmente drenado: durante la fase inicial de carga los desplazamientos horizontales ocurren rápidamente y son, en principio, bastante menores a los asentamientos verticales, resultando la siguiente correlación:

$$R = X_{m\acute{a}x} / \delta_{m\acute{a}x} = 0.18 \text{ (desvío estándar de 0.09)}$$

b) no drenado: a medida que aumentan las tensiones efectivas con la carga, los desplazamientos horizontales pasan a ser del mismo orden que los asentamientos verticales, resultando una correlación de:

$$R = X_{m\acute{a}x} / \delta_{m\acute{a}x} = 0.9 \text{ (desvío estándar de 0.2)}$$

En la fase de consolidación, siguiente a la construcción, los autores concluyen, en base al análisis de 13 terraplenes, que el desplazamiento horizontal continúa aumentando linealmente con el asentamiento vertical, resultando una correlación de:

$$R = X_{m\acute{a}x} / \delta_{m\acute{a}x} = 0.16 \text{ (desvío estándar de 0.02)}$$

Estas correlaciones tienen aplicabilidad limitada a las condiciones de los casos estudiados. Ladd (1991) advierte apartamientos significativos en casos más complejos, en casos de existencia de drenes verticales, y principalmente en casos de cargas en etapas y fundaciones sobre grandes regiones de comportamiento plástico. Esto fue observado previamente también por Almeida (1984).



### 2.7.3 Comentarios sobre el proyecto

Una cuidadosa investigación geotécnica que analice los resultados de ensayos de campo y laboratorio resulta de fundamental importancia para un proyecto de terraplén, dada la incidencia de la estimación de los diferentes parámetros del suelo en los cálculos.

El análisis de estabilidad a través de los diversos métodos de equilibrio límite y métodos numéricos deben ser utilizados considerando las limitaciones propias inherentes a cada método. Actualmente se encuentran disponibles diversos programas geotécnicos computacionales comerciales en forma cada vez más amigable. En cualquier caso estos programas numéricos requieren parámetros realistas de los materiales, y se recomienda que sean preliminarmente validados con cálculos analíticos de teorías disponibles con soluciones probadas.

En general un factor de seguridad mínimo recomendado es de 1.5, siendo tolerables factores mayores o iguales a 1.30 en caso de construcciones en etapas en determinadas condiciones. Si el factor de seguridad calculado resulta demasiado bajo, pueden tomarse ciertas medidas como la construcción del terraplén en etapas, tender el talud del terraplén o construir bermas.

Es importante que los cálculos consideren las fuerzas de filtración dentro de los terraplenes ocasionadas por lluvias. Estos casos pueden hacer más complejo el estudio del proyecto. Un proyecto completo de terraplén puede requerir el estudio de redes de escurrimiento.

La importancia de los asentamientos y de los desplazamientos horizontales esperados por la ejecución de un terraplén, en especial sobre suelos arcillosos compresibles, amerita un estudio detallado de los mismos incluyendo su evolución en el tiempo. En virtud de las posibles discrepancias existentes entre el comportamiento previsto y el comportamiento real de campo se aconseja que el terraplén sea monitoreado para poder realizar los ajustes correspondientes durante el período de la obra.

Otro aspecto a considerar, es la evolución de los parámetros de los suelos con el tiempo. La variación de los parámetros del suelo en función de los tiempos constructivos o de las etapas del terraplén debe tenerse en cuenta en el proyecto.

Las incertidumbres en problemas complejos como en terraplenes sobre suelos blandos, a veces pueden superarse mediante la construcción de terraplenes de prueba.

# Capítulo 3

## Generalidades sobre el control de calidad

Para asegurar el correcto comportamiento de un terraplén es necesario un conjunto de actividades que abarcan todas las etapas del proyecto y construcción: desde la investigación geotécnica, selección de materiales, diseño, procedimientos constructivos, ejecución, monitoreo y el producto terminado. Por ello los programas de calidad tienen muchas facetas.

La importancia del aseguramiento de la calidad surge como experiencia de la gran cantidad de fallas registradas en diversos terraplenes.

Actualmente las estrategias y prácticas usuales emplean un amplio rango de métodos, procedimientos y criterios para asegurar la calidad en terraplenes.

Los programas de aseguramiento de la calidad varían totalmente en cada país. También difieren significativamente entre instituciones u organismos dentro de un mismo país, e incluso varían frecuentemente dentro de la misma institución.

En Uruguay el control de terraplenes ha sido aleatorio, dependiendo muchas veces de las exigencias del propietario y de la tecnología disponible de la empresa constructora.

Para uniformizar criterios sobre algunos términos usados habitualmente en el tema de aseguramiento de la calidad se pueden definir esquemáticamente los siguientes términos, adaptados del Glossary of Highway Quality Assurance Terms de la Transportation Research Board (2009):

- Aseguramiento de la calidad – QA, del inglés Quality Assurance. Todas las acciones planificadas y sistemáticas necesarias para proporcionar confianza de que un producto o instalación se comportará satisfactoriamente en servicio. Está dirigida a todos los problemas de obtención de calidad de un servicio, producto o instalación de la manera más eficiente, económica y satisfactoria posible. En este amplio contexto, el aseguramiento de la calidad involucra evaluación continua de las actividades de planificación, diseño, desarrollo de planes y especificaciones, advertencias y sanciones a los contratistas, construcción, mantenimiento, y la interacción entre estas actividades.
- Control de calidad – QC, del inglés Quality Control. Se le llama proceso de control. Aquellas acciones y consideraciones necesarias del QA para evaluar y ajustar la producción y los procesos constructivos así como para controlar el nivel de calidad del producto final.
- Aceptación – proceso de decidir, a través de inspecciones, si se acepta o rechaza un producto, incluyendo qué factor de pago se aplicará.
- Aseguramiento independiente – IA, del inglés Independence Assurance. Requiere de una tercera parte, que no sea directamente responsable del proceso de control o aceptación, para proporcionar una evaluación independiente del producto o de la confianza de los resultados de las pruebas, o ambas, obtenidas del proceso de control y aceptación. Provee una evaluación imparcial del sistema de QA y garantiza la efectividad y competencia del control de calidad y el proceso de aceptación.
- Calidad - Grado de excelencia de un producto o servicio. Grado en que un producto o servicio satisface las necesidades de un cliente específico. Grado en que un producto o servicio cumple con un requisito dado.

A su vez la norma UNIT-ISO 9000:2005 define en términos generales la calidad como “grado en el que un conjunto de características inherentes cumple

con los requisitos”, entendiéndose por requisito “necesidad o expectativa establecida, generalmente implícita u obligatoria”.

A partir de esta definición, la norma UNIT-ISO 9001:2008 propone un enfoque de la gestión de la calidad basada en un sistema conformado por múltiples elementos, interrelacionados entre sí (o que interactúan), y cuya gestión de manera definida, estructurada y documentada, debe permitir lograr un nivel de calidad que alcance la satisfacción del cliente, objetivo final del modelo.

Estos elementos son los diversos procesos que se llevan a cabo dentro de una organización (empresa, organismo público, asociación, etc.), sea cual sea su actividad, su tamaño o ubicación geográfica. La concepción de proceso no se limita únicamente al proceso de producción sino que puede aplicarse igualmente al resto de procesos que se desarrollan en la empresa. Así, podríamos definir los procesos de diseño, compras, planificación, control de calidad, gestión de recursos humanos, mantenimiento, etc.

Por tanto, según este modelo, se trata de identificar qué procesos tienen lugar en una organización, y cómo se relacionan entre sí (ya que, a menudo, la salida de un proceso se convierte en la entrada de otro proceso), para a continuación, definir cómo deben llevarse a cabo estos procesos (los procedimientos de trabajo) para alcanzar unos determinados objetivos, centrados todos ellos en la satisfacción del cliente.

Para el caso de terraplenes, dada la variabilidad de los suelos que pueden encontrarse en cada lugar y las particularidades de la obra, los programas de calidad resultan muy diversos y dependerán de cada proyecto en particular.

En general un programa de aseguramiento de la calidad efectivo incluye tres partes: el control de calidad, el proceso de aceptación, y la auditoría (o aseguramiento) independiente. En general cada agencia u organización difiere en la manera de conducir estas funciones.

Según la TRB (Transportation Research Board, 2005) de los Estados Unidos el concepto actual de QA es que el control de calidad sea de responsabilidad del contratista, la aceptación sea de responsabilidad de la institución u organismo (aunque esta responsabilidad puede implicar resultados de las pruebas del contratista), y el IA sea realizado por una organización independiente poniendo énfasis en este aspecto.

#### **Control de Calidad**

Originalmente las agencias estipulaban los trabajos y monitoreaban las operaciones, generando una combinación de QC y de aceptación (aunque estos términos no se usaban). En la actualidad estas funciones se encuentran separadas.

Actualmente en algunos casos el QC es realizado por el contratista y en otros casos por la institución. Independientemente de ello, la función de QC es la misma, es decir evaluar y ajustar la producción y los procesos constructivos para controlar el nivel de calidad del producto final.

La conveniencia de que el QC lo desarrolle el contratista se basa en dos razones principales. La primera es que si la institución controla el proceso del contratista puede quedar implícitamente involucrada en la aceptación del producto. La segunda razón es que la manera más natural de controlar el personal de producción, el equipamiento y la producción es el propio contratista.

Cuando la responsabilidad del QC se traslada al contratista, el concepto y el propósito del QC a menudo se confunden. Sin embargo, la clave del QC es el control, no la aceptación.

En el control de calidad es importante desarrollar un plan. Es importante que el plan refleje el propósito del control de calidad, o sea que pueda medir las características de calidad e inspeccionar las actividades que afectan a la producción en un momento en que se puedan tomar medidas correctivas para evitar no conformidades futuras. Por esto, la elección de los parámetros de calidad que mejor controlen el proceso es un aspecto importante.

Dentro de los aspectos a tener en cuenta en el plan de QC hay que considerar los requerimientos de personal técnico y laboratorios especializados.

Los métodos de control clásicos en general resultan caros y lentos. Con la tecnología disponible en la actualidad se abre la posibilidad de generar una mayor cantidad de ensayos, más rápidos y económicos. Esto ha permitido mejorar rendimientos de los ensayos, extender los datos, y poder utilizar la herramienta estadística en el control de calidad.

El uso de nuevas tecnologías amplía las posibilidades de ensayos. Sin embargo resulta necesario y fundamental realizar calibraciones previas con ensayos clásicos y directos.

#### **Aceptación**

El propósito de la aceptación es la evaluación de la calidad del producto y, en su caso, establecer el pago. Esto parece ser un objetivo sencillo, pero, en realidad, la aceptación es una función de varias facetas. Algunas de las consideraciones que intervienen en la función de la aceptación son:

- los procedimientos de aceptación y requisitos,
- las medidas de calidad utilizadas,
- posible uso de los resultados de las pruebas o ensayos del contratista en la decisión de aceptación,
- las pruebas de verificación cuando son utilizados los resultados de las pruebas de los contratistas,
- riesgos para la agencia y el contratista.

#### **Auditoría independiente**

La auditoría independiente es utilizada en dos contextos diferentes. Algunos organismos lo utilizan para proporcionar una evaluación independiente de las pruebas obtenidas en el proceso de control de calidad y aceptación. Otros organismos lo utilizan con un enfoque más amplio, para suministrar una

evaluación independiente del producto y de la confianza de los resultados de las pruebas obtenidas en el proceso de control de calidad y aceptación. Como evaluación independiente, complementa las funciones de control de calidad y aceptación. Implica un programa de muestreo, pruebas, ensayos y observaciones separado y diferente de los anteriores.

#### **Programas de aseguramiento de la calidad en terraplenes**

Los programas de QA utilizados en el control y aceptación de suelos y terraplenes tienden a diferir de aquellos programas relacionados con otros materiales o rubros de la construcción. En general los programas de QA para suelos y terraplenes no son tan rigurosos comparándolos con otros rubros de la construcción, debido a su gran variabilidad.

Las propiedades de los suelos y terraplenes en general no se describen apropiadamente por parámetros estadísticos, debido a su alto grado de heterogeneidad, por lo que resulta muchas veces difícil utilizar especificaciones basadas en estadísticas.

McMahon et al. (1969) indican que la variabilidad del propio material impide el uso de la desviación estándar en general como una medida de desempeño de los contratistas. En la medida que la composición del material es variable, los resultados de la compactación de dicho material también resultan variables.

Sherman et al. (1966) indican que sería extremadamente difícil preparar especificaciones de compactación de terraplenes basadas completamente en consideraciones estadísticas. La variación en la distribución estadística de los valores de compactación relativa puede ser muy amplia dependiendo del control de humedad, uniformidad del esfuerzo de compactación, la variación del suelo, la susceptibilidad del suelo al esfuerzo de compactación, etc.. Cualquier especificación debería considerar esta variación potencial de proyecto a proyecto, particularmente por la variación del suelo. Los resultados de sus estudios indican



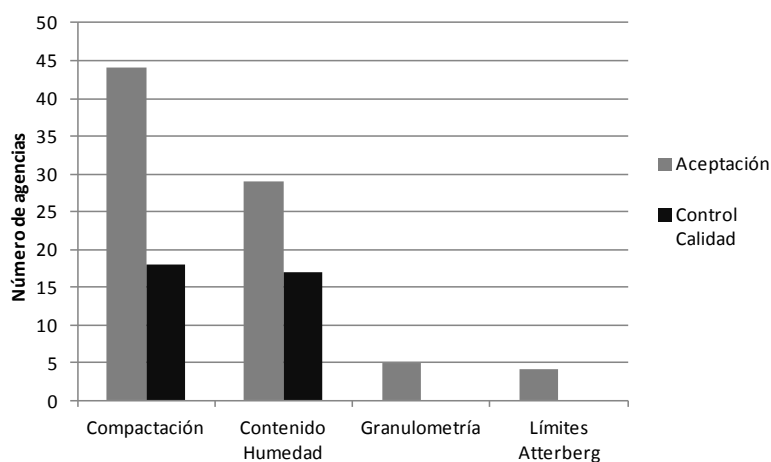
que la adopción de especificaciones puramente estadísticas para compactación requeriría un incremento en la cantidad de ensayos, utilizando métodos de ensayos rápidos, como ensayos con equipos nucleares. Sherman et al. (1966) indican cómo la variabilidad puede diferir de un suelo a otro.

La TRB (2005) realizó estudios sobre los métodos y procedimientos usados por las agencias gubernamentales de Estados Unidos (45 agencias estatales y federales) y Canadá (5 agencias de diferentes provincias).

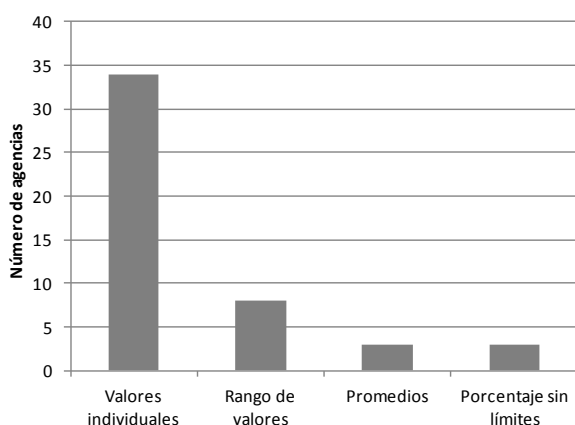
Los parámetros más usados en las 45 agencias estudiadas de Estados Unidos para el control de calidad de suelos y terraplenes son la compactación y el contenido de humedad (18 agencias utilizaban la compactación y 17 el contenido de humedad). Ver Figura 3.1.

Los parámetros más usados para la aceptación de suelos y terraplenes, como puede verse en la Figura 3.1, también son la compactación y el contenido de humedad. De las 45 agencias estudiadas, 44 utilizan criterios de aceptación basados en la compactación y 29 en contenidos de humedad. Otros parámetros menos usados para la aceptación son la granulometría, los límites de Atterberg, la clasificación de suelo AASHTO, peso unitario máximo, y cambio de volumen. Por otro lado, como puede verse en la Figura 3.2, la mayoría de las agencias utilizan valores individuales para la aceptación de suelos y terraplenes. Sin embargo algunas agencias usan rangos de valores, y un número menor de ellas utilizan valores medios, o valores porcentuales sin límites.

La totalidad de las agencias estudiadas utilizan el criterio clásico de aceptación-rechazo en el caso de suelos y terraplenes, en lugar de procedimientos más modernos de pagos ajustados a la calidad del producto.



**Figura 3.1.** Parámetros usuales para control de calidad y aceptación en suelos y terraplenes. Tomado de TRB (2005).



**Figura 3.2.** Medidas utilizadas para la aceptación de suelos y terraplenes. Tomado de TRB (2005).

El estudio sobre las prácticas de QA en Canadá para suelos y terraplenes concluye que son similares a las de Estados Unidos.

A continuación se resumen diferentes ensayos disponibles en el control de terraplenes. Estos ensayos y controles se realizan en las diferentes etapas del proyecto, ya sea previo a la construcción del terraplén, durante la obra, y posterior a la misma.

### **3.1 Investigación geotécnica**

La programación de las investigaciones geotécnicas y su realización componen la primera etapa del proyecto de una obra geotécnica, en especial para conocer el lugar de implantación del terraplén y eventualmente los suelos de las proximidades que puedan servir para su construcción.

En general la investigación comienza con un reconocimiento inicial de los suelos, por medio de mapas geológicos, cartas geotécnicas, fotografías aéreas, actualmente plataforma Google Earth y estudio de bancos de datos de investigaciones realizadas en áreas próximas.

Las fases siguientes consisten en la realización de investigaciones preliminares, y en forma progresiva en investigaciones complementarias y más detalladas.

Las investigaciones preliminares se orientan principalmente a la determinación de la estratigrafía del área de estudio, y son realizadas mediante perforaciones o sondajes a percusión. Una buena herramienta para la evaluación de perfiles estratigráficos de grandes áreas son los métodos geofísicos.

En una fase posterior se ejecutan las investigaciones complementarias, ya sea de campo y/o de laboratorio, con el objetivo de definir los parámetros geomecánicos, objetivando los cálculos de estabilidad y asentamientos.

#### **3.1.1 Investigación preliminar**

La investigación preliminar consiste en general en la ejecución de sondeos a percusión con ensayos de penetración estándar (SPT), con el objetivo de definir los tipos de suelo, el espesor de las capas y el perfil geotécnico.

En esta etapa es común la recolección de muestras para caracterización de los suelos. En general se realizan ensayos posteriores en laboratorio para

determinación de humedades naturales, límites de Atterberg, granulometría, y posteriormente clasificación de suelos.

### 3.1.2 Investigaciones complementarias

Estas investigaciones más detalladas, con ensayos de campo y de laboratorio, intentan obtener los parámetros geotécnicos propiamente dichos.

Los ensayos de campo y laboratorio son complementarios. Ambos presentan ventajas y desventajas. El Cuadro 3.1 presenta un resumen con ventajas y desventajas de ensayos de laboratorio y de campo aplicado a arcillas blandas. El Cuadro 3.2 presenta características generales de diferentes ensayos.

La investigación geotécnica en el caso de terraplenes puede estar orientada también, dependiendo de la obra y de la disponibilidad de materiales, a la selección de suelos para la construcción del propio terraplén.

Los resultados de la investigación permitirán desarrollar las etapas finales del proyecto de terraplén.

**Cuadro 3.1.** Ventajas y desventajas de ensayos de laboratorio y de campo aplicados a arcillas blandas. Tomado de Almeida (1996).

Tipo de ensayo	Ventajas	Desventajas
Laboratorio	Condiciones de contorno bien definidas	Perturbación en suelos arcillosos durante el muestreo y moldeo
	Condiciones de drenaje controladas	Poca representatividad del volumen ensayado
	Trayectorias de tensiones conocidas durante el ensayo	En condiciones análogas en general es más caro que el ensayo de campo
	Naturaleza de suelo identificable	
Campo	Suelo ensayado en su ambiente natural	Condiciones de contorno mal definidas, excepto con el presiómetro autoperforante
	Medidas continuas con la profundidad (CPT, piezocono)	Condiciones de drenaje desconocidas
	Mayor volumen de suelo ensayado	Grado de perturbación desconocido
	Generalmente más rápido que ensayo de laboratorio	Naturaleza de suelo no identificada (excepto sondajes a percusión)

**Cuadro 3.2.** Características generales de ensayos de laboratorio y de campo, parámetros obtenidos y recomendaciones. Tomado de Almeida et al. (2010).

Ensayo	Tipo	Objetivo del ensayo	Principales parámetros obtenidos	Otros parámetros	Observaciones y recomendaciones
Laboratorio	Caracterización completa	Caracterización general del suelo; interpretación de los demás ensayos	$w_n$ , LL, LP, G <sub>s</sub> , curva granulométrica	Estimación de compresibilidad	Se recomienda la determinación del contenido de materia orgánica en suelos muy orgánicos y turbas
	Ensayos de consolidación	Cálculo de asentamientos y asentamientos vs. tiempo	C <sub>c</sub> , C <sub>s</sub> , tensión de sobreconsolidación	Módulo edométrico, C <sub>a</sub>	Esencial para calcular la magnitud y velocidad de asentamientos; puede ser sustituido por ensayo de consolidación
	Triaxial UU	Cálculos de estabilidad (S <sub>u</sub> es afectada por la	S <sub>u</sub>		Más afectado por la perturbación que el ensayo CU
	Triaxial CU	Cálculos de estabilidad; parámetros para cálculos de deformaciones 2D (MEF)	S <sub>u</sub> , c', φ'	E <sub>u</sub>	Ensayo de consolidación anisotrópica es el más indicado
Campo	Veleta	Cálculos de estabilidad	S <sub>u</sub> , sensibilidad de la arcilla	OCR	Esencial para determinar la resistencia no drenada de la arcilla
	Piezocono (CPTu)	Estratigrafía; asentamientos vs. tiempo (a partir de ensayo de disipación)	Estimación de perfil de S <sub>u</sub> , c <sub>h</sub> (c <sub>v</sub> )	Perfil de OCR, K <sub>o</sub> , módulo edométrico, sensibilidad de la arcilla	Ensayo recomendado por la favorable relación costo/beneficio
	Penetrómetro T <sub>bar</sub>	Resistencia no drenada	Estimación de perfil de S <sub>u</sub>		No requiere corrección de poropresiones; más usado comúnmente en offshore
	Dilatómetro	Ensayo complementario, general	S <sub>u</sub> , OCR, K <sub>o</sub>	c <sub>h</sub> , módulo edométrico	Poco común en arcillas muy blandas
	Presiómetro	Ensayo complementario, general	S <sub>u</sub> , módulo cisalante	c <sub>h</sub>	Poco común en arcillas muy blandas

Los ensayos de campo más usuales a nivel mundial (además del SPT) son los ensayos de penetración estática (CPT) o piezocono y veleta (Vane Test). Otros ensayos son el ensayo presiométrico y dilatométrico.

Los ensayos de laboratorio comprenden la caracterización completa del suelo, que incluye un análisis granulométrico, límites de Atterberg, determinación de la masa específica de los granos, y ensayos más complejos como triaxiales y de consolidación o edométricos. En algunos casos puede ser necesaria la determinación del porcentaje en peso de materia orgánica. En algunas regiones con suelos expansivos como en el caso de algunas zonas de Uruguay son comunes los ensayos de expansión. Los ensayos de laboratorio pueden complementarse con ensayos de dispersividad, si bien no hay registros de casos problemáticos con suelos dispersivos en Uruguay.

Existe gran variedad de normas sobre recomendaciones de investigaciones geotécnicas, donde se establecen los alcances, densidad, cantidades y profundidades de estudios.

#### **3.1.3 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)**

El ensayo de penetración estándar (SPT, del inglés, Standard Penetration Test) es una de las herramientas de investigación de campo más populares, sencillas y económicas, utilizadas en todo el mundo para la determinación de la resistencia, densidad o consistencia de los suelos. Consiste en medir la resistencia del terreno frente a la penetración de un elemento normalizado (sacamuestras), hincado mediante sucesivos golpes.

Surge de la idea de un viejo sondista quien propuso a Terzaghi en 1925 registrar el número de golpes necesarios para hincar un pie (0.30m) el sacamuestras que utilizaba habitualmente.

Desde 1958 el ensayo SPT está normalizado por la ASTM a través de la norma D1586, siendo comunes en todo el mundo los métodos de diseño de fundaciones, tanto directas como profundas basados en los resultados de este ensayo.

El procedimiento del ensayo consiste en la hinca de un sacamuestras patrón, generalmente llamado “cuchara de Terzaghi”, en el fondo de la excavación, usando una masa de 63.5kg, cayendo desde una altura de 0.76m. Durante el ensayo se registra el número de golpes necesarios para hincar el sacamuestras tres tramos de 0.15m. La suma del número de golpes para el hincado del segundo y tercer tramo se denomina el valor de penetración estándar o más comúnmente N.

La ejecución del ensayo requiere la realización de una perforación que avanza en forma paralela a la ejecución del ensayo, que permite acceder a la cota de ensayo. En nuestro país la perforación se realiza generalmente mediante

métodos manuales, utilizando la llamada “pala americana”; también existen en el país equipos de perforación mediante circulación de agua que utilizan el llamado “trépano de lavado” como herramienta de perforación. La perforación debe avanzar en forma incremental, generalmente de metro en metro, para permitir la realización del ensayo SPT y la toma de muestras para descripción del perfil de suelo. Las muestras extraídas son utilizadas para ensayos de humedad natural, caracterización (límites de Atterberg, granulometría) y clasificación en laboratorio.

Nuestro país no cuenta con una norma específica en relación al ensayo y generalmente se siguen los lineamientos de la norma ASTM.

Los resultados de los ensayos SPT tienen gran dispersión (ver norma ASTM, Precision and Bias). Resultados de ensayos realizados siguiendo las recomendaciones de las normas y de la buena práctica presentan muchas veces diferentes valores en un mismo lugar. Los principales factores tienen que ver con el método de perforación, equipamiento y procedimiento de ensayo.

Según Schnaid (2000) los factores relacionados con la técnica de perforación son los más importantes, pudiéndose destacar el método de estabilización (perforación revestida y no llena totalmente con agua, uso de bentonita, revestimiento hincado más allá del límite, ensayo realizado dentro de la zona revestida).

La influencia del equipamiento se relaciona con la energía transferida al sacamuestras en el proceso de hinca. Actualmente, la práctica a nivel internacional recomienda la medida de la energía entregada, siendo la norma ASTM 4633-10 la indicada para tal finalidad. En nuestro país no es habitual su aplicación.

La variabilidad de resultados que presenta el ensayo SPT ha preocupado desde hace muchos años a los ingenieros geotécnicos, motivando la creación de varios ensayos de campo diferentes. Existen países como Francia, propulsor del presiómetro, u Holanda, creador del Cone Penetration Test, que prácticamente han erradicado el SPT de su práctica de ingeniería. Pero salvo contadas excepciones

ninguno de estos ensayos alternativos ha logrado realmente sustituir internacionalmente al SPT, por una razón muy sencilla: su simplicidad, tanto de ejecución como de interpretación.

Las correlaciones existentes con el SPT de origen empírico son obtenidas en general en condiciones particulares y específicas, con la expresa limitación de su uso por parte de los autores (Schnaid, 2000), pero acaban siendo extrapoladas en la práctica, muchas veces en forma indiscriminada y en forma inapropiada.

#### **3.1.4 Ensayo de Penetración Estática (CPT)**

El ensayo de penetración estática o de cono (CPT, del inglés Cone Penetration Test), conocido también como ensayo de cono holandés, consiste en la hincas a velocidad suficientemente reducida y constante (de 1 a 2cm/s) de una varilla cilíndrica con una punta cónica, midiendo la resistencia a la penetración en el terreno.

Durante el ensayo se mide la resistencia a la penetración total del cono y/o la resistencia a la fricción lateral local en un manguito de fricción. Además, algunos equipos denominados piezoconos, pueden medir durante la penetración, a través de un sensor situado en el cono, la presión intersticial existente en el contacto entre el suelo y la punta del penetrómetro (ensayos denominados CPTu).

Hay distintos tipos de equipos que varían según su capacidad de empuje y forma de las puntas. Existen normativas en varios países sobre la ejecución del ensayo como la ASTM D3441-05 (para conos mecánicos) y ASTM D 5778-12 (para conos de fricción electrónicos y piezoconos).

En general los resultados de resistencia se presentan en gráficos en función de la profundidad.

Hay varias correlaciones entre estos ensayos y las distintas propiedades geotécnicas del suelo. Sin embargo, al no poder obtenerse muestras de suelo a



través de este ensayo, por lo general se complementan con otros trabajos que lo permitan.

En Uruguay no es común el uso de este tipo de ensayos.

#### **3.1.5 Ensayo de veleta (Vane Test)**

El ensayo de veleta conocido como Vane Test consiste en hincar en el terreno, a la profundidad deseada, un molinete constituido por cuatro placas de acero ortogonales y aplicar un par de torsión hasta que el suelo falle a cortante a lo largo de una superficie cilíndrica. El par medido proporciona la resistencia al corte sin drenaje del suelo.

El ensayo está normalizado con la norma ASTM D-2573-08.

Se utiliza comúnmente para la medición de resistencia al corte en arcillas blandas y depósitos orgánicos. Los resultados pueden verse afectados por la presencia de capas de grava, raíces, o arena.

Como el cizallamiento es relativamente rápido, el agua no tiene tiempo a ser evacuada y se trata entonces de un ensayo no consolidado y no drenado.

La resistencia al corte en estos ensayos puede ser sobreestimada en el caso de arcillas de alta plasticidad, por lo que deben aplicarse factores de corrección (Bjerrum 1972, 1973).

En Uruguay no es habitual el uso de este tipo de ensayos.

#### **3.1.6 Ensayo presiométrico y dilatométrico**

El ensayo presiométrico es un ensayo de carga-deformación, que se realiza en el interior de un sondeo de diámetro convencional, y consiste en aplicar escalonadamente una presión radial, mediante una sonda dilatante, en el interior del sondeo, midiendo el desplazamiento que se induce en el terreno circundante. Una vez alcanzada la presión máxima admisible se procede a descargar el presiómetro, de forma escalonada, midiendo las deformaciones durante la

descarga. La presión se aplica a través de una camisa de caucho por medio de agua o gas.

Dependiendo del tipo de terreno ensayado se obtiene la curva de presión-deformación, en la que se distingue una fase inicial o puesta en contacto de la sonda con las paredes del sondeo, una fase elástica lineal que representa el comportamiento elástico del suelo, y una plástica o de deformación irrecuperable. Además, la interpretación de la curva presiométrica permite obtener aproximadamente ciertos parámetros del suelo

El ensayo dilatométrico constituye una adaptación del presiómetro para su aplicación en rocas, y en consecuencia, funciona bajo el mismo principio.

A diferencia de la gran mayoría de suelos, los macizos rocosos son discontinuos y anisótropos, lo que condiciona en gran medida su deformabilidad, por lo que el ensayo dilatométrico suele medir la deformación en seis direcciones a lo largo de tres diámetros.

También existen correlaciones desarrolladas para estimar parámetros del suelo estudiado.

Estos ensayos no son utilizados prácticamente en Uruguay.

#### **3.1.7 Ensayos de laboratorio**

Para la investigación geotécnica en terraplenes los ensayos de laboratorio incluyen por lo general una caracterización del suelo mediante análisis granulométrico y límites de Atterberg. A partir de allí se procede a la clasificación de suelos según los diferentes sistemas como se describe en el Capítulo 2 (numeral 2.2).

En función de los resultados y a medida que se intensifican los estudios pueden realizarse ensayos de determinación de la masa específica de los granos, del porcentaje en peso de materia orgánica, y ensayos más complejos como triaxiales y de consolidación o edométricos. Con estos ensayos se obtienen

parámetros medidos directamente, y no estimados a través de correlaciones, para su utilización en los cálculos del proyecto de estabilidad y asentamiento

Dadas las características de algunas zonas de nuestro país, con suelos expansivos, en algunos casos se suele incluir además de los ensayos mencionados, ensayos de expansión tales como el ensayo de expansión libre y ensayos de tensión máxima de expansión (ensayo Lambe).

### **3.2 Ensayos durante la construcción del terraplén**

Una vez definido el proyecto, el procedimiento constructivo, y los bancos de materiales a utilizar en la obra, en general se realizan diversos controles durante la construcción del terraplén.

En primer lugar, sobre los materiales seleccionados para la construcción del terraplén se verifican y controlan las exigencias del proyecto y la normativa utilizada, según lo descrito en el Capítulo 2 (numerales 2.2 y 2.3). Los ensayos más usados sobre los materiales a ser utilizados en obra son: límites de Atterberg, granulometría, ensayos Proctor y ensayo CBR.

Por lo general los controles de disposición de los materiales en obra, durante la ejecución del terraplén se centran en la densidad, humedad y la capacidad portante.

Los controles de compactación se efectúan a través de determinaciones in situ en el relleno compactado, comprobando que cada capa cumple las condiciones de densidad seca y humedad establecidas en el proyecto de terraplén y normas correspondientes.

Para determinar la densidad en obra se utiliza el método clásico del cono de arena. También se dispone de métodos que implican menores tiempos de

ensayo. Los ensayos de compactación (Proctor Normal y Proctor Modificado) son el respaldo de laboratorio del control en campo.

Por otro lado los controles durante la obra de terraplenes implican verificar las características de deformabilidad y capacidad portante para asegurar un comportamiento adecuado del relleno.

Para la capacidad portante se suele utilizar el ensayo CBR, placas de carga y ensayo de la huella. Actualmente existen equipos para ensayos de placa dinámicos que permiten realizar un gran número de ensayos, recomendándose su calibración y contraste con ensayos de placa tradicionales.

A nivel general para el control de la compactación de un terraplén se pueden emplear dos métodos: el control del procedimiento, y el control del producto terminado.

El control del procedimiento consiste en controlar la forma en que se va a ejecutar la compactación fijando, según las características del suelo y del tipo de maquinaria a emplear, que deberá ser establecida, cuál es el espesor de las capas y cuál es el número de pasadas que se deben efectuar hasta dar por terminada la compactación. Para los defensores de este método, el control del proceso de ejecución del terraplén, olvidando el producto terminado, garantiza unos buenos resultados finales. A su vez, la dificultad de establecer unas especificaciones del producto terminado que sean válidas para todos los materiales y que no vayan a dejar fuera de normas a materiales locales y que se utilizan frecuentemente con éxito, es otro motivo para su empleo. Además, el aumento de prestaciones que ha habido en la maquinaria de compactación hace, en algunos casos, que sea prácticamente imposible al laboratorio de control el seguir de forma adecuada el ritmo de dicha maquinaria.

Como muestra de este tipo de control existen recomendaciones francesas como la del LCPC y SETRA (1992), que parten de una clasificación de los suelos en función de la granulometría, forma de las partículas y naturaleza del suelo. A continuación, definen, en función de la naturaleza del suelo y de la situación

meteorológica, las condiciones de utilización y las actuaciones necesarias a realizar antes de su utilización y que pueden ser acciones tales como extracción del material en capas delgadas, definición del grado de compactación, reducción de la humedad por oreo, etc. Por último, los equipos de compactación también son objeto de clasificación en función de su tipo y de su potencia. Definido el material, las actuaciones necesarias a realizar para su puesta en obra y el equipo compactador que se va a utilizar, existen tablas que, en función de la utilización de la capa, indican para un espesor fijo de la capa, el número de pasadas, la velocidad del equipo, etc.

El control por producto terminado supone establecer unas determinadas exigencias para el producto terminado, dejando en libertad al contratista en el proceso de ejecución salvo en la exigencia de algunos mínimos en la maquinaria utilizada. En general se utiliza como exigencia la densidad seca del material colocado como un porcentaje de la densidad máxima obtenida en el laboratorio en el ensayo Proctor Normal o Proctor Modificado. Otras exigencias más completas incluyen calcular directamente los módulos de elasticidad de las distintas capas mediante los ensayos de la placa de carga o del deflectómetro de impacto.

A pesar de que en general a nivel mundial y local se realicen controles del producto terminado, es deseable realizar un control integral incluyendo un control sobre el procedimiento constructivo, es decir sobre la ejecución propia (espesor de capas, maquinaria, número de pasadas, materiales a utilizar).

En algunos casos se utilizan ensayos complementarios para caracterizar las propiedades geotécnicas del relleno y comprobación del comportamiento o determinadas características del mismo.

A nivel normativo, el PG-3 establece como objeto para el control de la compactación, por un lado comprobar que cada capa cumple con las condiciones de densidad seca y humedad según lo establecido en dicho pliego (ver Capítulo 2, numeral 2.4) así como en el proyecto correspondiente, y por otro lado, que las características de deformabilidad sean las adecuadas para asegurar un

comportamiento aceptable del relleno. A este efecto, el control se efectúa a través de determinaciones in situ en el relleno compactado, comparándose los resultados obtenidos con los correspondientes valores de referencia. El pliego considera que la compactación de una capa es aceptable siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

- La densidad seca in situ es superior al valor mínimo de referencia (el valor más restrictivo del establecido en dicho pliego, o en el proyecto, o establecido por el Director de Obra), y el grado de saturación se encuentra dentro de los límites establecidos en el proyecto o en su defecto en el pliego.
- El módulo de deformación vertical en el segundo ciclo de carga del ensayo de carga con placa ( $E_{v2}$ ) es como mínimo, según el tipo de material y en función de la zona de obra de que se disponga, el siguiente:
  - en cimiento, núcleo y espaldones,  $E_{v2} \geq 50\text{MPa}$  para suelos seleccionados y  $E_{v2} \geq 30\text{MPa}$  para el resto.
  - en coronación  $E_{v2} \geq 100\text{MPa}$  para suelos seleccionados y  $E_{v2} \geq 60\text{MPa}$  para el resto.

En este ensayo de carga sobre placa, la relación,  $K$ , entre el módulo de deformación obtenido en el segundo ciclo de carga,  $E_{v2}$ , y el módulo de deformación obtenido en el primer ciclo de carga,  $E_{v1}$ , no puede ser superior a 2,2 ( $K < 2,2$ ).

El PG-3 señala que el proyecto o el Director de Obra podrán establecer la utilización de ensayos complementarios para comprobación del comportamiento del relleno o de determinadas características del mismo.

El PG-3 define como lote a estudiar, el que se aceptará o rechazará en conjunto, al menor que resulte de aplicar a una sola capa de terraplén los siguientes criterios:

- una longitud de carretera igual a 500m.

- una superficie de  $3.500\text{m}^2$  en el caso de la coronación, una superficie de  $5.000\text{m}^2$  si el terraplén es de menos de 5m de altura y de  $10.000\text{m}^2$  en caso contrario (descontando unas franjas de 2m de ancho en los bordes).
- la fracción construida diariamente.
- la fracción construida con el mismo material, del mismo préstamo y con el mismo equipo y procedimiento de compactación.

Dentro del lote el pliego establece la siguiente cantidad y tipo de ensayos:

- muestra de superficie: 5 puntos, tomados en forma aleatoria de la superficie definida como lote. En cada uno de estos puntos se determinará su humedad y densidad.
- muestra de borde: en cada una de las bandas de borde se fijará un punto por cada 100m lineales o fracción. En cada uno de estos puntos se determinará su humedad y densidad.
- determinación de deformaciones: un ensayo de placa por lote, en coronación. En el resto de las zonas el Director de las Obras podrá elegir entre hacer un ensayo de placa de carga por cada lote o bien hacer otro tipo de ensayo en cada lote, como puede ser el de huella, de forma que estando convenientemente correlacionadas se exijan unos valores que garanticen los resultados del ensayo de placa de carga, aspecto este que se comprobará, al menos, cada 5 lotes.

Para medir la densidad seca in situ el PG-3 indica que podrán emplearse procedimientos de sustitución (por ejemplo el método de la arena), o preferentemente métodos de alto rendimiento como los métodos nucleares con isótopos radiactivos. Antes de utilizar estos últimos, el pliego obliga a calibrar sus resultados con las determinaciones dadas por los procedimientos de sustitución. Esta calibración habrá de ser realizada para cada tipo de material y al menos una

vez por cada 10 lotes ensayados. De forma análoga se procederá con los ensayos de humedad, por secado y nucleares.

En nuestro país, el pliego de la DNV establece como condiciones de aceptación de las obras de suelos algunas verificaciones generales de geometría (verificación de niveles, distancias, perfilado, pendientes de taludes, espesores de recubrimientos y revestimientos) y ciertas tolerancias.

En cuanto a la compactación, el pliego de la DNV establece que la verificación del peso unitario seco mínimo se realice en puntos no espaciados más de 50m, ubicados alternativamente en el centro y cercanos a cada uno de los bordes de la obra de que se trata. El pliego no admite tolerancias con respecto al límite mínimo del peso unitario seco alcanzado con la compactación.

El pliego de la DNV no establece controles en cuanto a condiciones de deformabilidad o capacidad portante.

#### **3.2.1 Ensayos de compactación Proctor**

El ensayo de compactación Proctor es un ensayo de laboratorio que permite determinar la máxima densidad de un suelo en función de su grado de humedad.

Existen dos tipos de ensayo Proctor normalizados; el "Ensayo Proctor Normal", y el "Ensayo Proctor Modificado" (normas ASTM D698-12e1 y ASTM D1557-12). La diferencia entre ambos estriba en la distinta energía utilizada para la compactación de las muestras.

En campo, la densidad del suelo en referencia a la máxima densidad obtenida en el ensayo Proctor define su grado de compactación.

La utilización de menos de 5 probetas de laboratorio para la realización del ensayo es un aspecto no recomendable dado que podría alterar el resultado del valor de máxima densidad del suelo y de su humedad óptima, lo que repercutiría en el desempeño de la obra. Sin embargo esto es aceptado por el medio local.



Dado que el grado de compactación del suelo no refleja la capacidad real del suelo para resistir cargas, se requieren realizar otros ensayos para determinar estos aspectos.

### **3.2.2 Ensayos CBR**

El ensayo CBR (del inglés California Bearing Ratio, Ensayo de Relación de Soporte de California) es un ensayo de penetración o punzonamiento, muy utilizado para evaluación y dimensionamiento de subrasantes, sub bases y bases de pavimentos.

En el ensayo se mide la carga necesaria para penetrar un pistón de 2 pulgadas de diámetro a una velocidad previamente fijada en una muestra compactada de suelo después de haberla sumergido en agua durante cuatro días y luego de haber medido su hinchamiento.

El CBR se define como la razón, en porcentaje, entre la presión necesaria para que el pistón penetre en el suelo hasta una profundidad determinada y la correspondiente a esa misma penetración en una muestra patrón de piedra triturada. Se obtiene este índice para dos penetraciones, de 2.54mm y 5.08mm, tomándose como CBR el mayor valor.

Este ensayo puede realizarse tanto en laboratorio (ASTM D1883-14) como en campo (ASTM D4429-09a), aunque este último no es muy practicado.

En general valores de CBR menores a 3 se consideran como pobres para subrasantes. Dada la dispersión de los ensayos, para obras de terraplenes no tiene sentido precisiones en los ensayos para valores menores a 5.

### **3.2.3 Ensayos de densidad**

Para determinar la densidad en obra se utiliza el método clásico del cono de arena. También se utiliza el método del balón de goma, y actualmente se ha generalizado el densímetro nuclear que implica menores tiempos de ensayo.

El ensayo del cono de arena mide en forma indirecta el volumen de suelo excavado y consiste en rellenar el orificio con arena de características conocidas. En este procedimiento se obtienen los valores del volumen del agujero y el peso de la arena que lo rellena. A partir de la densidad de la arena conocida y la humedad del terreno se obtienen los valores de la densidad húmeda y seca del suelo.

El ensayo del balón de goma mide el volumen del suelo extraído y consiste en bombear agua a un balón o globo que rellena el hueco. La excavación del orificio se realiza de la forma más regular posible para evitar roturas del globo.

El densímetro nuclear permite determinar el peso volumétrico del suelo y el contenido de humedad en el sitio, mediante la emisión de radiación en forma de rayos gamma y neutrones. El equipo determina la interacción entre los rayos gamma emitidos y los electrones de las órbitas exteriores de los átomos del suelo. La emisión es captada por un detector situado a corta distancia de la fuente. El número de electrones presente por unidad de volumen de suelo es proporcional a su densidad por lo cual puede correlacionarse el número relativo de rayos gamma dispersos con los detectados por unidad de tiempo. El equipo brinda los valores de radiación registrados, los cuales son convertidos a peso volumétrico mediante la curva de calibración del equipo. La humedad es determinada al medir la actividad de los neutrones rápidos, ya que los mismos disminuyen su velocidad y energía al chocar contra núcleos de hidrógeno del agua presente en el suelo, por lo que la medición refleja el contenido de agua al ser correlacionada con tablas de calibración del equipo.

Las mediciones realizadas con este dispositivo brindan resultados aceptables en espesores entre los 50mm y 300mm.

Entre las ventajas que pueden mencionarse de estos equipos se encuentran la facilidad de transporte y manejo, rapidez, obtención de resultados inmediatos en el sitio, y el ser un método no destructivo. Debe señalarse asimismo una serie de desventajas vinculadas al uso de sustancias radiactivas, que implican riesgos de

daños a la salud del operador o deterioro del medio ambiente. En ese sentido deben considerarse también posibles rupturas del equipo, colisiones, robos, y sitio de disposición para su eventual desecho.

### **3.2.4 Ensayos de carga con placa**

El ensayo de carga con placa consiste en medir el desplazamiento vertical de una placa circular rígida apoyada sobre un terreno, sometida a uno o varios ciclos de carga predefinidos, de forma de determinar la curva carga-asiento.

Los ensayos de placa de carga se utilizan para el estudio de rellenos compactados y también para suelos naturales. Dado que el ensayo afecta una zona pequeña del terreno, para los tamaños usuales de las placas (de 0.30 a 0.76m de diámetro), estos ensayos no permiten conocer la deformabilidad del terreno más que en la zona próxima a la superficie del ensayo.

En rellenos compactados se suele emplear este ensayo como elemento de control de la capacidad portante de la explanada. Con este fin, se utilizan placas de diámetros de 30cm, 45cm ó 60cm, y se aplican tensiones reducidas, sin llegar a rotura, determinando únicamente la deformabilidad del terreno.

En suelos naturales este ensayo puede realizarse en superficie, o en el interior de una calicata realizada previamente.

La interpretación del ensayo es inmediata, tanto en deformabilidad como en resistencia, aplicándose las soluciones clásicas de elasticidad y plasticidad, para la obtención de los parámetros correspondientes.

En ocasiones, se emplea este ensayo para determinar la deformabilidad del terreno para la cimentación de grandes obras en macizos rocosos. Suele entonces acudir a placas de mayor tamaño, de hasta 1m de diámetro o lado, o incluso más. Las grandes cargas que hay que aplicar requieren disponer un elemento de reacción muy importante, que a menudo es el aspecto más complicado del ensayo.

Las normas más utilizadas en nuestro país para la realización de estos ensayos son: UNE 103808:2006, ASTM D1194, ASTM D1195, ASTM D1196 y DIN 18134.

### 3.2.5 Ensayos con deflectómetro liviano (LWD)

El deflectómetro liviano o LWD (del inglés Light Weight Deflectometer) consiste en un dispositivo de carga con una pesa de caída la cual produce un esfuerzo en la placa de carga durante un tiempo de entre 15ms y 20ms y genera una deflexión en la superficie, la cual se registra mediante un geófono ubicado en el centro de la placa.

Este dispositivo permite calcular el módulo de deformación vertical bajo carga dinámica de un suelo,  $E_{vd}$  mediante la siguiente expresión:

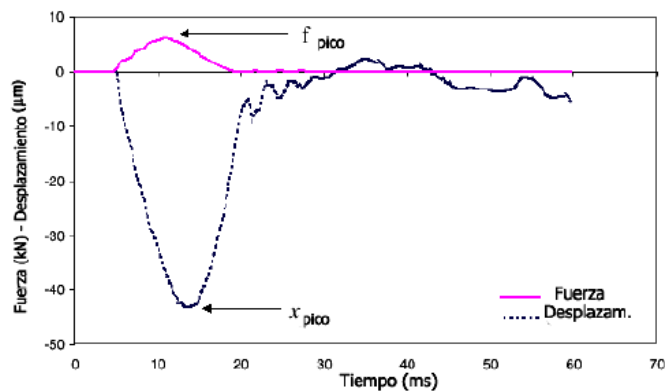
$$E_{vd} = \frac{f}{\delta_o} (1 - \nu^2) \sigma_o r \quad (3.1)$$

donde:

- $E_{vd}$  es el módulo de de deformación elástica de la superficie bajo carga dinámica
- $f$  es un factor de distribución de las tensiones ( $f = 2$  para distribuciones de tensiones uniforme,  $f = \pi/2$  para placas rígidas)
- $\delta_o$  es la deflexión central
- $\nu$  es la relación de Poisson
- $\sigma_o$  es la tensión bajo la placa
- $r$  es el radio de la placa de carga

Existen diferentes modelos y equipos comerciales, algunos de los cuales permiten variar la pesa y su altura de caída, registrando la fuerza aplicada sobre la placa mediante celdas de carga, utilizar diversos tamaños de placas de carga, y utilizar varios geófonos para medir la deflexión en el suelo circundante.

Algunos equipos incluyen una computadora portátil para poder trasladar la información almacenada y desplegarla mediante gráficos y tablas de datos. El paquete informático presenta el historial de deflexiones y fuerza aplicada y realiza un gráfico de fuerza y deflexión a través del tiempo, tal como se muestra en la Figura 3.3.



**Figura 3.3.** Gráfico de salida del ensayo LWD.

El ensayo mediante LWD presenta grandes ventajas respecto al ensayo de placa estático:

- realiza mediciones rápidas del módulo de deformación elástica (los resultados pueden ser obtenidos en forma inmediata).
- fácil de utilizar, y puede ser manipulado por un único operador.
- más económico.
- no requiere sistema de reacción.
- puede ser usado en espacios restringidos o zonas de suelos muy blandos.

Muchos pliegos técnicos alemanes incorporan el ensayo dinámico de placa de carga entre sus especificaciones, entre los que se pueden mencionar el pliego para obras de tierras en la construcción de carreteras (ZTVE-StB 94, 1997), el pliego para subbases de carreteras (ZTVE-StB 95, 1995), el pliego para

excavaciones de zanjas y rellenos en zonas de tráfico (ZTVE-StB 97, 1997), y el pliego para construcción ferroviaria (NGT-39, 1997).

En varios de estos pliegos se introducen requisitos de capacidad de carga en función del módulo de deformación dinámica  $E_{vd}$  medido con el equipo ligero de impacto. En estos pliegos se establecen correlaciones orientativas entre el módulo de deformación  $E_{v2}$  del ensayo de placa de carga estático convencional y el módulo dinámico. Estas correlaciones conviene contrastarlas en cada tipo de suelo de empleo habitual en una zona u obra, haciendo hincapié también en el control de su densidad y humedad. Una correlación estándar en estos pliegos es la que se muestra en el Cuadro 3.3.

Estos pliegos alemanes establecen que el ensayo puede ser empleado para determinar el modulo dinámico de deformación  $E_{vd}$  en el rango de 10 a 125 MN/m<sup>2</sup>.

La norma española para ensayos de carga de suelos mediante placa dinámica, UNE 103807-2 establece que el rango de medida del módulo de deformación vertical bajo carga dinámica está comprendido entre 15 a 70 MN/m<sup>2</sup>.

Si el resultado numérico se encontrara fuera del rango de aplicación del aparato únicamente podría concluirse que el módulo de deformación dinámico está por encima o por debajo de dichos valores límite, sin indicar el valor numérico obtenido.

**Cuadro 3.3.** Correlaciones entre el módulo de deformación estático  $E_{v2}$  y el módulo de deformación dinámico  $E_{vd}$ . Tomado de (ZTVE-StB 94, 1997).

$E_{v2}$ en [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{vd}$ en [MN/m <sup>2</sup> ]
180	80
150	70
120	60
100	50
80	40
60	30
45	25
20	15

### 3.2.6 Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP)

El penetrómetro dinámico de cono o DCP (del inglés Dynamic Cone Penetrometer) es un dispositivo que mide la resistencia a la penetración de un material (en mm/golpe), por lo general utilizado en obras viales.

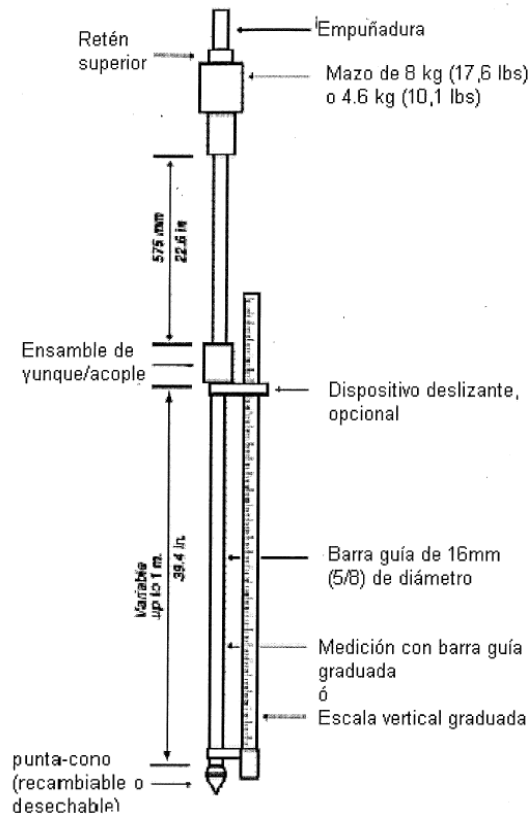
Consiste básicamente en un martillo deslizante de 8kg (el cual es levantado a una altura de 575mm y se deja caer sobre un yunque unido a la varilla del penetrómetro. En el extremo de la varilla se encuentra un cono cuyo diámetro es de 20mm y con un ángulo de inclinación de 60°. El diámetro de la varilla es de 16mm, con lo cual se disminuye la fricción existente entre la varilla y el suelo. La Figura 3.4 muestra un esquema del DCP.

El ensayo consiste en medir la razón de penetración del Penetrómetro Dinámico de Cono para evaluar la resistencia del suelo. El equipo considera la opción de un mazo deslizante menor para el caso que el de 8kg produzca una penetración excesiva en suelos blandos.

En la ejecución de la prueba del DCP se requieren normalmente dos operarios, el primero levanta y deja caer el martillo y el segundo mide la penetración y la registra junto al número de golpes. Posteriormente se grafican los datos obtenidos de penetración y número de golpes.

Con la razón de penetración por golpe se puede obtener mediante correlaciones existentes, los parámetros de CBR, módulo elástico y resistencia al corte.

### 3.2 Ensayos durante la construcción del terraplén



**Figura 3.4.** Esquema del Penetrómetro Dinámico de Cono. Tomado de ASTM D6951.

Es un ensayo de bajo costo, fácil de utilizar, y rápido de ejecutar. Permite identificar zonas débiles en capas compactas. Puede ser empleado hasta profundidades de hasta 1.5 m mediante la utilización de varillas de extensión.

Por otro lado, el constante impacto de la masa puede provocar roturas del equipo, lo que hace necesario el reemplazo de sus partes dañadas. Para materiales con tamaño máximo del agregado mayor a 5cm la utilización del DCP es cuestionable y no recomendable.



### 3.2.7 Ensayo de la huella

El ensayo de la huella (norma UNE 103407) permite efectuar un control sencillo y rápido de la compactación de suelos, controlando los asientos (huella) que deja un camión normalizado al pasar a una velocidad de una persona andando por ciertos puntos nivelados previamente.

El ensayo es recomendable para materiales de terraplén de grano grueso, pero es válido para controlar la compactación de cualquier suelo.

En general este ensayo se debe utilizar correlacionado con ensayos de carga con placa en el sitio. Sin perjuicio de esta correlación, el PG-3 establece que los valores de huella admisible (según norma NLT-256) no serán superiores a los siguientes:

- En cimiento, núcleo y espaldones: 5mm
- En coronación: 3mm

### 3.2.8 Comentarios sobre los ensayos de control

Si bien podría ser deseable un control integral del procedimiento constructivo, a nivel local en general se realizan controles del producto terminado, donde el tipo y cantidad de ensayos quedan condicionados a la tecnología disponible de la empresa y a la experiencia de los involucrados en la obra.

En los últimos años en Uruguay se han diversificado los ensayos de control, tanto de campo como de laboratorio. Sin embargo los controles más completos quedan limitados principalmente a obras de gran porte.

La normativa local resulta general en algunos aspectos. Uno de los más llamativos es en el control de la compactación donde el pliego de la DNV establece condiciones de densidad y humedad, pero no establece condiciones de deformabilidad o capacidad portante. A pesar de ello en varias obras se realizan ensayos de carga con placa según diferentes normas internacionales. En ese sentido en algunos pliegos de obra se exigen condiciones específicas (parciales o

totales) para valores de los módulos de deformación  $E_{v1}$ ,  $E_{v2}$  o de la relación  $K$ . Pero al no disponer de una norma local, en general se exigen valores indicados en diferentes normas y recomendaciones. En algunos casos de obra se han obtenido valores de módulos de deformación muy altos y muy superiores a los exigidos en el pliego de la obra, pero relaciones de  $K$  que superan a las permitidas en el PG-3 por ejemplo, generando diferentes posturas de los involucrados en la obra.

Disponer de una normativa local coherente, que contemple diferentes tipos de suelos y zonas de terraplén, que defina el lote a ensayar, y establezca valores recomendables en cuanto a deformabilidad sería un avance importante en el tema de control.

La tecnología actual en general amplía el abanico de ensayos disponibles para el control de terraplenes y permite la posibilidad de ejecutar mayor cantidad de ensayos en forma más rápida y económica que los clásicos, generando mayor volumen de datos. Sin embargo resulta conveniente respaldar y contrastar estos datos con ensayos clásicos y directos, para los cuales existe mayor experiencia y respaldo de conocimiento. La correlación de las nuevas tecnologías con los ensayos clásicos es uno de los aspectos que se debe estudiar con mayor profundidad. A su vez la perspectiva de extender la cantidad de datos disponibles permitirá utilizar la herramienta estadística en el control de calidad en este tipo de obras.

## 3.3 Monitoreo e instrumentación de terraplenes

Los principales objetivos del monitoreo de terraplenes en general son: verificar las premisas del proyecto, ayudar a la planificación de la obra, garantizar la seguridad de la obra y de las construcciones vecinas.

Hay varias razones técnicas para monitorear un terraplén. Pueden estar asociadas a la posibilidad de indicar una falla inminente, proporcionar valores de advertencias o alertas, evaluar supuestos asumidos en el proyecto y revelar incógnitas, minimizar daños a estructuras vecinas, controlar y evaluar la construcción, proporcionar datos para ayudar a seleccionar métodos de reparaciones en caso que existiesen daños, documentar los resultados para evaluación de daños, reducir litigios, avanzar en el estado del conocimiento.

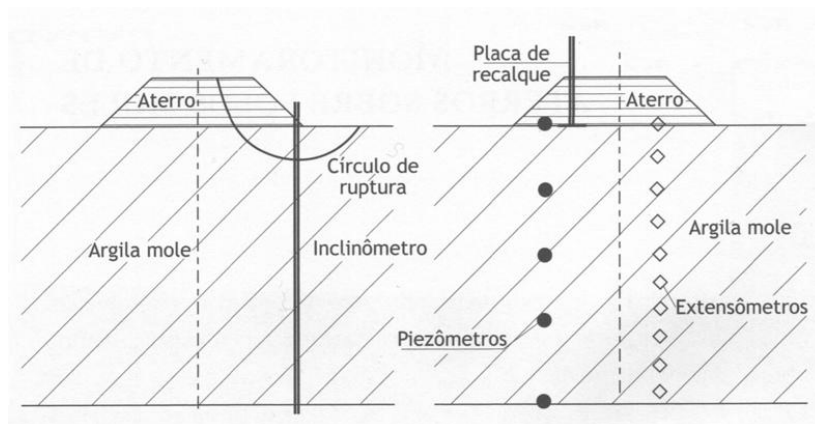
Para que estos objetivos sean alcanzados la instrumentación propuesta para el monitoreo debe atender algunos criterios importantes como mencionan Almeida et al. (2010):

- debe conocer la magnitud de la medida que el instrumento proporcionará y el rango de variación esperado.
- los análisis deben realizarse inmediatamente después de las lecturas, de modo que haya tiempo suficiente para decisiones en relación a la obra.
- la especificación técnica de la instrumentación debe informar cómo serán instalados los instrumentos, su localización y profundidad, la periodicidad de las lecturas y la forma que se realizarán las medidas. Debe informar también el plazo para la presentación de los análisis, los valores de alerta y las decisiones asociadas a estos valores.
- los instrumentos deben ser ubicados por coordenadas y altimetría. La instrumentación debería ser posicionada, en lo posible, próxima a lugares donde fueron ejecutados sondeos y ensayos.

Varios autores (como Magnan 1984; Dunnicliff 1988; Stamatopoulos et al. 1990) justifican el costo y esfuerzo del programa de monitoreo geotécnico de las obras en función de los potenciales beneficios, al reducir los costos de riesgo del proyecto, incertidumbres, daños y retrasos de obra.

Autores como Dunnicliff (1988) detallan los tipos de instrumentación geotécnica y recomendaciones para su uso.

Los instrumentos más usados son placas de asentamiento para medir los asentamientos verticales del terreno natural, y piezómetros para medir las presiones de poro. Con menos frecuencia se utilizan inclinómetros para medir el movimiento lateral, y extensómetros para medir los asentamientos en profundidad asociados a capas del subsuelo con características geotécnicas distintas. La Figura 3.5 muestra un esquema de instrumentación para monitoreo de terraplén sobre suelos blandos.



**Figura 3.5.** Sección esquemática de un proyecto de monitoreo de terraplén sobre suelos blandos. Tomado de Almeida et al. (2010).

Cuando se estudia el número de instrumentos que habrá de instalarse debería considerarse un porcentaje de pérdida y daños de instrumentos que se ocasionan durante la construcción de la obra. Stamatopoulos et al. (1990) sugieren considerar un porcentaje de aproximadamente 20%.

#### **3.3.1 Placas de asentamiento**

Las placas de asentamiento son los instrumentos más simples que componen un proyecto de instrumentación y tienen por objeto medir los desplazamientos verticales. Se componen en general de una placa o base cuadrada de acero y una serie de varillas con extremos roscados, perpendiculares a la placa.

La placa se coloca horizontalmente sobre el suelo natural (después de quitar el suelo orgánico), antes del lanzamiento del material del terraplén. A medida que avanza la obra, se van añadiendo varillas de forma de poder permitir acompañar el crecimiento del terraplén. Para el monitoreo de las placas es fundamental una referencia indesplazable en las proximidades.

Las placas permiten determinar el asentamiento total debajo de ella mediante una simple nivelación, fácil de interpretar y de bajo costo.

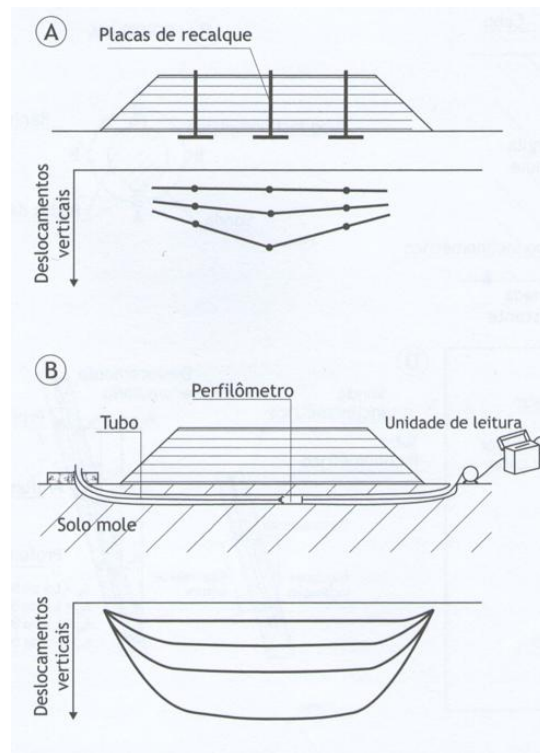
#### **3.3.2 Extensómetros**

Mientras las placas de asentamiento miden la totalidad de los descensos que ocurren bajo el terraplén, los extensómetros proporcionan medidas de asentamientos en profundidad asociados a las distintas capas del subsuelo. En general se instalan a lo largo de un tubo vertical, que atraviesa las capas de interés (en general capas de suelos blandos) y se ancla a una referencia indesplazable a mayor profundidad. Son instrumentos utilizados en proyectos de gran porte, y permiten calcular deformaciones específicas verticales de las distintas capas del subsuelo, que son calculadas a partir de diferencias entre los desplazamientos medidos por los instrumentos cuando son instalados en las fronteras de cada capa.

#### **3.3.3 Perfilómetros**

El perfilómetro permite obtener un perfil de asentamientos continuo a lo largo de una horizontal, siendo ésta su principal ventaja en comparación con las

placas de asentamiento que proporcionan asentamientos puntuales (ver Figura 3.6). Para ello se instala un tubo en la base del terraplén, provisto de una cuerda en su interior, para tirar del sensor del instrumento.



**Figura 3.6.** Medida de asentamientos: A) a partir de placas de asiento; B) a partir de perfilómetro. Tomado de DNER-PRO 381/98, Almeida et al. (2010).

#### 3.3.4 Inclinómetros

Son instrumentos utilizados para medir los desplazamientos horizontales a lo largo de una vertical, por medio del desvío del tubo en relación a la vertical. El tubo guía, que puede ser metálico o de PVC, se instala hasta una profundidad en que se encuentre una capa de suelo indesplazable. Las medidas se realizan introduciendo una sonda inclinométrica a través del tubo guía.

#### **3.3.5 Piezómetros**

Los piezómetros se instalan en lugares críticos o representativos del subsuelo para medir la presión de poros, y poder luego determinar el avance de la consolidación. Hay diversos tipos de piezómetros. El más común consiste en un tubo de estabilización de presión que se instala dentro de una perforación. La punta del piezómetro (en el fondo de la perforación) se compone de un filtro compuesto por un tubo de PVC perforado envuelto en geotextil para minimizar la colmatación. Este tramo en la punta del piezómetro (llamado “parte activa”) permite la comunicación hidráulica entre el suelo alrededor del piezómetro y el tubo. El espacio entre el resto del tubo y el suelo se rellena con material impermeable (arcilla o bentonita). Casi siempre la parte superior del piezómetro lleva un ademe protector.

#### **3.3.6 Interpretación de los resultados de monitoreo**

A partir del análisis de la evolución de los asentamientos con el tiempo, y de la variación de la presión de poros, es posible obtener parámetros de campo, como coeficientes de consolidación y asentamientos a tiempo infinito, y también obtener valores de alerta para los cuales los terraplenes deben ser corregidos. El Cuadro 3.4 menciona algunos métodos de cálculo propuestos por diversos autores y los parámetros obtenidos.

**Cuadro 3.4.** Métodos de cálculo para evaluación de desempeño de terraplenes sobre suelos blandos. Tomado de Almeida et al. (2010).

Métodos de cálculo	Datos necesarios para el cálculo	Parámetros obtenidos
Ellstein (1971)	$s(t)$	$S_{\infty}, c_v$
Long y Carey (1978)	$s(t)$	$S_{\infty}, c_h$
Tan (1971)	$s(t)$	$S_{\infty}$
Asaoka (1978)	$s(t)$	$S_{\infty}, c_v, c_h$
Scott (1961)	$s(t)$	$c_v, c_h$
Escario y Uriel (1961)	$s(t), S_{\infty}$	$c_h$
Orleach (1983)	$\Delta u$	$c_v, c_h$

Donde:

$s(t)$  asentamiento en función del tiempo

$s_{\infty}$  asentamiento a tiempo infinito

$\Delta u$  variación de la presión de poros

$c_v$  coeficiente de consolidación para drenaje (flujo) vertical

$c_h$  coeficiente de consolidación para drenaje (flujo) horizontal

### 3.3.7 Análisis de asentamientos

Asaoka (1978) propone un método (basado en el análisis de los asentamientos) de muy simple aplicación para obtener los coeficientes de consolidación vertical y la previsión de los asentamientos finales. Este método es el más usado en general, y se puede resumir en:

- trazar la curva asentamiento en función del tiempo, y definir un valor de intervalo de tiempo constante  $\Delta t$ ;



- buscar los valores de asentamiento espaciados igualmente en el tiempo  $\Delta t$  y graficar  $s_i$  vs.  $s_{i-1}$  (ver Figura 3.7);
- ajustar una recta por medio de los puntos trazados, obtener la inclinación  $\beta_l$  y calcular  $c_v$  (para drenaje vertical) y  $c_h$  (para drenaje radial) por medio de las ecuaciones (3.2) y (3.3);
- trazar la recta de 45°,  $s_i = s_{i-1}$ , y obtener el asentamiento final  $s_\infty$ .

$$c_v = -\frac{5}{12} H^2 \frac{\ln \beta_l}{\Delta t} \quad (3.2)$$

$$c_h = -\frac{F(n)}{8} d^2 \frac{\ln \beta_l}{\Delta t} \quad (3.3)$$

donde:

$H$  distancia o trayectoria de drenaje

$d$  diámetro de influencia de un dren colocado verticalmente

$\beta_l$  ángulo de inclinación de la recta de construcción gráfica de Asaoka (1978)

$F(n)$  función de densidad de drenes deducida por Barron (1948) y aproximada por Hansbo (1979):

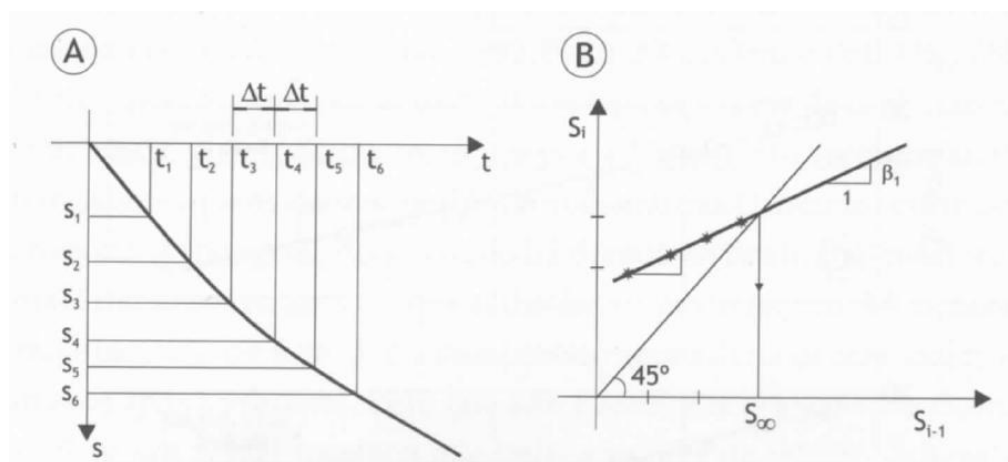
$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0.75 \quad (3.4)$$

donde:

$n = d/d_w$

$d_w$  diámetro del dren o diámetro equivalente de un geodren con sección rectangular.

El método también propone una estimación de los valores de  $c_v$  y  $c_h$  para drenaje radial y vertical combinados.



**Figura 3.7.** Construcción gráfica del método de Asaoka (1978): A) curva tiempo vs. asentamientos; B) recta ajustada.

En general se recomienda adoptar intervalos de tiempo entre 30 y 90 días, y por lo menos tres intervalos para estimar asentamientos y los parámetros  $c_v$  y  $c_h$  de campo.

En casos de consolidación secundaria significativa el método puede dar resultados poco satisfactorios (Almeida et al. 1992; Schmidt 1992; Pinto 2001), especialmente para la determinación de  $c_v$ . Bajas relaciones entre tensiones aplicadas y tensiones iniciales también pueden conducir a estimaciones erróneas con este método (Schmidt, 1992). Finalmente algunos autores como Pinto (2001) señalan que las estimaciones son muy susceptibles al período de monitoreo.

### 3.3.8 Análisis de la presión de poros

El análisis de la variación de la presión de poros puede ser interpretado según lo propuesto por Orleach (1983). El autor propone un método (basado en la

evolución de la presión de poros), que permite calcular los parámetros  $c_v$  (para el caso de drenaje vertical únicamente) y  $c_h$  (para el caso de drenaje radial solamente):

$$c_v = - \frac{4H^2 \alpha}{\pi^2} \quad (3.5)$$

$$c_h = - \frac{F(n)d^2 \alpha}{8} \quad (3.6)$$

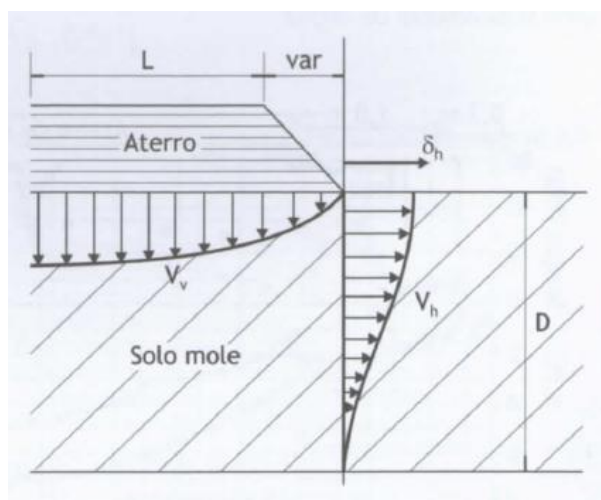
donde  $\alpha$  puede ser obtenida como la pendiente de la curva  $\ln(\Delta u)$  versus  $t$ .

#### 3.3.9 Análisis de los desplazamientos horizontales

Para controlar la estabilidad de un terraplén en base a los resultados de los inclinómetros, Almeida et al. (2000) proponen que para velocidades de distorsión ( $v_d$ ) mayores a 1.5%/día se actúe con cautela y recomiendan la interrupción de la carga. Para valores de  $v_d$  entre 0.5%/día y 1.5%/día, indican que deberían tomarse algunos cuidados especiales como el aumento de número de lecturas en el tiempo y la instalación de más inclinómetros, y para valores de  $v_d$  menores a 0.5%/día sólo se requeriría continuar con el monitoreo hasta que se verifique una estabilización.

Sandroni et al. (2004) proponen un método empírico para evaluación de la seguridad de los terraplenes sobre suelos blandos. El procedimiento toma en cuenta que los volúmenes debidos al asentamiento vertical ( $V_v$ ) y los volúmenes debidos al desplazamiento horizontal ( $V_h$ ), que deben calcularse desde el inicio de la construcción del terraplén (ver esquema de la Figura 3.8), son semejantes, considerando un estado plano de tensiones y condiciones de rotura no drenadas.

Cuando hay tendencia a la rotura, la relación  $V_v/V_h$  cae rápidamente, tendiendo a la unidad; mientras que cuando se interrumpe la carga,  $V_v/V_h$  tiende a aumentar con el tiempo, tendiendo a la estabilización.



**Figura 3.8.** Esquema de volúmenes estimados a partir del monitoreo. Tomado de Almeida et al. (2010).

#### 3.3.10 Comentarios sobre monitoreo de terraplenes.

Los objetivos del monitoreo deben estar claramente establecidos en el programa de monitoreo. El objetivo principal es buscar la mayor seguridad de la obra para lo cual es necesario la definición de valores de advertencia o alerta. El monitoreo permite a su vez verificar las hipótesis y parámetros de proyecto (que a veces no resulta posible estimar a priori debido a las heterogeneidades del suelo, y a las dificultades de la determinación de los parámetros de consolidación del suelo) y proponer eventuales ajustes a tiempo.

Las principales medidas realizadas en general son las de asentamientos y medidas de presión de poros para evaluar el proceso de consolidación, y medidas de desplazamientos horizontales para evaluar la estabilidad de la obra y la posible afectación a las construcciones vecinas.

A partir del análisis de la evolución de los asentamientos con el tiempo, y de la variación de la presión de poros, es posible estimar parámetros de campo, y obtener valores de alerta para los cuales los terraplenes deben ser corregidos.

Pueden existir diferencias entre los parámetros estimados a partir de los diferentes métodos propuestos por los diversos autores, por lo que los mismos deben ser considerados con precaución.

La importancia del monitoreo de un terraplén se refleja en la seguridad de la obra. Una discontinuidad en la curva de asentamientos verticales en función del tiempo, o una aceleración de las deformaciones horizontales pueden indicar un riesgo de falla.

Las razones mencionadas justifican el costo y esfuerzo del programa de monitoreo geotécnico en terraplenes de cierto porte.

En Uruguay no es habitual el monitoreo de terraplenes.

# Capítulo 4

## Propuesta de control de calidad de terraplenes

Un control de calidad integral para un terraplén debe abarcar todo el desarrollo de la obra, desde las etapas más tempranas de proyecto, hasta la recepción final del terraplén.

A modo de simplificación, al igual que en cualquier obra de ingeniería civil, se pueden identificar las siguientes etapas básicas: proyecto, construcción, y recepción.

### 4.1 Proyecto

El control sobre el proyecto de terraplén abarca principalmente las siguientes fases:

- establecimiento de los requerimientos del terraplén
- investigación geotécnica preliminar
- definición general del proyecto
- investigación geotécnica complementaria
- cálculos de estabilidad, red de escurrimiento y asentamiento
- definición de la metodología constructiva
- identificación de bancos y selección de materiales

Los principales ensayos de la investigación geotécnica pueden esquematizarse de la siguiente forma:

- Ensayos de campo:
  - SPT
  - CPT
  - Vane Test
- Ensayos de Laboratorio:
  - Límites de Atterberg
  - Granulometría
  - Humedad natural
- Ensayos complementarios:
  - Triaxiales
  - Consolidación
  - Compresión simple
  - Corte Directo
  - Expansión
  - Porcentaje de materia orgánica
  - Permeabilidad

Para la selección de materiales se pueden agregar los siguientes ensayos de laboratorio:

- Proctor
- CBR

El Cuadro 4.1 presenta el rendimiento promedio de diferentes ensayos mencionados y la frecuencia de uso en Uruguay.

**Cuadro 4.1.** Rendimiento promedio y frecuencia de uso en Uruguay de diferentes ensayos utilizados principalmente en la etapa de proyecto. Fuente: datos internos LCCF.

Ensayo	Tipo	Resultado	Duración	Uso en Uruguay
SPT	campo	tensión de punta	2m/hora	muy frecuente
CPT	campo	tensión de punta/fuste	6m/hora	poco frecuente
Vane Test	campo	tensión rasante	3m/hora	muy poco frecuente
Límites	laboratorio	límite plástico y líquido	1 día	muy frecuente
Tamizado	laboratorio	granulometría	1 día	muy frecuente
Proctor	laboratorio	humedad óptima, peso unitario máximo	2 días	muy frecuente
CBR	laboratorio	índice CBR, expansión	5 días	frecuente
Consolidación	laboratorio	asentamiento	7 días	muy poco frecuente
Triaxial	laboratorio	cohesión y fricción	2 días	muy poco frecuente
Expansión	laboratorio	expansión, tensión de expansión	3 días	muy poco frecuente

En esta etapa los resultados de los ensayos retroalimentan las distintas fases del proyecto y permiten ajustarlo en función de la información recabada.

## 4.2 Construcción

En la etapa de construcción se pueden identificar las siguientes fases de control:

- ejecución de obra
- materiales seleccionados
- disposición de materiales
- monitoreo

Para los controles de la disposición de materiales pueden señalarse los siguientes ensayos de campo:

- Densidad
- Humedad natural



- Deformación y capacidad portante:
  - Placa de carga
  - LWD
  - CBR in situ
  - DCP
  - Ensayo de la huella

Para los materiales seleccionados los principales ensayos de laboratorio pueden esquematizarse en:

- Límites de Atterberg
- Granulometría
- Proctor
- CBR

El Cuadro 4.2 presenta el rendimiento promedio de diferentes ensayos mencionados y la frecuencia de uso Uruguay.

**Cuadro 4.2.** Rendimiento promedio y frecuencia de uso en Uruguay de diferentes ensayos utilizados principalmente en la etapa de construcción. Fuente: datos internos LCCF.

Ensayo	Tipo	Resultado	Duración	Uso en Uruguay
Cono Arena	campo	densidad, humedad	2 ensayos/hora	muy frecuente
Aceite/agua	campo	densidad, humedad	3-5 ensayos/hora	muy frecuente
Balón de goma	campo	densidad, humedad	3-5 ensayos/hora	poco frecuente
Densímetro nuclear	campo	densidad, humedad	20 ensayos/hora	poco frecuente
CBR in situ	campo	tensión-deformación	2 ensayos/hora	frecuente
Placa	campo	tensión-deformación	1 ensayo/hora	muy frecuente
DCP	campo	resistencia	10 ensayos/hora	frecuente
LWD	campo	módulo de deformación vertical dinámico	20 ensayos/hora	reciente

Dentro de la ejecución de obra se debe controlar a su vez la geometría general (verificación de niveles, espesor de capa, perfilado, pendientes de taludes), maquinaria, y número de pasadas de equipos.

La principal instrumentación para el monitoreo se puede resumir en:

- Placas de asiento
- Piezómetros
- Inclínómetros

### **4.3 Recepción de obra**

En esta etapa se pueden agregar los siguientes estudios:

- cateos para verificación de espesores
- georadar
- controles geométricos (perfil transversal y longitudinal, pendientes, taludes)
- SPT, CPT, DCP, LWD, ensayos de penetración dinámica continua, ensayos de la huella
- muestreo para ensayos de laboratorio
- estudios de pavimentos (rugosidad, adherencia, deflectómetro de impacto o FWD)

En todas las etapas descritas se requiere el seguimiento cotidiano de un equipo de ingeniería experimentado.

El Cuadro 4.3 presenta un resumen de los principales ensayos de control de importantes terraplenes realizados en Uruguay en los últimos años. Se puede observar que el control ha sido muy dispar y por lo general no contempla la totalidad de los puntos mencionados anteriormente.

### 4.3 Recepción de obra

**Cuadro 4.3.** Resumen de ensayos de control de terraplenes de Uruguay en los últimos años. Fuente: datos propios y LCCF.

Terraplenes	Altura de relleno	Material	Ensayos principales de control	Observaciones	
Terminal Pesquera Puerto Capurro, Montevideo	7m	Tosca, grava sucia	SPT, granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico, ensayos de placa, placas de asiento	Se construyó con avance por onda de lodo y se aplicó precarga.	
Terminal ONTUR, Nueva Palmira	8m	Arena refulada, limo Fray Bentos	SPT, granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico, penetración dinámica continua	Se aplicó compactación dinámica	
Terminal Logística M Bopicuá, Fray Bentos	Zona portuaria	12m	Arena refulada, limo	SPT, granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico, ensayos de placa, CBR in situ	Se aplicó vibrocompactación e inyecciones de lechada de cemento
	Zona planta	8m	Arena, limo Fray Bentos	SPT, granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico, DCP	
Ruta N° 55, alcantarilla 8, Conchillas	hasta 9m	Limo arenoso, arcilla	SPT, granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico, ensayos de placa, nivelación topográfica detallada	Se observaron asentamientos	
Montes del Plata, Punta Pereira	hasta 5m	Arena fina uniforme, limo	SPT, granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico, ensayos de placa, DCP, placas de asiento	Se construyó en capas de arena 0,5m a 0,70m de espesor intercalando capas finas de limo (de 0,20m a 0,30m de espesor). Se construyó un terraplén de prueba.	
Terminal Cuenca del Plata, Montevideo	hasta 20m	Arena refulada	SPT, granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico, ensayos de placa, CPT	Se construyó con arena con conchillas del Banco Arquímedes	
Planta de Celulosa y Terminal Portuaria Botnia, Fray Bentos	hasta 13m		Granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico		
Ruta 1, Puente sobre Río Santa Lucía	hasta 15m	Arena, limo	SPT, granulometría, plasticidad, Proctor, CBR, densidad, humedad, control geométrico, ensayos de placa, placas de asiento, piezómetros		

## **4.4 Síntesis de propuesta**

El control de calidad en terraplenes debería abarcar todos los aspectos mencionados. Dada la gran variabilidad de las condiciones locales, el tipo de obra, los requerimientos y las limitaciones, cada caso amerita un estudio particular. Por lo tanto el control de calidad de un terraplén requiere una planificación y metodología particular que varía en cada caso.

Dada la escasa normativa existente en Uruguay, y en el entendido que no hay recetas aplicables a todos los casos se propone una guía con lineamientos generales de control de calidad de terraplenes aplicada a Uruguay.

El Cuadro 4.4 esquematiza la referida guía.

**Cuadro 4.4.** Esquema de guía con lineamientos generales de control de calidad de terraplenes para Uruguay.

<b>Etapa</b>	<b>Ítem a controlar</b>	<b>Forma</b>		
<b>PROYECTO</b>	Investigación geotécnica	aumento en forma progresiva de los diferentes ensayos de campo y laboratorio en función de las características y complejidades del terreno y las necesidades del proyecto		
	Identificación de bancos y selección de materiales	ajuste y verificación de las diferentes fases del proyecto, chequeo general		
	Estudio de requerimientos	según Proyecto		
	Cálculos estabilidad, red de escurrimiento y asentamientos			
	Definición del Proyecto y procedimiento constructivo			
<b>Etapa</b>	<b>Ítem a controlar</b>	<b>Ensayo</b>	<b>Lote</b>	
<b>CONSTRUCCIÓN</b>	Selección de materiales	Granulometría / Límites de Atterberg	1 cada 5000m <sup>3</sup>	
		Proctor	1 cada 1000m <sup>3</sup>	
		CBR	1 cada 10000m <sup>3</sup>	
		Expansión / Determinación de Materia Orgánica	según necesidades	
	Ejecución de obra	Geometría - niveles	cada 25m	
		Geometría - espesor capas	cada 1000m <sup>2</sup>	
		Geometría - taludes	cada 50m	
		Equipo / N° de pasadas	según Proyecto	
		Procedimiento constructivo	según Proyecto	
		Mejoramiento de suelos	según Proyecto	
	Disposición de materiales	Densidad / Humedad	5 ensayos cada 5000m <sup>2</sup> de capa, por material y por día; 5 ensayos cada 3500m <sup>2</sup> en coronamiento	
		Placa de Carga	1 cada 5000m <sup>2</sup> de capa y por material; 1 cada 3500m <sup>2</sup> en coronamiento	
	Monitoreo	Placas de asiento	según Proyecto	
		Piezómetros		
		Inclinómetros		
<b>Etapa</b>	<b>Ítem a controlar</b>	<b>Forma</b>		
<b>RECEPCIÓN</b>	Geometría	ensayos en función del tipo de terraplén y según Proyecto		
	Capacidad portante - deformaciones			
	Calidad de pavimentos			

La propuesta tiene un carácter integral, con un enfoque de control de calidad en el sentido más amplio, incluyendo desde las etapas más tempranas de proyecto, hasta la recepción final del terraplén. Incluye una serie de ítems con estudios y ensayos interrelacionados, que a su vez se complementan, y abarcan diferentes aspectos que influyen en la calidad de la obra.

Algunos de los ítems a controlar no son cuantificables ya que dependerán de las condiciones particulares y variables de cada obra, pero deben ser tenidos en cuenta a la hora del control de calidad.

Para cada obra particular se debería elaborar un programa de control de calidad que considere todos los ítems mencionados.

La propuesta indica controles basados en ensayos usuales en el país y adecuados a las capacidades tecnológicas del medio. A su vez propone una densidad de ensayos basada en normas y recomendaciones extranjeras, las cuales pueden avenirse a las condiciones locales.

Con respecto a los ensayos más rutinarios de control de terraplenes, la propuesta incorpora controles de deformación y capacidad portante no contemplados en el pliego de la DNV. A su vez se indican densidades de ensayos mayores a las indicadas en el pliego local.

La guía incluye aspectos que no son usuales o tenidos en cuenta en muchos controles de obras locales como el monitoreo, el estudio más profundo de los materiales a emplear (con mayor número de ensayos y estudio de contenido de materia orgánica o potencial expansivo de los suelos), el estudio del proyecto propiamente dicho, el procedimiento constructivo y los eventuales tratamientos de mejora de suelos.

# Capítulo 5

## Estudio de caso. Control de un terraplén sobre suelos blandos en la Bahía de Montevideo

El Laboratorio de Control de Calidad de Fundaciones (LCCF) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República, a solicitud del Consorcio AESA-TEYMA-SACEEM, realizó parte de los estudios de control de recepción de un terraplén en la Bahía de Montevideo para la construcción de la planta de desulfurización, para la empresa estatal de combustibles ANCAP.

A continuación se presentan los estudios realizados, los controles que se desarrollaron durante la construcción del terraplén y los resultados obtenidos.

### 5.1 Introducción

La Refinería de La Teja de la empresa estatal de combustibles ANCAP se encuentra en proceso de desarrollo y adaptación a las nuevas tecnologías y requerimientos ambientales.

La refinería se encuentra ubicada sobre la Bahía de Montevideo, por lo que la necesidad de ampliación de sus instalaciones implica indefectiblemente ganar

terreno mediante rellenos, avanzando sobre el espejo de agua. El lecho de la bahía se caracteriza por presentar suelos de muy bajo poder soporte.

El LCCF (2010a), a solicitud del contratista, realizó parte de los estudios de control de recepción del terraplén de base para la construcción de una planta de desulfurización de la mencionada refinería. La Figura 5.1 muestra la zona de ubicación del terraplén.

Los estudios comprendieron una caracterización geotécnica de las distintas capas de materiales granulares resultantes de la conformación del terraplén y del material compresible de base donde asienta el terraplén.

El material de basamento del lecho, entre las cotas de proyecto -6.0m a -1.0m, es un material compresible, de baja densidad y muy alta humedad, característico de los depósitos encontrados en la bahía. Para su estudio se utilizaron ensayos de SPT y penetraciones dinámicas continuas.

Entre la cota -1.0m hasta +1.5m el terraplén está constituido por un material granular de transición y entre la cota +1.5m hasta su coronamiento a cota +3.80m el terraplén está conformado por grava compactada con rodillo. Para caracterizar estas capas de relleno del terraplén se realizaron ensayos en campo (ensayos de placa y densidad in situ) y controles del material granular de relleno.

Los ensayos y controles se realizaron buscando caracterizar principalmente las superficies del terraplén a cota +1.2m (ligeramente encima del nivel medio del agua en el Puerto de Montevideo que se encuentra a cota +1.0m), +2.0m, +3.0m y a cota de coronamiento +3.8m.

Por otro lado se efectuó un control de asentamientos con seis testigos durante un plazo algo mayor a 7 meses.





**Figura 5.1.** Ubicación del terraplén.

## **5.2 Características del material de base**

El material de basamento del lecho es un material compresible, de baja densidad y muy alta humedad, característico de los depósitos encontrados en la Bahía de Montevideo.

Como información disponible se contó con cateos realizados previos a la construcción del terraplén.

El Cuadro 5.1 resume el perfil de suelos encontrado previo a los rellenos.

**Cuadro 5.1.** Perfil de suelos encontrados previo a los rellenos. Tomado de Incociv (2009).

Cota (m)	Sondeo A	Sondeo B	Sondeo C	Sondeo D	Sondeo E
0.0 a -1.0	Arcilla con mat. orgánico/ N=1	Arcilla blanda/ N=3	Arena suelta/ N=2	Arena muy suelta/ N=1	Arena muy suelta/ N=4
-1.0 a -2.0	Arcilla con arena/ N=2	Arcilla con arena/ N=2	Arcilla blanda/ N=2	Arena suelta/ N=5	Arcilla blanda/ N=2
-2.0 a -3.0	Idem/ N=5	Arena suelta/ N=6	Idem/ N=3	Arcilla muy blanda/ N=1	Idem/ N=4
-3.0 a -4.0	Idem/ N=4	Arcilla blanda/ N=2	Arena suelta/ N=9	Arcilla blanda/ N=2	Arena suelta/ N=6
-4.0 a -5.0	Idem/ N=3	Arcilla media comp/ N=5	Arcilla blanda/ N=2	Materia orgánica/ N=2	Arcilla blanda/ N=3
-5.0 a -6.0	Arcilla con arena muy fina/ N=2	Arena muy suelta/ N=4	Idem/ N=4	Arcilla blanda/ N=2	Idem/ N=4
-6.0 a -7.0	Arena suelta/ N=8	Arcilla blanda/ N=2	Arcilla media comp/ N=5	Idem/ N=2	Arena suelta/ N=7
-7.0 a -8.0	Arcilla con lentes de arena/ N=3	Idem/ N=4	Idem/ N=6	Idem/ N=4	-7,0m: Arcilla comp/ N=27
-8.0 a -9.0	Arcilla/ N=5	Arcilla media comp/ N=5	Arcilla blanda/ N=4	Idem/ N=4	Arcilla muy comp/ N=30
-9.0 a -10.0	Arcilla blanda/ N=3	-9,15m: Arcilla muy comp/ N=17	Arcilla media comp/ N=5	-9,50m: Arcilla muy comp/ N=18	-9,38m: Techo de roca
-10.0 a -11.0	-10,40m: Arcilla comp/N=17	Idem N=22	-10,00m: Arcilla comp/N=15	Arcilla muy comp./N=24	
-11.0 a -12.0	Arcilla muy comp./N=24	Idem N=28	11.80m: Techo de roca	-11.05m: Techo de roca	
-12.0 a -13.0	-12.10m: Techo de roca	-12.30m: Techo de roca			

A su vez, una vez que se llegó a cota + 2.0m en el terraplén se encomendó una nueva campaña de SPT completada con penetraciones dinámicas continuas.

Los ensayos de penetración dinámica continua se realizaron hincando una punta ciega de dimensiones iguales al sacamuestras del SPT, y contabilizando los golpes necesarios para hincar tramos de 0.15m dicha punta con la pesa y altura de caída del SPT.

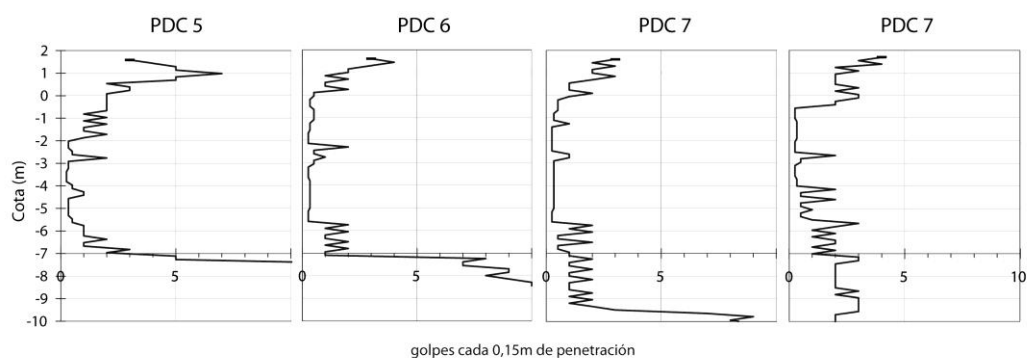
El Cuadro 5.2 resume las cotas del perfil de suelos encontrado en esta campaña geotécnica. La Figura 5.2 presenta las gráficas resultantes de los ensayos de penetración dinámica continua.

De acuerdo a los resultados de esta campaña se puede considerar que la capa de suelos compresibles de bajo poder soporte, material de base para el terraplén, tiene un espesor aproximado a 5m, encontrándose entre cotas -6.0m a -1.0m. En esta campaña, los valores del ensayo SPT en esta capa de suelos compresible varió entre N=1 y N=2 en todos los casos.

De cota -1.0m hasta +0.5m se puede considerar el material como transición entre el relleno granular y el suelo compresible.

**Cuadro 5.2.** Perfil de suelos encontrado una vez que el relleno alcanzó la cota +2.0m. Tomado de Insuelos (2009).

Cotas/Cateos	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	PDC5	PDC6	PDC7	PDC8
Boca de la perf. (m)	1.73	1.78	1.71	1.80	1.73	1.76	1.75	1.85
Base terraplén (m)	-1.57	-0.72	-0.74	-0.84	-1.8	-0.8	0.75	-0.7
Suelo natural de mayor poder soporte	-	-	-	-	aprox.-6.0	aprox.-6.0	aprox.-6.0	aprox.-6.0



**Figura 5.2.** Resultados de penetraciones dinámicas continuas.

### 5.3 Procedimiento constructivo del terraplén y especificaciones técnicas

De acuerdo a las especificaciones establecidas en el Pliego de Obra, luego de retirada una capa de 1.40m de espesor del lecho se realizó el relleno en dos grandes etapas.

La primera etapa se denominó “relleno en masa”. En esta etapa el material granular se volcaba en masa y se distribuía de forma que ocupase la base del relleno. Este material granular era de tipo no seleccionado con el único requisito que no se utilizaban elementos con tamaño mayor a 0.15m de diámetro. Una vez que se llegaba a un nivel de +1.50m (unos 0.50m por encima del nivel medio del agua), se acondicionaba la superficie con motoniveladora y se compactaba el relleno con al menos 20 coberturas de un equipo provisto con rodillo liso vibrante, de peso estático no inferior a 100 kN. La velocidad del equipo no podía ser mayor a los 0.83 m/s.

Los controles para esta etapa del terraplenado, según el Pliego de Obra, exigían que los ensayos SPT en esta zona debía tener un perfil de valores de N mayores a 10 en promedio y no debía haber valores menores que 6 hasta una cota de -3.0m. A su vez el pliego exigía que el módulo de reacción (o coeficiente de

balasto) resultante del primer ciclo del ensayo de placa,  $k_{s30}$ , debía ser mayor a 100kPa/cm, y de una vez y media para el segundo ciclo.

La segunda etapa se denominó “terraplenado por capas de grava”. En esta etapa el material se continuaba volcando pero en capas de no más de 0.30m de espesor con rodillo vibrador liso. El pliego exigía una compactación equivalente al 95% del Proctor modificado, y a su vez exigía tener un módulo resultante del primer ciclo del ensayo de placa  $k_{s30}$  mayor a 250kPa/cm, y de una vez y media para el segundo ciclo. Se debía dejar la superficie perfilada y sellada, para favorecer el escurrimiento del agua y evitar que se infiltrara en el relleno. El pliego establecía controles topográficos de niveles de capas.

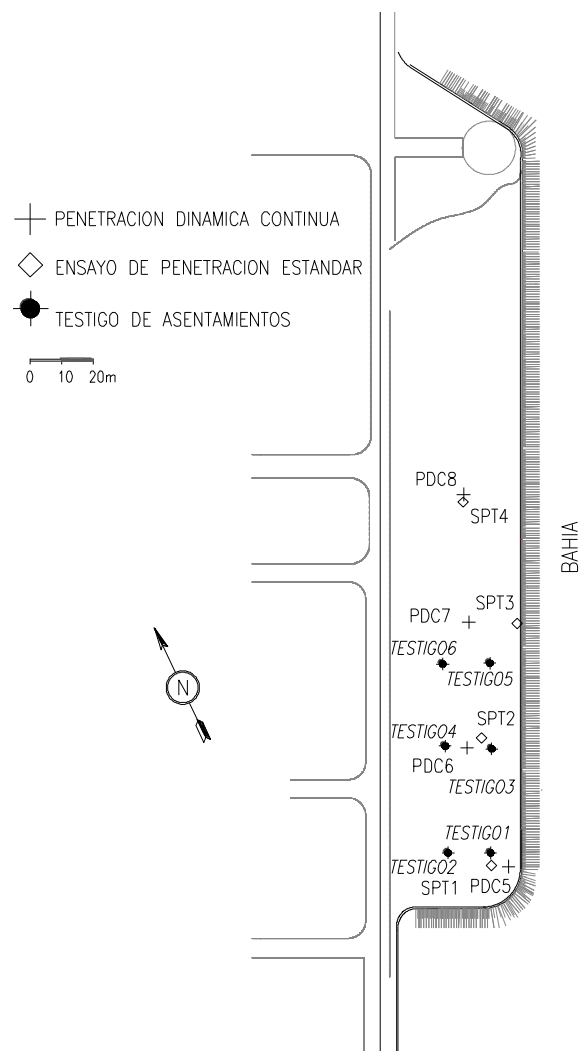
Este material granular provenía de la cantera La Puebla o la cantera Casil, y debía cumplir además, con las siguientes especificaciones del proyecto:

- peso de material pasante por tamiz N°200 menor a 10%
- peso de material pasante por tamiz N°40 menor a 20%
- límite líquido menor a 25
- índice plástico menor a 10
- peso unitario seco máximo mayor a 17.5 kN/m<sup>3</sup>

## 5.4 Características generales del terraplén

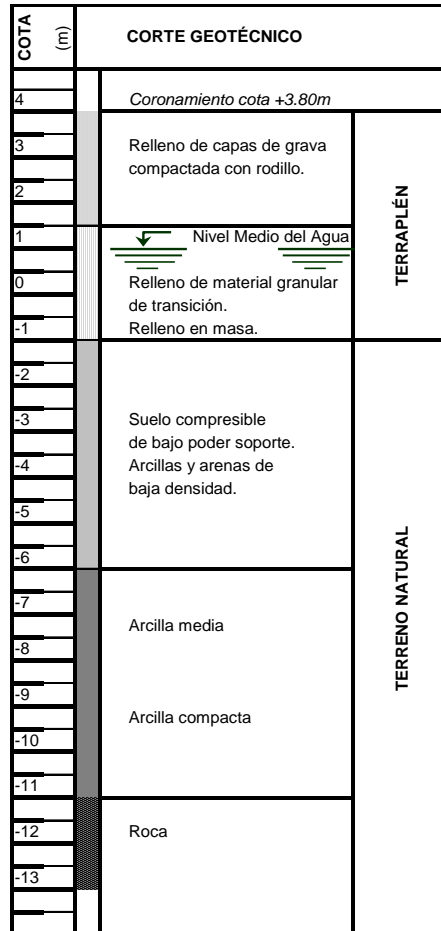
El terraplén construido tiene una superficie en planta de aproximadamente 18000m<sup>2</sup>. La Figura 5.3 muestra un croquis de la planta del terraplén con ubicación de los ensayos SPT, penetraciones dinámicas continuas y puntos de medida de asentamientos.

La Figura 5.4 presenta esquemáticamente un corte geotécnico tipo del terraplén construido.



**Figura 5.3.** Croquis de la planta del terraplén y ubicación de ensayos. Tomado de Gutiérrez et al. (2012).

## 5.4 Características generales del terraplén



**Figura 5.4.** Corte geotécnico tipo del terraplén. Tomado de Gutiérrez et al. (2012).

## 5.5 Ensayos de densidad in situ

Para las distintas etapas de terraplenado se efectuaron ensayos de densidad in situ (norma ASTM D 1556) para caracterizar las diferentes capas de relleno.

El Cuadro 5.3 muestra los resultados obtenidos en los dos ensayos realizados a cota +1.20m, es decir prácticamente a nivel medio del agua, sobre el denominado “relleno en masa”. Al momento de los ensayos el terraplén estaba construido hasta un nivel apenas por encima del nivel medio del agua.

**Cuadro 5.3.** Resultados de densidades y humedades a cota +1.20m.

Densidad húmeda [kN/m <sup>3</sup> ]	Humedad natural [%]	Densidad seca [kN/m <sup>3</sup> ]	Proctor modificado [kN/m <sup>3</sup> ]	Compactación [%]
22.53	7.5	20.95	21.38	98.0
22.69	9.2	20.78	21.38	97.2

A partir de la cota +2.0m, en la etapa denominada “terraplenado por capas de grava”, se realizaron entre 21 y 38 ensayos de densidad in situ por cada capa.

El Cuadro 5.4 muestra el resumen de los resultados de densidad, humedad y porcentaje de compactación respecto al ensayo Proctor Modificado, obtenidos para las diferentes capas estudiadas del terraplén, por encima del nivel medio de agua.

Se puede observar que por encima de la cota 2.0m se alcanzó prácticamente un 100% de la densidad máxima del ensayo Proctor Modificado (norma ASTM D 1557), con una dispersión muy baja de valores (desviaciones estándar inferiores al 3%, lo cual es característico de suelos homogéneos) en todo el espesor del terraplén.



**Cuadro 5.4.** Resultados de densidades, humedades y compactación por capa, entre cotas +2.0m y coronamiento a +3.8m.

Cota de proyecto	Nº de ensayos		Densidad húmeda [kN/m <sup>3</sup> ]	Humedad [%]	Densidad seca [kN/m <sup>3</sup> ]	Compactación [%]
2,0m	33	Media	22,44	5,8	21,22	99,2
		Desvío	0,55	1	0,49	2,3
		CV [%]	2,4	16,5	2,3	2,3
2,3m	38	Media	22,36	5,1	21,26	99,3
		Desvío	0,49	1,1	0,37	1,7
		CV [%]	2,2	20,5	1,7	1,7
2,6m	33	Media	22,23	4,8	21,22	99,2
		Desvío	0,43	0,9	0,4	1,8
		CV [%]	1,9	18,5	1,9	1,9
2,9m	32	Media	22,48	4,6	21,5	100,5
		Desvío	0,57	1,1	0,58	2,7
		CV [%]	2,6	23,6	2,7	2,7
3,2m	32	Media	22,59	5,4	21,43	100,2
		Desvío	0,34	0,6	0,29	1,4
		CV [%]	1,5	11,8	1,3	1,4
3,5m	28	Media	22,41	5,2	21,3	99,5
		Desvío	0,46	0,9	0,33	1,5
		CV [%]	2	16,7	1,5	1,5
3,8m	21	Media	22,52	5,6	21,33	99,6
		Desvío	0,32	0,6	0,22	1
		CV [%]	1,4	11	1	1

El Cuadro 5.5 muestra el resumen general de resultados de compactación, incluyendo los ensayos a cota +1.2m (cuando el terraplén se encontraba construido apenas por encima del nivel medio del agua).

**Cuadro 5.5.** Resultados generales de densidades, humedades y compactación.

	Densidad húmeda [kN/m <sup>3</sup> ]	Humedad natural [%]	Densidad seca [kN/m <sup>3</sup> ]	Compactación [%]
Nº de ensayos	219	219	219	219
Media	22,43	5,2	21,32	99,6
Desvío estándar	0,47	1	0,41	1,9
Coef. de Variac. [%]	2,1	19,5	1,9	1,9

## 5.6 Ensayos de placa

Para los ensayos de placa se siguieron las recomendaciones de las normas ASTM D1194 (para fundaciones) y ASTM D1195 (para pavimentos), previendo que el terraplén tendría ambos usos.

Se realizaron 8 ensayos de placa (2 por capa de estudio) de dos ciclos de carga y descarga cada uno, en distintas capas del relleno (ensayos a cota 1.2m, 2.0m, 2.9 y 3.8m). Las tensiones máximas en los ensayos variaron entre 600kPa y 1720kPa.

A cota +1.20m, sobre el denominado “relleno en masa”, se realizaron dos ensayos de carga con placa circular de 30cm y 50cm de diámetro.

A partir de los gráficos obtenidos en los ensayos se realizaron análisis de regresión lineal en las curvas de carga, obligando a la recta de regresión de los primeros ciclos de carga a pasar por el origen de coordenadas.

En el Cuadro 5.6 se resumen los datos de campo (tensiones máximas, asentamientos máximos asociados y asentamientos remanentes), los resultados

obtenidos en las regresiones lineales (coeficientes de correlación, y relación entre tensión y deformación: módulos  $k_s$ ).

**Cuadro 5.6.** Resumen de ensayos de placa a cota +1.20m.

Cota de proyecto	Ensayo N°	Diámetro de placa [cm]	Ciclo de carga	Tensión máxima [kPa]	Desplazamiento máximo [mm]	Desplazamiento remanente [mm]	Coefficiente de correlación	Módulo $k_s$ [kPa/cm]
1,2m	5	30	Ciclo1	1210	14,35	10,84	0,971	930
			Ciclo2	1210	5,92	2,39	0,982	2120
	6	50	Ciclo1	600	5,35	3,06	0,993	1154
			Ciclo2	600	2,74	0,70	0,970	2307

Entre las cotas +2.0m y 3.8m, en la zona denominada “terraplenado por capas de grava”, sobre el denominado “relleno en masa”, se realizaron 6 ensayos de carga con placa circular de 30cm de diámetro.

El Cuadro 5.7 resume los datos de campo (tensiones máximas, asentamientos máximos asociados y asentamientos remanentes), los resultados obtenidos en las regresiones lineales (coeficientes de correlación, y relación entre tensión y deformación: módulos  $k_{s30}$ ).

**Cuadro 5.7.** Resumen de ensayos de placa entre cotas +1.2m y +3.8m.

Cota de proyecto	Ensayo N°	Ciclo de carga	Tensión máxima [kPa]	Desplazamiento máximo [mm]	Desplazamiento remanente [mm]	Coefficiente de correlación	Módulo $k_{s30}$ [kPa/cm]
2,0m	1	Ciclo1	900	5,03	3,25	0,999	1797
		Ciclo2	900	2,14	0,42	0,989	4301
	2	Ciclo1	940	5,33	4,06	0,998	1760
		Ciclo2	940	1,70	0,46	0,996	5593
2,9m	3	Ciclo1	1680	7,90	6,03	0,983	2014
		Ciclo2	1680	2,34	0,34	0,988	7364
	4	Ciclo1	1680	4,39	3,10	0,985	3603
		Ciclo2	1680	1,51	0,00	0,992	11295
3,8m	7	Ciclo1	1720	5,14	3,59	0,996	3301
		Ciclo2	1720	1,92	0,09	0,994	9107
	8	Ciclo1	1000	3,46	2,58	0,995	2916
		Ciclo2	1000	1,30	0,00	0,999	7639

Los resultados de los ensayos de placa resultaron satisfactorios, obteniéndose valores de módulos de reacción muy por encima de los requeridos en el pliego. Algunos ensayos se realizaron hasta tensiones en el suelo muy elevadas, manteniéndose en todos los casos una correlación lineal fuerte.

Para complementar los ensayos de placa realizados el LCCF estudió la incidencia del diámetro de la placa en los controles realizados. Para ello, próximo a uno de los ensayos de carga a cota +3.8m (ensayo N°8), se realizaron otros 2 ensayos adicionales: uno con una placa de 50cm de diámetro (ensayo N°8´) y otro con placa de 80cm (ensayo N°8´´). Los resultados de estos ensayos, comparados con los resultados del ensayo con placa de 30cm de diámetro se resumen en el Cuadro 5.8.

**Cuadro 5.8.** Resumen de ensayos de placa a cota +3.8m, con placas de 30cm, 50cm y 80cm de diámetro.

Cota de proyecto	Ensayo N°	Diámetro de placa [cm]	Ciclo de carga	Tensión máxima [kPa]	Desplazamiento máximo [mm]	Desplazamiento remanente [mm]	Coefficiente de correlación	Módulo ks [kPa/cm]
3,8m	8	30	Ciclo1	1000	3,46	2,58	0,995	2916
			Ciclo2	1000	1,30	0,00	0,999	7639
	8´	50	Ciclo1	1000	6,09	4,17	0,995	1589
			Ciclo2	1000	2,32	0,34	0,972	4460
	8´´	80	Ciclo1	1000	4,95	2,78	0,990	1965
			Ciclo2	1000	2,84	0,49	0,950	3656

Si bien no se pueden generalizar conclusiones a partir de estos últimos ensayos, se puede decir que en este caso el diámetro de la placa no generó una influencia clara en el resultado de los ensayos, a la vez de verificarse valores de módulos de reacción muy por encima de los requeridos en el pliego.

Alrededor de esta zona, denominada punto N°8, donde se realizaron ensayos con placas de 30cm, 50cm y 80cm de diámetro, se realizaron a su vez ensayos de carga vertical mediante deflectómetro liviano (LWD) con equipo Dynatest 3031.

Se estudiaron 2 puntos, uno a cada lado de la viga de reacción de los ensayos de placa estáticos. La Figura 5.5 muestra la viga de reacción y la zona de los ensayos de placa estática, y el equipo LWD utilizado.

Se utilizó una pesa de 10 kg y dos diámetros de placa de carga diferentes en cada punto de estudio: 30cm y 15cm de diámetro.

En el primer punto se realizaron 6 ensayos con la placa de 30cm de diámetro y 5 ensayos con la placa de 15cm de diámetro. En el segundo punto se realizaron 5 ensayos con la placa de 30cm de diámetro y 5 con la de 15cm.

Los valores del módulo de deformación vertical bajo carga dinámica ( $E_{vd}$ ) obtenidos en campo se resumen en el Cuadro 5.9.



**Figura 5.5.** Ensayo de placa N°8 a cota +3.8m con placa de 30cm de diámetro y zona de ensayos de placa de 50cm y 80cm de diámetro. Al frente equipo LWD.

**Cuadro 5.9.** Resumen de ensayos LWD a cota +3.8m.

	Cantidad de ensayos	Promedio Evd [MPa]	Desv est [MPa]	Coef. de variación
Punto 1	11	76,4	12,8	0,2
Punto 2	10	78,1	15,1	0,2
General	21	77,2	13,3	0,2

Si se calculan los valores de los módulos de deformación vertical de los ensayos de placa estática, según la fórmula:

$$E_v = \frac{f}{\delta_0} (1 - \nu^2) \sigma_0 r \quad (5.1)$$

considerando el módulo tensión deformación  $\sigma_0/\delta_0$  correspondiente a cada ciclo de carga, se obtienen los valores de módulos de deformación del Cuadro 5.10.

**Cuadro 5.10.** Resumen de valores del módulo de deformación  $E$ .

Ensayo N°	Diámetro de placa [cm]	Ciclo de carga	Módulo ks [kPa/cm]	Módulo E [MPa]
8	30	Ciclo1	2916	76,3
		Ciclo2	7639	201,1
8`	50	Ciclo1	1589	70,2
		Ciclo2	4460	195,7
8``	80	Ciclo1	1965	140,4
		Ciclo2	3656	256,7

Considerando que estos 3 ensayos de carga, se encuentran prácticamente en el mismo punto (punto de estudio N°8), podemos considerar los siguientes módulos de deformación promedio para cada ciclo de carga:

$$E_{v1} = 95.6 \text{ MPa}$$

$$E_{v2} = 217.8 \text{ MPa}$$

Comparando el módulo de deformación del segundo ciclo de carga,  $E_{v2}$ , con el obtenido en el ensayo LWD,  $E_{vd}$ , se obtiene una relación de:

$$E_{v2}/E_{vd} = 217.8\text{MPa}/77.2\text{MPa} = 2.8$$

De acuerdo a las correlaciones orientativas de la normativa alemana (ver Cuadro 3.3) esta relación debería ser del orden de 2.2.

Si se calculan los valores de los módulos de deformación vertical de los ensayos de placa estática, según lo establecido en la norma española o la norma DIN, se obtienen las relaciones indicadas en el Cuadro 5.11. Puede observarse que aplicando estas normas, las relaciones  $E_{v2}/E_{vd}$  en ambos casos son del orden de 2.4, lo que se acerca a las recomendaciones alemanas.

**Cuadro 5.11.** Valores del módulo de deformación E según norma UNE 103808 y DIN 18134, y relaciones  $E_{v2}/E_{vd}$

Ensayo N°	Diámetro de placa [cm]	Ciclo de carga	Módulo E [MPa]		
			según fórmula (5.1)	según UNE 103808	según DIN 18134
8	30	Ciclo1	76,3	65,6	63,1
		Ciclo2	201,1	171,9	171,9
8´	50	Ciclo1	70,2	59,5	61,3
		Ciclo2	195,7	167,3	167,1
8``	80	Ciclo1	140,4	117,9	124,0
		Ciclo2	256,7	219,4	218,9
Ev1 promedio [MPa] =			95,6	81,0	82,8
Ev2 promedio [MPa] =			217,8	186,2	186,0
Ev2/Evd =			2,8	2,4	2,4

Sin duda estos ensayos podrían considerarse como un caso particular y puntual dentro de la obra. A pesar de ello la relación alcanzada no se aleja demasiado de la correlación sugerida por la normativa.

Se reconoce que resulta conveniente efectuar una correlación específica para cada caso de obra y contrastar los resultados de los ensayos LWD con ensayos de placa tradicionales.



## **5.7 Ensayos de placa para fundación de grúas de gran porte**

Como solicitud particular del contratista, el LCCF (2010b) fue contratado puntualmente, fuera del control de calidad programado, para realizar ensayos de carga con placa en dos zonas específicas del terraplén, a cota aproximada 3.8m, para la fundación de dos grúas de 300t y 700t. Estas grúas de gran porte se encargarían del montaje de ciertos elementos de la planta.

Se realizó un ensayo estático de carga de un ciclo de carga en cada zona a estudiar y como complemento, ensayos LWD.

### **5.7.1 Ensayos de placa estáticos**

Según lo solicitado por el contratista los ensayos de placa estáticos se realizaron con placa de 80cm de diámetro, siguiendo las recomendaciones de las normas ASTM D1194 y D1195. El ensayo en la zona de la grúa de 300t se realizó hasta alcanzar una tensión máxima de 600kPa, y el ensayo en la zona de la grúa de 700t hasta una tensión de 1000kPa.

En el Cuadro 5.12 se resumen los datos de campo (tensiones máximas, asentamientos máximos asociados y asentamientos remanentes), los resultados obtenidos en las regresiones lineales (coeficientes de correlación, y relación entre tensión y deformación: módulos  $k_s$ ).

**Cuadro 5.12.** Resumen de ensayos de placa a cota +3.8m para fundación de grúas.

Cota de proyecto	Ensayo N°	Diámetro de placa [cm]	Ciclo de carga	Tensión máxima [kPa]	Desplazamiento máximo [mm]	Desplazamiento remanente [mm]	Coefficiente de correlación	Módulo ks [kPa/cm]
3,8m	Grúa 300	80	Ciclo1	600	9,16	5,07	0,999	651
	Grúa 700	80	Ciclo1	1000	2,95	0,87	0,999	3238

### 5.7.2 Ensayos LWD

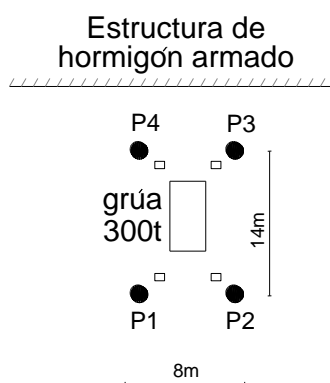
Los ensayos LWD se efectuaron con equipo Dynatest 3031. La Figura 5.6 muestra el equipo en el punto de estudio 3 próximo a la grúa de 300t.



**Figura 5.6.** Equipo LWD en zona de grúa de 300t.

### Ensayos en zona de grúa de 300t

Se estudiaron 4 puntos alrededor de la grúa de 300t (ver croquis de ubicación en Figura 5.7).



**Figura 5.7.** Croquis ubicación puntos de estudio alrededor de la grúa de 300t.

En cada punto se realizaron 10 ensayos con la placa de 30cm de diámetro y 10 ensayos con la placa de 15cm de diámetro.

Los valores del módulo de deformación vertical bajo carga dinámica ( $E_{vd}$ ) obtenidos en campo se resumen en el Cuadro 5.13.

Con los registros obtenidos se analizaron en gabinete los datos utilizando el programa LWDmod. Este programa calcula mediante iteraciones el valor del módulo de deformación vertical  $E_{vd}$  en cada punto de estudio minimizando la diferencia entre las deflexiones calculadas y las medidas en campo para todos los ensayos en el punto estudiado. Los valores calculados se comparan en el Cuadro 5.13 con los obtenidos en campo.

**Cuadro 5.13.** Resumen de ensayos LWD en zona de grúa de 300t.

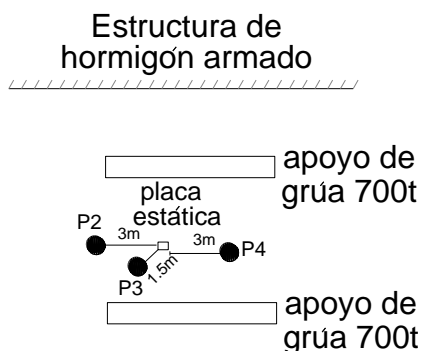
	Cantidad de ensayos	Datos de campo		Análisis LWDmod
		Promedio E <sub>vd</sub> [MPa]	Desv est [MPa]	Cálculo E <sub>vd</sub> [MPa]
Punto 1	20	151,7	12,0	119,0
Punto 2	20	121,0	11,0	106,0
Punto 3	20	139,0	9,0	110,0
Punto 4	20	149,5	33,0	146,0
General	80	140,3	22,0	120,3

El  $E_{vd}$  promedio total en los cuatro puntos estudiados en el campo resulta de 140,3MPa con una desviación estándar de 22MPa. El  $E_{vd}$  promedio total analizados con el programa resulta de 120,3MPa.

#### Ensayos en zona de grúa de 700t

Se estudiaron 3 puntos alrededor de la grúa de 700t (ver croquis en Figura 5.8).

Un cuarto punto de estudio fue eliminado por obtenerse valores muy superiores a los restantes.



**Figura 5.8.** Croquis ubicación puntos de estudio alrededor de la grúa de 700t.

En cada punto se realizaron 10 ensayos con la placa de 30cm de diámetro y entre 10 y 12 ensayos con la placa de 15cm de diámetro.

Los valores del módulo de deformación vertical bajo carga dinámica ( $E_{vd}$ ) obtenidos en campo se resumen en el Cuadro 5.14.

Con los registros obtenidos se analizaron en gabinete los datos utilizando el programa LWDmod. Los valores calculados con este programa se comparan en el Cuadro 5.14 con los obtenidos en campo.

**Cuadro 5.14.** Resumen de ensayos LWD en zona de grúa de 700t.

	Cantidad de ensayos	Datos de campo		Análisis LWDmod
		Promedio Evd [MPa]	Desv est [MPa]	Cálculo Evd [MPa]
Punto 2	20	445,6	13,5	350,0
Punto 3	22	521,6	15,3	425,0
Punto 4	20	533,8	10,5	406,0
General	62	501,0	13,7	393,7

El  $E_{vd}$  promedio total en los tres puntos estudiados en el campo resulta de 501,0MPa con una desviación estándar de 13,7MPa. El  $E_{vd}$  promedio total analizado con el programa resulta de 393,7MPa. Estos valores están muy por encima del rango de utilización del ensayo según las normas alemanas y españolas.

### 5.7.3 Conclusiones de ensayos para fundación de grúas de gran porte

A raíz de los ensayos de placa estáticos y dinámicos se concluyó que en las zonas estudiadas, las grúas se fundarían sobre suelo firme donde no se preveían asentamientos generales de importancia para la operación de las grúas.

En estos casos al no realizarse ensayos con dos ciclos de carga no se pudo comparar los módulos dinámicos y los de los segundos ciclos de carga. El Cuadro 5.15 presenta los módulos de los primeros ciclos de carga para cada ensayo, según la fórmula (5.1) y la norma española.

**Cuadro 5.15.** Valores del módulo de deformación  $E_{v1}$  de cada ensayo.

Ensayo N°	Diámetro de placa [cm]	Ciclo de carga	Módulo $E_{v1}$ [MPa]	
			según fórmula (5.1)	según UNE 103808
Grúa 300	80	Ciclo1	49,1	39,0
Grúa 700	80	Ciclo1	224,6	194,3

Si se adoptaran las relaciones  $E_{v2}/E_{vd}$  obtenidas en los ensayos de control del terraplén se podría obtener los valores estimados de  $E_{v2}$  para cada ensayo en función de los  $E_{vd}$  obtenidos en los ensayos LWD. El Cuadro 5.16 presenta los

valores estimados de  $E_{v2}$  utilizando los  $E_{vd}$  obtenidos y las relaciones mencionadas.

**Cuadro 5.16.** Valores estimados del módulo de deformación  $E_{v2}$  de cada ensayo, y promedios estimados.

Ensayo N°	Evd promedio [MPa]		Estimación módulo $E_{v2}$ [MPa]		
			$E_{v2}/E_{vd} = 2,4$	$E_{v2}/E_{vd} = 2,8$	Promedio
Grúa 300	obtenido en campo	140,3	337	393	339
	calculado con LWDmod	120,3	289	337	
Grúa 700	obtenido en campo	501	1202	1403	1163
	calculado con LWDmod	393,7	945	1102	

Considerando las estimaciones de los  $E_{v2}$  promedios se puede observar que los mismos resultan altos, y por encima de los valores promedios obtenidos a esa cota del terraplén. Esto resulta coherente ya que en estas dos zonas puntuales la empresa constructora realizó una compactación más enérgica del suelo previendo la operación de las grúas.

## 5.8 Control de asentamientos

El control de asentamientos fue realizado mediante 6 placas de asiento en un plazo algo mayor a 7 meses, obteniéndose los resultados presentados en la Figura 5.9.

Los asentamientos máximos variaron entre 0.21m y 0.45m en el tiempo de monitoreo, con un promedio de 0.31m. Los principales asentamientos se produjeron en los primeros 2 a 3 meses.

Puede observarse que en principio solo los testigos denominados 5 y 6 no llegaron a estabilizarse plenamente en el período de observación. Sin embargo, puede observarse que el testigo 6 estaba estabilizado, y solo la última lectura presenta un salto. Por otro lado, si a los datos del testigo 5 se le aplica una regresión lineal con modelo cuadrático, se aprecia que está en valores de estabilización, ver Figura 5.10.

El control de los asentamientos debió interrumpirse debido a las diferentes obras civiles a realizar. Estas obras tuvieron un plazo de 8 meses adicionales sin que se constataran problemas debidos a descensos del terraplén.

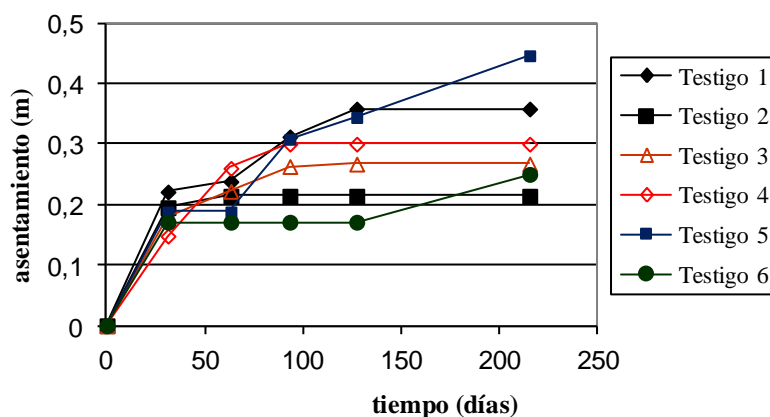
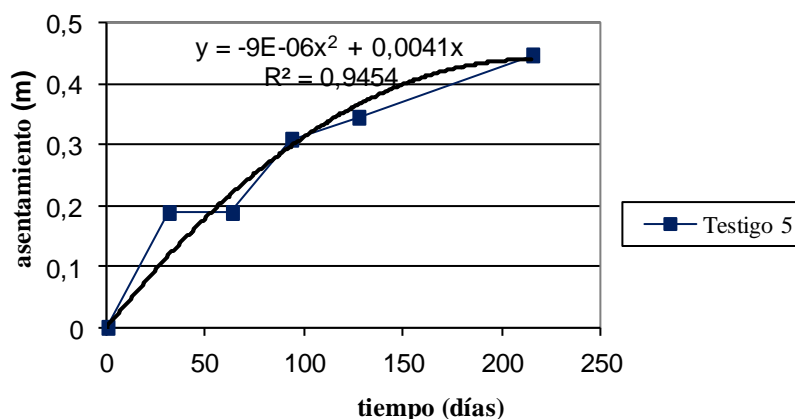


Figura 5.9. Gráficos de asentamientos vs. tiempo.





**Figura 5.10.** Regresión lineal con modelo cuadrático en curva de testigo N°5.

## 5.9 Conclusiones y comentarios del control del terraplén de estudio

Los resultados generales de compactación del terraplén muestran resultados satisfactorios. Los ensayos de densidad en sitio confirmaron niveles de compactación entre el 97% y 98% del Proctor Modificado en la capa inferior del terraplén, y prácticamente alcanzaron el 100% del Proctor Modificado para el resto del terraplén, con una dispersión baja de valores. Los resultados por capa de terraplén muestran homogeneidad en todo el espesor del terraplén.

Los ensayos de placa para las distintas capas de relleno, con tensiones máximas de ensayo que variaron entre 600kPa y 1720kPa muestran un buen comportamiento carga-deformación. Se observa en las primeras capas (cotas +1,2m y +2,0m) valores algo más bajos que en el resto del terraplén. Los resultados de los ensayos muestran también un comportamiento homogéneo.

Se estudió la incidencia del diámetro de la placa en los controles realizados, y si bien el estudio fue realizado en una única zona, se pudo concluir que el tamaño de la placa no generaba una gran influencia en los resultados.

Los ensayos de carga con placa fueron complementados con ensayos LWD, que confirmaron los resultados generales obtenidos en el control. Las relaciones  $E_{v2}/E_{vd}$ , considerando los módulos de deformación vertical según la norma española o la norma DIN, se acercan a las recomendaciones alemanas. Los ensayos LWD permitieron además realizar estudios puntuales para conocer las características de dos zonas para la fundación de grúas de gran porte.

Estos resultados, fruto de la combinación del buen material empleado junto a un correcto y cuidadoso trabajo de compactación, cumplieron sobradamente los criterios de aceptación establecidos en el pliego de obra.

Los controles de asentamientos durante algo más de 7 meses mostraron a su vez que el terraplén se encontraba razonablemente en condiciones de estabilización general.

El trabajo realizado fue de alta calidad, lográndose cumplir los distintos objetivos de control de calidad impuestos en el pliego.

El LCCF actuó básicamente en la etapa de construcción, en el estudio de la disposición de los materiales (ensayos de densidad y placa de carga), y en el monitoreo (placas de asiento). Algunos controles mencionados en el Cuadro 4.4 (como los controles en las etapas de proyecto y recepción, selección de materiales y ejecución de obra) no fueron incluidos en los trabajos contratados al LCCF.

Algunos aspectos del control de calidad no realizados por el LCCF fueron llevados a cabo por el contratista directamente, quien era en definitiva el responsable del control general de la obra.

Respecto a la cantidad de ensayos de densidad, por encima del nivel medio de agua se realizaron 217 ensayos de densidad (21 de ellos en el coronamiento).

Considerando la propuesta del Cuadro 4.4 y tomando la altura aproximada del terraplén fuera del agua de 3m y una superficie de 18000m<sup>2</sup>, con capas de

0.30m de espesor, el número recomendado de ensayos sería de 188 (26 de ellos en el coronamiento).

Respecto a los ensayos de placa, considerando la propuesta, el número recomendado de ensayos sería de 37 (5 de ellos en el coronamiento). Pero en este caso los puntos estudiados para ensayos de placa fueron 8 (2 de ellos en coronamiento). Si bien como ya se describió anteriormente, se realizaron otros ensayos en coronamiento, el programa original de control quedaba por debajo del número propuesto en el Cuadro 4.4. Los resultados obtenidos, muy por encima de los exigidos en el pliego de obra, y la homogeneidad del suelo encontrado, podrían justificar el número de ensayos realizados. A pesar de ello podría haberse realizado ensayos LWD durante toda la obra y cubrir más puntos de estudio sin afectar los ritmos de obra y sin aumentar prácticamente los costos del control.

Respecto al monitoreo, se estudiaron 6 puntos, a razón de 1 punto cada 3000m<sup>2</sup> de terraplén. La distribución de los mismos respondió a restricciones de obra.

Si bien por motivos contractuales el LCCF no realizó un control de calidad integral que abarcara todos los aspectos involucrados, efectuó controles puntuales o parciales estipulados por el contratista que intentaron acercarse a un control general del terraplén adaptado a lo solicitado y a los ritmos de trabajo de la obra.

La propuesta del Cuadro 4.4 puede ser una guía de partida para la planificación del control de calidad de un terraplén, que deberá ser ajustada dependiendo del proyecto que se trate.

# Capítulo 6

## Conclusiones

En este trabajo se presenta una propuesta de control de calidad de terraplenes adaptado a las condiciones tecnológicas del Uruguay, buscando mejorar el control de este tipo de obra.

A partir de esta guía con lineamientos generales, el plan de control se puede adaptar a las particularidades de cada caso concreto manteniendo las pautas establecidas.

Del desarrollo de la propuesta se han extraído las siguientes conclusiones:

- El control de un terraplén involucra una serie de actividades vinculadas entre sí, que deben tenerse en cuenta a la hora de realizar un control integral del mismo.
- La selección de materiales y el empleo de los mismos es uno de los aspectos más importantes de la obra. A nivel mundial existen diferentes normativas con condiciones básicas de los materiales a usar, criterios generales de clasificación, aptitudes y características generales de suelos para ser utilizados en rellenos para terraplenes. Algunas normas como el PG-3 profundizan estos aspectos y otras, como el pliego de la DNV, establecen criterios generales al respecto, por ejemplo no considerando características específicas en cuanto a plasticidad, contenido de materia orgánica, colapsabilidad, expansividad, contenido de sales solubles, contenido de yeso, granulometría.

- La calidad de un terraplén depende en gran medida de su correcta realización. En este sentido el pliego de la DNV es más detallado que en el caso de selección y empleo de materiales pero podría profundizar algunos aspectos para casos característicos de los suelos que se encuentran en Uruguay, o diferenciar especificaciones a exigir en diferentes zonas de un terraplén.
- Una investigación geotécnica que analice los resultados de ensayos de campo y laboratorio resulta de fundamental importancia para un proyecto de terraplén, dada la incidencia de la estimación de los diferentes parámetros del suelo en los cálculos. Actualmente se encuentran disponibles diversos programas geotécnicos computacionales comerciales para un proyecto, pero no debe olvidarse la importancia de tener parámetros realistas de los materiales.
- La importancia de los asentamientos esperados por la ejecución de un terraplén, en especial sobre suelos blandos, amerita un estudio detallado de los mismos incluyendo su evolución en el tiempo. En virtud de las posibles discrepancias existentes entre el comportamiento previsto y el comportamiento real de campo, el monitoreo es prácticamente obligatorio. Asimismo en algunos casos complejos las incertidumbres pueden limitarse mediante la construcción de terraplenes de prueba.
- La propuesta presentada en este trabajo (esquemática en el Cuadro 4.4) tiene un enfoque de control de calidad en el sentido más amplio, incluyendo desde la concepción inicial y las etapas más tempranas de proyecto, hasta la recepción final del terraplén y su monitoreo. Incluye una serie de ítems con estudios y ensayos interrelacionados, que a su vez se complementan, y abarcan diferentes aspectos que influyen en la calidad de la obra. Algunos de los ítems a controlar no son cuantificables ya que dependerán de las condiciones particulares y variables de cada obra, pero deben ser tenidos en cuenta a la hora del control de calidad.

- Para cada obra particular se debería elaborar un programa de control de calidad que considere todos los ítems mencionados.
- La propuesta presenta controles basados en ensayos usuales en el país y adecuados a las capacidades tecnológicas del medio. A su vez propone una densidad de ensayos basada en normas y recomendaciones extranjeras, las cuales pueden avenirse a las condiciones locales. Con respecto a los ensayos más rutinarios de control de terraplenes, se incorporan controles de deformación y capacidad portante no contemplados en el pliego de la DNV. A su vez se indican densidades de ensayos mayores a las indicadas en el pliego local.
- La guía incluye aspectos que no son usuales o tenidos en cuenta en muchos controles de obras locales como el monitoreo, el estudio más profundo de los materiales a emplear (con mayor número de ensayos y estudio de contenido de materia orgánica o potencial expansivo de los suelos), el estudio del proyecto propiamente dicho, el procedimiento constructivo y los eventuales tratamientos de mejora de suelos.

Con respecto al pliego de la DNV:

- Sería conveniente que la selección y empleo de materiales para la construcción de terraplenes sea profundizado en futuras versiones del pliego de la DNV, adoptándose una clasificación similar al PG-3 por ejemplo, e incluyendo el estudio de problemas locales de suelos como el caso de suelos expansivos.
- En el aspecto constructivo podría profundizar algunos temas como los valores de densidad y humedad a alcanzar para distintos tipos de suelo como el caso de suelos expansivos (comunes en nuestro país), o diferenciar valores a exigir según el tipo de suelo y la zona del terraplén en donde se encuentre.

- El pliego debería incorporar para el control de la compactación de terraplenes, además de las especificaciones de densidad, condiciones de deformabilidad o capacidad portante basadas en ensayos de carga con placa.

Actualmente la nueva tecnología disponible permite la posibilidad de realizar mayor cantidad de ensayos en forma más rápida y económica, generando mayor volumen de datos. Sin embargo para validar estos datos resulta necesario respaldarlos y contrastarlos con ensayos clásicos y directos, para los cuales existe mayor experiencia y respaldo de conocimiento. La correlación de las nuevas tecnologías con los ensayos clásicos es uno de los aspectos que se debe estudiar y considerar en cada proyecto. A su vez la perspectiva de extender la cantidad de datos disponibles permitirá utilizar la herramienta estadística en el control de calidad en este tipo de obras, aspecto no usual en la actualidad.

El uso de tratamientos de mejoras de suelo en Uruguay ha ido incrementándose en los últimos años, principalmente en obras portuarias y de rellenos ganados al mar. Estos tratamientos presentan dificultades de control de calidad y requieren esfuerzos adicionales en cuanto al reconocimiento geotécnico posterior para evaluar sus efectos. Estos casos presentan dificultades adicionales que deberían ser estudiados a futuro.

Se debería considerar y estudiar la posibilidad de utilizar materiales no convencionales como restos de demoliciones, residuos urbanos, cenizas, escorias y otros subproductos industriales para la conformación de grandes terraplenes. La utilización de este tipo de materiales para la construcción de terraplenes y el trabajo sobre terrenos alterados por la actividad humana, sin duda será uno de los desafíos futuros de la geotécnica a nivel mundial.

# Bibliografía

AL-KHAFAJI A.W.N., ANDERSLAND O.B., 1992. Equations for compression index approximation. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 118, n.1, pp. 148-153.

ALMEIDA M. S. S., 1984. Stage constructed embankments on soft clays. Tesis de Doctorado, Universidad de Cambridge, Inglaterra.

ALMEIDA M. S. S., FERREIRA C.A.M., 1992. Field, in situ and laboratory consolidation parameters of a very soft clay. *Predictive soil mechanics. Proceedings of the Wroth Memorial Symposium held at St Catherine's College, Oxford 27-29 July 1992*, pp 73-93.

ALMEIDA M. S. S., 1996. Aterros sobre solos moles – da concepção à avaliação do desempenho. Rio de Janeiro, UFRJ.

ALMEIDA M. S. S., OLIVEIRA J. R. M. S., SPOTTI A. P., 2000. Previsão e desempenho de aterro sobre solos moles: estabilidade, recalques e análises numéricas. *Previsão de Desempenho x Comportamento Real*, 2000, São Paulo: ABMS/NRSP.

ALMEIDA M. S. S., SOARES MARQUES M. E., 2010. Aterros Sobre Solos Moles - Proyecto e desempenho. ISBN 978-85-7975-007-6.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D698-12e1, 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>)), ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)



AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D1194-94, 1994. Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings (Withdrawn 2003), ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D1195 / D1195M-09, 2009. Standard Test Method for Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D1196 / D1196M-12, 2012. Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements , ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D1556 / D1556M-15, 2015. Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D1557-12, 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (2,700 kN-m/m<sup>3</sup>)), ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D1586-11, 2011. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D1883-14, 2014. Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2487-11, 2011. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2573-08, 2008. Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3282-09, 2009. Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3441-05, 2005. Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil (Withdrawn 2014), ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D4429-09a, 2009. Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Soils in Place, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D4633-10, 2010. Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D5778-12, 2012. Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone

Penetration Testing of Soils , ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6951/D6951M-09, 2009. Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications, ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org)

ASAOKA A., 1978. Observational procedure of settlement prediction. Soils and Foundations, Vol. 18, N°4.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. UNE 103204, 1993. Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potasio. AENOR.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. UNE 103407, 2005. Ensayo de huella en terrenos para control de compactación. AENOR.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. UNE 103500, 1994. Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor normal. AENOR.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. UNE 103501, 1994. Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor modificado. AENOR.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. UNE 103502, 1995. Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo. AENOR.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN.  
UNE 103601, 1996. Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro.  
AENOR.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN.  
UNE 103807-2, 2008. Ensayo de carga vertical de suelos mediante placa  
dinámica, AENOR.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN.  
UNE 103808, 2006. Ensayo de carga vertical de suelos mediante placa estática,  
AENOR.

ASSOCIATION FRANCAISE DE NORMALISATION. NF P 11-300, 1992.  
Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des  
couches de forme d'infrastructures routières, AFNOR, setiembre 1992. ISSN  
0335-3931.

BARRON R. A., 1948. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. ASCE  
Transactions, Vol. 113, Paper N°2346, pp.718-754.

BISHOP A. W., 1955. The use of slip circle in the stability analysis of earth  
slopes. Geotechnique, Vol. 5, N° 1, pp 7-17.

BISHOP A.W., MORGENSTERN N.R., 1960. Stability coefficients for earth  
slopes. Geotechnique, Vol 10, N° 4, pp 129-150.

BJERRUM, L., 1972. Embankments on soft ground. Specialty conference on  
earth and earth-supported structures, Purdue University, Lafayette, Indiana,  
U.S.A. ASCE, Vol. 2, pp. 1-54.

BJERRUM, L., 1973. Problems of soil mechanics and construction on soft clays.  
8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering  
(ICSMFE), Moscow.

CASAGRANDE A., 1936. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Cambridge, pp 60-64.

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS. NLT-254, 1999. Ensayo de colapso en suelos. CEDEX, España.

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS. NLT-256, 1999. Ensayo de huella en terrenos. CEDEX, España.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 381/98, 1998. Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. DIN 18134, 2001. Determining the deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. DIN 18196:2011-05, 2011. Earthworks and foundations - Soil classification for civil engineering purposes.

DUNNICLIFF J., 1988. Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons, New York.

FACULTAD DE INGENIERÍA - UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA, 2005. Asesoramiento en el terraplenado de una playa de depósito de madera en la zona del espigón F del Puerto de Montevideo. Convenio ANP-Universidad de la República.

FARRELL DESIGN-BUILD, 2015. Dynamic Compaction Ground Improvement, [www.farrellinc.com](http://www.farrellinc.com).

FELLENIUS W., 1936. Calculation of the stability of earth dams. 2<sup>nd</sup> Congress on Large Dams, Vol. 4, Washington.

GUTIÉRREZ A., HOFFMANN C., 2008. Informe sobre compactación de arenas. Movimiento de suelos de Celulosa y Energía Pereira.

GUTIÉRREZ A., HASARD D., ABREU L., 2010. Compactación dinámica de suelos arenosos en la terminal portuaria de Ontur, Nueva Palmira. Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, CAMSIG XX, Mendoza.

GUTIÉRREZ A., HASARD D., 2012. Evaluación de terraplenes sobre suelos blandos mediante ensayos de campo. Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, CAMSIG XXI, Rosario.

HANSBO S., 1979. Consolidation of clay by band-shaped prefabricated vertical drains. Ground Engineering, Vol. 12, Nº 5, pp. 16-25.

HENRÍQUEZ C. I., 2007. Mejora de Terrenos Potencialmente Licuables con Inyecciones de Compactación. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

INCOCIV, 2009. Informe geotécnico obra Ampliación Destilería La Teja, AESA SACEEM ABENGOA, Montevideo, Uruguay.

INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TÉCNICAS. UNIT-ISO 9000:2005, 2005. Sistemas de gestión de la calidad - Fundamentos y vocabulario. UNIT.

INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TÉCNICAS. UNIT-ISO 9001:2008, 2008. Sistemas de gestión de la calidad - Requisitos. UNIT.

INSUELOS, 2009. Perforaciones con SPT y Penetraciones Dinámicas, Área de implantación de la unidad de recuperación de azufre, refinería de ANCAP, La Teja.

JAKY J., 1944. The coefficient of earth pressure at rest. Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers. Vol. 7, pp. 355-358.

JANBU N. L., BJERRUM L., KJAERNSLI B., 1956. Soil Mechanics Applied to Some Engineering Problems. Norwegian Geotechnical Institute, Publication 16, Oslo.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES (LCPC) ET SERVICE D'ETUDES SUR LES TRANSPORTS, LES ROUTES ET LEURS AMÉNAGEMENTS (SETRA), 1992. Realisation des remblais et des couches de forme.

LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DE FUNDACIONES (LCCF) - FACULTAD DE INGENIERÍA - UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA, 2007. Informe sobre trabajos de compactación dinámica en el Puerto de Ontur (Nueva Palmira).

LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DE FUNDACIONES (LCCF) - FACULTAD DE INGENIERÍA - UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA, 2010a. Estudio Relleno en la Bahía de Montevideo, Subproyecto 08.

LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DE FUNDACIONES (LCCF) - FACULTAD DE INGENIERÍA - UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA, 2010b. Informe de ensayos de placa para fundación de dos grúas de gran porte. Planta de desulfurización - Ancap - La Teja.

LADD C.C., 1991. Stability evaluation during staged construction. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, n.4, p 537-615.

LAMBE T.W., 1951. Soil Testing for Engineers. John Wiley & Sons, New York.

LAMBE T. W., WHITMAN R.V., 1979. Mecánica de suelos, ISBN 968-18-0474-0.

LONG R. P., CAREY P. J., 1978. Analysis of settlement data from sand drained areas. Transportation Research Record, Washington, n.678.

LOWE J., KARAFIATH L., 1960. Stability of earth dams upon drawdown. Proceedings First Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation, México City. Vol. 2, pp. 537-552.

LUKAS R. G., 1992. Dynamic Compaction Engineering Considerations. ASCE, Geotechnical Special Publication N° 30, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, pp 940-953.

MAGNAN J. P., 1984. Remblais et fondations sur sols compressibles. ISBN 2-8 5978-060-2.

MASSARSCH K. R., 1979. Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay. Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, England. Vol. 2, pp. 245-250.

MAYNE P.W., KULHAWY F.H., 1982. Ko-OCR Relationships in Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 108, N° GT6, pp. 851-872.

McMAHON T.F, HALSTEAD W.J., BAKER W.W., GRANLEY E.C., KELLY J.A., 1969. Quality Assurance in Highway Construction. Public Roads, Vol. 35, N°s 6-11, initially compiled in Feb./Dec. 1969.

MENARD L., BROISE Y., 1975. Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation. Geotechnique, Vol. 25, N° 1, pp 3-18.

MORGENSTERN N.R, PRICE V.E., 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, Vol. 15, N° 1, pp. 79-93.

NGT-39, 1997. Recomendaciones de empleo del Equipo ligero de impacto en la construcción ferroviaria, Deutsche Bahn.



ORGANISATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT (OECD), 1979. Construction of roads on compressible soils. Road Research, París.

ORLEACH P., 1983. Techniques to evaluate the field performance of vertical drains, Thesis - Massachusetts Institute of Technology (MIT), USA.

OSTERBERG J. O., 1957. Influence values for vertical stresses in semi infinite mass due to embankment loading. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), London, Vol. 1, p. 393.

PARRY R.H.G., 1971. A direct method of estimating settlements in sands from SPT values. Proceedings of the Symposium on Interaction of Structures and Foundations, Midland Soil Mechanics and Foundation Engineering Society, Birmingham, pp 29-37.

PG-3, 2001. Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. Ministerio de Fomento, España.

PINTO C.S., 2001. Considerações sobre o método de Asaoka. Solos e Rochas, ABMS, Vol. 24, N° 1, pp 95-100.

Pliego de Condiciones Generales para la Construcción de Obras Públicas (Pliego de Condiciones para la Construcción de Puentes y Carreteras de la Dirección Nacional de Vialidad del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Uruguay), 1990. Aprobado por Decreto N° 8/990 de 24 de enero de 1990.

POULOS H.G., DAVIS E.H., 1974. Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley & Sons.

RIXNER J. J., KRAEMER S. R., SMITH A. D., 1986. Prefabricated vertical drains. Vol. 1. Federal Highway Administration, Report FHWA-RD-86/168.

ROM 0.5-05, 2005. Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias, Puertos del Estado de España. ISBN 84-88975-52-X.

SANDRONI S.S., LACERDA W. A., BRANDT J. R., 2004. Método dos volumes para controle de campo da estabilidade de aterros sobre argilas moles. Solos e Rochas, Vol. 27, N°1, pp 25-35.

SARMA S. K., 1979. Stability Analysis of Embankments and Slopes. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 105, N° GT12.

SCHMERTMANN J.H., 1970. Static cone to compute static settlement over sand. Journal of Soil Mechanics Foundation Division. ASCE, Vol. 96, N° SM3.

SCHMIDT C.A.B., 1992. A settlement analysis by Asaoka's method with a probabilistic approach. M. Sc. Thesis, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brazil.

SCHNAID F., 2000. Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.

SCHULTZE E, MENZENBACH E., 1959. Standard Penetration Test and compressibility of soils. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), París, N° 2/17.

SHERMAN G.B., WATKINS R.O., PRY SOCK R.H., 1966. A Statistical Analysis of Embankment Compaction, California Department of Public Works, Division of Highways, Sacramento.

SOWERS G.B., SOWERS G.F., 1993. Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. Editorial Limusa. ISBN 968-18-0506-2.

SPENCER E., 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel, inter-slice forces. Geotechnique, Vol. 17, N°1, pp. 11-26.

STAMATOPOULOS A. C., KOTZIAS P. C., 1973. The specific constrained modulus. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Moscú, N° 1/61.

STAMATOPOULOS A. C., KOTZIAS P. C., 1990. Mejoramiento de Suelos por Precarga. Editorial Limusa. ISBN 968-18-3316-3.

STEINBRENNER W., 1934. Tafeln zur Setzungsberechnung, Die Strasse, Vol. 1.

TAVENAS F., MIEUSSENS C., BOURGES F., 1979. Lateral displacements in clay foundation under embankments. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, N° 3, pp 532-550.

TAYLOR D.W., 1948. Fundamentals of Soil Mechanics. Wiley, New York.

TERZAGHI K., 1920. Old Earth Pressure Theories and New Test Results. Engineering News Record, Vol. 85, pp. 632-637.

TERZAGHI K., 1943. Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, New York.

TERZAGHI K., PECK R.B., 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, New York, 2da edición.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 2005. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Synthesis 346.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 2009. Glossary of Highway Quality Assurance Terms, Circular Number E-C137.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1970. Engineering and Design, Stability of Earth and Rock-Fill Dams. Engineer Manual, EM1110-2-1902.

WAGNER A. A., 1957. The use of Unified Soil Classification System by the Bureau of Reclamation. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), London, Vol. 1, p. 125.

ZTVE-StB 95, 1995. Pliego de Condiciones Técnicas para subbases de carreteras, Grupo de trabajo de Terraplenes e Ingeniería de Cimentaciones.

ZTVE-StB 94, 1997. Pliego de Condiciones Técnicas y recomendaciones para obras de tierra en la construcción de carreteras, Grupo de trabajo de Terraplenes e Ingeniería de Cimentaciones, 1994, revisado en 1997.

ZTVE-StB 97, 1997. Pliego Pliego de Condiciones técnicas y recomendaciones para excavaciones en zonas de tráfico, Comité para la construcción de carreteras locales.