



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN  
INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LA TÉCNICA DE  
COMPACTACIÓN DINÁMICA PARA MEJORAMIENTO  
MASIVO DE SUELOS.**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – CONSTRUCCIÓN  
P R E S E N T A :

**DARÍO ARRIAGA VÁZQUEZ**

TUTOR:

**M.I. JAIME ANTONIO MARTÍNEZ MIER**



2006



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M.I. FAVELA LOZOYA FERNANDO.

Secretario: M.I. DÍAZ DÍAZ SALVADOR.

Vocal: M.I. MARTÍNEZ MIER JAIME ANTONIO.

1<sup>er</sup>. Suplente: DR. MEZA PUESTO JESÚS HUGO.

2<sup>do</sup>. Suplente: ING. SUÁREZ SALAZAR CARLOS.

Lugar donde se realizó la tesis:

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

TUTOR DE TESIS:

**M.I JAIME ANTONIO MARTÍNEZ MIER.**

---

*A mis padres y hermanos*

*A la compañera de mi vida, Judith*

## *Agradecimientos*

*A la UNAM por haberme permitido formar parte de ella y brindarme las herramientas necesarias durante mis estudios.*

*A CONACYT, por concederme la beca de apoyo y de esta forma poder concluir satisfactoriamente los estudios de maestría.*

*Al M.I. Fernando Favela Lozoya, M.I. Salvador Díaz Díaz, Dr. Jesús Hugo Meza Puesto y al Ing. Carlos Suárez Salazar por sus comentarios y sugerencias para complementar esta tesis.*

*Un reconocimiento especial al **M.I. Jaime Antonio Martínez Mier** por contribuir con su conocimiento y experiencia en la realización de esta tesis, así como también por la orientación y apoyo recibidos en todo momento.*

*A mis amigos del Posgrado por su apoyo y su agradable compañía y sobretodo por los buenos momentos que hemos compartido.*

*...y a todos los que de alguna forma han estado a mi lado.*

*GRACIAS.*

## INDICE

	Pág.
<b>INTRODUCCIÓN</b>	
<b>I. ANTECEDENTES</b>	
<b>1.1 INTRODUCCIÓN.</b>	<b>01</b>
<b>1.2 MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS.</b>	<b>02</b>
1.2.1 Mezclas.	02
1.2.2 Precargas.	06
1.2.3 Densificación por medio de explosivos.	08
1.2.4 Mejoramiento por vibrado.	09
1.2.5 Inyección de compactación.	14
1.2.6 Inclusiones rígidas.	15
1.2.7 Jet grouting.	15
1.2.8 Compactación dinámica.	16
<b>1.3 CONCLUSIONES CAPÍTULARES.</b>	<b>17</b>
<b>II. PROYECTO DE COMPACTACIÓN DINÁMICA</b>	
<b>2.1 INTRODUCCIÓN.</b>	<b>18</b>
<b>2.2 MÉTODO.</b>	<b>19</b>
2.2.1 Objetivos.	19
2.2.2 Limitaciones.	20
<b>2.3 EVALUACIÓN PRELIMINAR.</b>	<b>20</b>
2.3.1 Clasificación del tipo de suelo.	22
2.3.2 Valorar restricciones del sitio.	23
2.3.3 Evaluar requisitos de diseño.	26
2.3.4 Considerar los costos y alternativas.	29
<b>2.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.</b>	<b>31</b>
2.4.1 Selección de la masa y altura de caída.	32
2.4.2 Determinar la energía a aplicar.	36
2.4.3 Determinar el área por mejorar.	37
2.4.4 Espaciamiento de la cuadrícula y número de golpes.	37
2.4.5 Número de fases.	37
2.4.6 Estabilizar la capa superficial.	39
<b>2.5 VERIFICACIÓN DEL TRATAMIENTO.</b>	<b>40</b>
2.5.1 Sondeo de penetración estándar.	40
2.5.2 Sondeo de cono eléctrico.	41
2.5.3 Otros métodos.	41
2.5.4 Elección del método de verificación.	43
<b>2.6 CONCLUSIONES CAPITULARES.</b>	<b>45</b>
<b>III. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LA TÉCNICA.</b>	
<b>3.1 INTRODUCCIÓN.</b>	<b>46</b>
<b>3.2 MAQUINARIA Y EQUIPO.</b>	<b>47</b>
3.1.1 Grúas.	47
3.1.2 Masas.	48
3.1.3 Cables.	49
<b>3.2 ESPECIFICACIONES EN LA APLICACIÓN DE LA TÉCNICA.</b>	<b>50</b>
3.2.1 Especificación del Método.	51
3.2.2 Especificaciones de desempeño.	54
3.2.3 Coordinación.	57

<b>3.3 CONTROL DURANTE LA APLICACIÓN DE LA TÉCNICA.</b>	<b>57</b>
3.3.1 Bufamiento del suelo y presión de poro.	<b>58</b>
3.3.2 Asentamiento provocado.	<b>59</b>
3.3.3 Vibración en el suelo.	<b>60</b>
3.3.4 Pruebas de comprobación.	<b>60</b>
3.3.5 Responsabilidades del dueño y contratista.	<b>62</b>
<b>3.4 AJUSTES DURANTE LA APLICACIÓN DE LA TÉCNICA.</b>	<b>62</b>
3.4.1 Sincronización de fases múltiples o pasos.	<b>62</b>
3.4.2 Espesor de trabajo en material granular.	<b>63</b>
3.4.3 Control del agua en el suelo.	<b>64</b>
3.4.4 Vibraciones del suelo.	<b>64</b>
3.4.5 La energía absorbida por capas débiles.	<b>64</b>
<b>3.5 CONCLUSIONES CAPITULARES.</b>	<b>65</b>
<b>IV. CASOS DE COMPACTACIÓN DINAMICA EN MÉXICO</b>	
<b>4.1 INTRODUCCIÓN.</b>	<b>66</b>
<b>4.2 CASOS DE APLICACIÓN EN MÉXICO.</b>	<b>67</b>
<b>4.3 CASOS DE APLICACIÓN EN EE.UU.</b>	<b>73</b>
<b>4.4 CASOS DE APLICACIÓN EN OTRAS PARTES DEL MUNDO.</b>	<b>77</b>
<b>4.5 CONCLUSIONES CAPITULARES.</b>	<b>82</b>
<b>V. PROYECTO DE MINATITLAN VER.”</b>	
<b>5.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.</b>	<b>83</b>
<b>5.2 CONDICIONES DEL SITIO.</b>	<b>84</b>
<b>5.3 TRABAJOS PRELIMINARES.</b>	<b>85</b>
<b>5.4 MEJORAMIENTO CON COMPACTACIÓN DINÁMICA.</b>	<b>87</b>
<b>5.5 EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS.</b>	<b>95</b>
<b>5.6 CONCLUSIONES CAPITULARES.</b>	<b>95</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b>	<b>104</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.</b>	<b>107</b>
<b>APENDICES.</b>	
Apéndice A	<b>I</b>
Apéndice B	<b>VII</b>
Apéndice C	<b>XI</b>

**LISTA DE FIGURAS**

Figura 1.1	Mezcla de suelos	3
Figura 1.2	a) Mezcla con cal a granel y b) Mezcla de cal en forma de lechada	4
Figura 1.3	Aplicación del suelo-cemento con escarificador	5
Figura 1.4	Estabilización del suelo con asfalto	6
Figura 1.5	Terraplenes de precarga	7
Figura 1.6	Cuerpo del terraplén	8
Figura 1.7	Uso de explosivos	8
Figura 1.8	Empleo de explosivos en lugares aislados	9
Figura 1.9	Equipo para los trabajos de vibrocompactación	10
Figura 1.10	Equipo de vibroflotación	11
Figura 1.11	Drenes de arena y grava	12
Figura 1.12	Monitoreo de los trabajos de vibroflotación	13
Figura 1.13	Equipo requerido para los trabajos	14
Figura 1.14	Equipo de inyección	15
Figura 1.15	Empleo de Jet Grouting	16
Figura 1.16	Aplicación de la técnica	16
Figura 1.17	Trabajos de compactación dinámica	17
Figura 2.1	Trípode utilizado para Compactación dinámica	19
Figura 2.2	Grupo de suelos para compactación dinámica	23
Figura 2.3	Niveles seguros de vibración para estructuras vecinas	24
Figura 2.4	Factor de escala de la energía vs velocidad de la partícula	24
Figura 2.5	Desplazamientos laterales	25
Figura 2.6	Valores del mejoramiento a profundidades distintas, durante la aplicación de la técnica	28
Figura 2.7	Criterio para evaluar el aflojamiento y probabilidad de colapso del suelo	29
Figura 2.8	Aplicación de la técnica en fases	31
Figura 2.9	Profundidad de mejoramiento medido por la deformación lateral obtenida	34
Figura 2.10	Relación entre el peso de la masa y altura de caída	35
Figura 2.11	Compactación dinámica sobre terrenos irregulares	40
Figura 3.1	Tipos de maquinaria utilizados en la compactación dinámica	46
Figura 3.2	Tipos de masa utilizados en proyectos	47
Figura 3.3	Empleo de la técnica	49
Figura 3.4	Esfuerzo del suelo adyacente a los cráteres	58
Figura 3.5	Resultado de la prueba de carga	60
Figura 3.6	Esquema del movimiento del suelo debido al desplazamiento volumétrico	62
Figura 4.1	Compactación dinámica	65
Figura 4.2	Trabajos de la presa Peñitas, Chiapas	65
Figura 4.3	Masa de concreto empleada para compactar el subsuelo	67
Figura 4.4	Trabajos de compactación dinámica	70
Figura 4.5	Trabajos realizados en terraplén dragado del río	71
Figura 4.6	Cráter producido en el relleno	72
Figura 4.7	Trabajos de compactación dinámica cerca de estructuras	72
Figura 4.8	Trabajos para mejora del sitio en la carretera	73
Figura 4.9	Compactación dinámica en depósitos de escombros	74
Figura 4.10	Mejoramiento en la vía de acceso al hotel	75
Figura 4.11	Masa de 15 t y altura de caída de 18 m	75
Figura 4.12	Aplicación de la técnica	76
Figura 4.13	Trabajos de compactación dinámica y huellas realizadas en el proyecto	77
Figura 4.14	Trípode utilizado en los trabajos de compactación dinámica	77
Figura 4.15	Masa de 18 t altura de caída 25 m	78
Figura 4.16	Primera fase de los trabajos en el relleno	79
Figura 4.17	Plataforma formada de un terraplén hidráulico	79



Figura 5.1	Refinería Lázaro Cárdenas y localización del proyecto	82
Figura 5.2	Tipo de suelos donde se desplantaran las nuevas instalaciones	83
Figura 5.3	Localización de los sondeos mixtos en el sitio a tratar	84
Figura 5.4	Colocación de los terraplenes de precarga	85
Figura 5.5	Localización del área de compactación dinámica	86
Figura 5.6	Mallas de los cuatro sectores	87
Figura 5.7	Trabajos de prueba en la plataforma realizada	87
Figura 5.8	Cono eléctrico	88
Figura 5.9	Perfil estratigráfico	90
Figura 5.10	Sondeo realizado después del primer impacto	91
Figura 5.11	Sondeo realizado después de la fase 1 y 2	91
Figura 5.12	Sondeo al final del tratamiento	91
Figura 5.13	Sondeo 15 días después del tratamiento	91
Figura 5.14	Factor de mejora de los cuatro cuadrantes	92
Figura 5.15	Frecuencia de resistencia antes y después del mejoramiento	92
Figura 5.16	Frecuencia de resistencia antes y después del mejoramiento	92
Figura 5.17	Preparación de una plataforma estable	93
Figura 5.18	Colocación y trazo de la cuadrícula para el inicio de cada fase	94
Figura 5.19	Revisión y mantenimiento a los equipos utilizados	94
Figura 5.20	Placa de acero y grúa para los trabajos de compactación dinámica	95
Figura 5.21	Excavación de zanja para conducir el agua	95
Figura 5.22	Equipo de iluminación utilizado en la jornada vespertina	95
Figura 5.23	Registro del área terminada por el mejoramiento en planos	96
Figura 5.24	Sondeo de penetración estándar posteriores a los trabajos de compactación dinámica	97
Figura 5.25	Sondeo de cono eléctrico posteriores a los trabajos de compactación dinámica	98
Figura 5.26	Trazo y acordonamiento del área de trabajo	98
Figura 5.27	Señalamiento de seguridad en el área de trabajo	99
Figura 5.28	Brigada de campo para los trabajos de compactación dinámica	99

**LISTA DE TABLAS**

Tabla 2.1.	Lineamientos de evaluación preliminar para el procedimiento de compactación dinámica	9
Tabla 2.2.	Valores límite en pruebas realizadas después de la compactación dinámica	27
Tabla 2.3.	Comparación de costos en diferentes métodos de mejoramiento	30
Tabla 2.4.	Lineamiento de diseño	32
Tabla 2.5.	Valores de n recomendados para diferentes tipos de suelo	33
Tabla 2.6.	Guía de la energía aplicada	36
Tabla 3.1	Maquinaria utilizada para la compactación dinámica	45
Tabla 3.2	Tipos de grúas utilizadas en compactación dinámica	46
Tabla 3.3	Precio de venta de grúas	47
Tabla 3.4	Costos de compactación dinámica	48
Tabla 3.5	Equipo requerido para diferentes tamaños de grúa	48
Tabla 3.6	Forma de contratación del método de compactación dinámica	50
Tabla 3.7	Monitoreo durante la construcción	57
Tabla 3.8	Velocidad de la masa antes del impacto	60
Tabla 4.1.	Valores requeridos en los trabajos de compactación dinámica de la Presa Peñitas	66
Tabla 5.1	Características de los sectores tratados por compactación dinámica	86
Tabla 5.2	Volumen de relleno para cada sector	88
Tabla 5.3	Sondeos de cono eléctrico	89
Tabla 5.4	Costo por gastos administrativos	100
Tabla 5.5	Costo por renta interna	100
Tabla 5.6	Costo por renta a terceros	100
Tabla 5.7	Costo de obra por semana	100
Tabla 5.8	Costo del procedimiento	100
Tabla 5.9	Costos diversos	100

## **RESUMEN.**

La compactación dinámica es un método que consiste en aplicar impactos de gran energía en la superficie del suelo, dejando caer de 2 a 10 veces en el mismo lugar, masas de 10 a 40 t de peso desde alturas de 40 m, siguiendo un patrón de cuadrícula con espaciamentos entre 1.8 y 5.0 m. Los objetivos principales son: incrementar la resistencia al esfuerzo cortante, disminuir la deformabilidad de los suelos y prevenir la licuación de arenas en zonas sísmicas. Tiene limitaciones en zonas urbanas, debido a las vibraciones, ruido y la posible voladura de escombros que puedan dañar construcciones o servicios cercanos.

Existen lineamientos para realizar una evaluación inicial y conocer la factibilidad de utilizarla técnica. Cuando ésta es seleccionada para el mejoramiento de un sitio específico, se realiza un proyecto más detallado del mismo; para ello es necesario: seleccionar la altura de caída y peso de la masa, determinar la energía que se aplicará, preparar el área a mejorar, determinar el espaciamento de las cuadrículas, número de fases requeridas y estabilizar la capa superficial al final del tratamiento. Para verificar el mejoramiento es indispensable conocer las características de éste antes y después del tratamiento. Los procedimientos para la exploración son: sondeos de penetración estándar, sondeos con cono eléctrico, y presiómetro de Menard y en ocasiones la investigación se complementa con métodos indirectos del tipo geofísico.

Existen dos tipos de especificaciones que se utilizan en los trabajos de compactación dinámica: "Especificaciones del Método" y "Especificaciones de Desempeño". Debe realizarse un control para verificar que el trabajo se ejecute de acuerdo con las especificaciones. Observaciones y medidas del: hundimiento del suelo y la presión de poro, asentamiento promedio causado por la aplicación de la energía, monitoreo de las vibraciones producidas y sondeos del subsuelo con pruebas in situ o alternativamente pruebas de carga.

# INTRODUCCIÓN

En la realización de un proyecto determinado, todo ingeniero se plantea objetivos muy concretos para el buen resultado de su tarea. Entre los principales están:

- Concluir la obra dentro del programa fijado.
- Cumplir con la calidad especificada.
- Utilizar óptimamente los recursos disponibles.
- Conseguir que la obra satisfaga la finalidad de servicio para la que fue proyectada, y que se comporte de acuerdo a lo previsto, sobre todo en materia de seguridad, buscando que su mantenimiento y conservación sean mínimos.

La geotecnia en la construcción es un apoyo fundamental para lograr lo anterior, ya que permite al encargado de un proyecto anticipar la mayoría de los problemas que el suelo podría presentarle y permitir el cumplimiento de los objetivos para la que fue diseñada; de otra forma se estará sujeto a adecuaciones o correcciones que no estaban contemplados en el proyecto y que generarán gastos no considerados.

En toda construcción el suelo se usa como apoyo de la estructura de cimentación, es por eso que para predecir el comportamiento de éste ante los cambios de esfuerzos provocados por la construcción es importante conocer sus propiedades y facilitar con ello la selección de los procedimientos constructivos más idóneos, además de que, si por las características del suelo se prevén problemas derivados de su comportamiento, pueden anticiparse soluciones para resolverlos.

Cuando el suelo se ocupa como material de construcción se deben aprovechar al máximo sus propiedades mecánicas, para obtener un mejor rendimiento y aprovechamiento en beneficio de la economía general de la obra. Sin embargo, si el suelo por utilizar no tiene las propiedades idóneas, existen métodos de mejoramiento que pueden facilitar esa tarea.

Esta alternativa debe evaluarse sobre todo cuando se trata de suelos con estructura abierta o suelta. La decisión de mejorar un suelo no es fácil de tomar; los parámetros económicos y técnicos que deben estudiarse son diversos. Los métodos de mejoramiento, guardan en general un estado de conocimiento y dominio tal que solo se pueden recomendar sobre la base de procedimientos de ensayo y error.

Cuando se toma la decisión del método que se utilizará para el mejoramiento de un suelo, no solo se debe analizar la factibilidad constructiva, sino también la económica, es decir los insumos, costos, equipos y tiempos de ejecución.

Es por ello, que en la presente tesis se estudiará uno de los métodos de mejoramiento masivo de suelos.

### **Objetivo.**

El objetivo general de esta tesis es presentar el procedimiento de Compactación Dinámica, que es uno de los métodos de mejoramiento masivo de amplia aplicación en nuestro país en los últimos años, con objetivos particulares como presentar un caso práctico, mostrar los materiales utilizados, maquinaria, tiempos de ejecución, costos y beneficios.

### **Alcances.**

- Tipo de investigación; se concebirá de carácter comparativo-propositivo.
- Se enfoca principalmente a la construcción geotécnica, relacionado al tratamiento de suelos o rellenos.
- El tipo de obras hacia las cuales se orientará serán proyectos de un área extensa que requiera ser tratada para alterar sus características del subsuelo y así soportar grandes cargas.
- Se estudiarán los componentes básicos para realizar eficientemente esta técnica, materiales, equipos, controles, sondeos.

### **Justificación.**

La falta de información específica sobre esta técnica justifica la realización del estudio. En él se tratarán los siguientes temas:

- Para la realización de ésta tesis se buscará información bibliográfica, se realizarán visitas de campo, a fin de recopilar datos, tablas, gráficas y esquemas empleados por la técnica.
- Se definirán los sondeos empleados para la verificación del tratamiento.
- Se mostrarán algunos casos donde el uso de esta técnica ha servido para mejorar las condiciones del suelo.

### **Hipótesis.**

“Mediante la investigación de compactación dinámica se comprobará que los suelos o rellenos de tipo permeable son los más favorables para utilizar esta técnica, y en que casos se puede emplear para suelos no permeables”.

# 1. ANTECEDENTES.

## 1.1 INTRODUCCIÓN

Dentro de las primeras etapas del proyecto y construcción de una obra existe una muy importante que se refiere al adecuado conocimiento de las condiciones del subsuelo, en particular de su estratigrafía y propiedades, para determinar si es adecuado o requiere de mejoramiento. Hasta hace años, los tratamientos de suelos en la construcción solo tenían bases empíricas. En la actualidad los conocimientos sobre este campo se basan en estudios sistemáticos, con fundamento científico y corroborado mediante la experimentación. El proceso de mejoramiento de suelos debe responder una pregunta fundamental: ¿Qué método y equipo debe emplearse para obtener en un suelo las propiedades mecánicas que especifique un proyecto?

En general puede decirse que todos los suelos pueden ser mejorados, pero su proceso y costo son muy diferentes. El presente capítulo muestra una clasificación de distintos métodos de mejoramiento de suelos, describiendo su procedimiento y aplicación de cada uno de ellos.

Entre las mejoras que muchas veces se requieren en un suelo están el aumento de su compacidad (en el caso de los granulares) y la reducción de susceptibilidad a cambios volumétricos (en los suelos arcillosos). Todo proceso de mejoramiento implica una doble acción sobre la estructura de los suelos: un rompimiento y cambio de la estructura original que el suelo tenía y la modificación del arreglo o acomodo de sus partículas.

## **1.2 MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS**

Se conoce como mejoramiento de suelos al proceso mediante el cual se someten éstos a cierto tratamiento, de modo que se mejoren sus propiedades físicas o de ingeniería para obtener un terreno firme, estable, capaz de soportar adecuadamente cargas y condiciones ambientales. En la etapa del estudio geotécnico de un proyecto de mejoramiento debe investigarse la naturaleza y propiedades de los suelos. El mejoramiento puede lograrse por varios procedimientos entre los que se incluyen los citados en los siguientes subincisos.

### **1.2.1 Mezclas.**

Este método se utiliza para mejorar un suelo mediante la combinación de los suelos con agentes estabilizadores. Existen mezclas de suelos y mezclas con productos químicos, como enseguida se trata.

#### **a) Mezclas de suelos.**

Este tipo de estabilización es de amplio uso. Los suelos de grano grueso, como grava-arena, tienen una fricción interna alta, lo que les permite soportar grandes esfuerzos; sin embargo, esta cualidad no hace que sean estables para ser usadas como material de base en una carretera, ya que al carecer de cohesión sus partículas se mueven libremente y con el paso de los vehículos pueden separarse. Las arcillas, al contrario, tienen notoria cohesión y poca fricción, lo que provoca que pierdan estabilidad ante humedades altas. La mezcla adecuada de los dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se aprovecha la fricción interna de uno y la cohesión del otro. Sin embargo, la sola mezcla no logra producir los efectos deseados; se requiere además, de compactación.





**Fig. 1.1 Mezcla de suelos**

**b) Mezclas con productos químicos.**

Se refiere principalmente a la utilización de sustancias químicas que involucran la sustitución de iones metálicos y cambio en la constitución de los suelos involucrados en el proceso. Se han usado gran número de productos químicos con este fin, la mayoría de ellos con resultados satisfactorios, pero requieren del estudio y asesoría de especialistas, tanto durante la etapa de diseño como de construcción.

**b.1) Mezclas con cal.**

La cal disminuye la plasticidad de los suelos arcillosos y es relativamente económica. Los porcentajes que se utilizan varían normalmente del 2 al 6% con respecto al peso seco del material por mejorar. Es recomendable no usar porcentajes mayores, ya que aunque se aumenta ligeramente la resistencia hay un incremento en la plasticidad. La dosificación del cementante dependerá del tipo de suelo y debe determinarse en el laboratorio.

Para analizar a los suelos estabilizados con cal se realizan usualmente los siguientes ensayos de laboratorio: límites de Atterberg, granulometrías, valor cementante, equivalente de arena y valor relativo de soporte (VRS). La estabilización con cal no es muy efectiva en suelos granulares.

El mezclado puede realizarse en planta o en campo, obteniéndose mejores resultados en el primer caso. Puede agregarse en forma de lechada, a granel o en sacos (Fig. 1.2). Si se agrega en forma de lechada, ésta se disuelve en el agua que se integra a la compactación.

Cuando se efectúa el mezclado en campo, el material por mejorar debe estar disgregado y acamellonado; se abre una parte y se le agrega la cal distribuyéndola en el suelo, para después hacer el mezclado en seco. Se recomienda agregar una ligera cantidad de agua para evitar el polvo. Después se agrega el agua necesaria y se tiende la mezcla dándole un curado hasta de 48 horas, el cual consiste en mantener la superficie húmeda por medio de un rociado ligero. Se recomienda no hacer la estabilización cuando haya riesgo de lluvia o cuando la temperatura ambiente sea menor a 5 ° C.



**Fig. 1.2** a) Mezcla con cal a granel



b) Mezcla de cal en forma de lechada

*b.2) Mezcla con cemento Pórtland.*

Se usa principalmente en suelos granulares (arenas y gravas finas). El cemento mezclado con el suelo mejora las propiedades mecánicas de éstos, dando como resultado la disminución de la relación de vacíos y de la plasticidad de los suelos, así como un aumento en su resistencia y durabilidad.

La estabilización consiste en agregar cemento Portland en cierta proporción (usualmente 3 – 8 % por volumen de mezcla). Por economía de las obras es necesario ajustar el porcentaje de cemento con base en ensayos de laboratorio y campo. Algunas de las características del suelo que deben tomarse en cuenta para la estabilización son: su granulometría, limitando que los materiales no contengan partículas con tamaño superior a 6.0 cm, que el porcentaje que pasa por la malla 200 sea menor del 50% y estableciendo un límite líquido e Índice de plasticidad adecuados.



**Fig. 1.3 Aplicación del suelo-cemento con escarificador**

El éxito de la estabilización con cemento depende del contenido de éste, del contenido de agua y de su compactación. Las mezclas deben someterse a diversos ensayos en laboratorio, entre ellos: compactación, durabilidad y resistencia a la compresión simple, que aparte de su objeto específico, servirán para dosificar el cemento que se empleará en la mezcla.

El suelo que se mezclará con cemento debe pulverizarse y esparcirse sobre la superficie para lograr la proporción adecuada de la mezcla. Es conveniente hacer la distribución del cemento con equipo especializado (pulvimixer<sup>1</sup>) para lograr un mezclado uniforme. También pueden usar discos rotatorios de arado hasta que se determine un mezclado total. La mezcla puede hacerse en seco o en húmedo. La adición del agua debe ser uniforme en toda la zona, cuidándose de que no quede depositada en huecos. El curado se realiza con un riego de agua, en proporción de 0.5 a 1.0 l/m<sup>2</sup>, Se pueden utilizar excavadoras, empujadoras, traíllas escarificadoras (motoescrapas), niveladoras rodillos vibradores, apisonadoras y rodillos lisos.

### *b.3) Mezclas con productos asfálticos.*

En este tipo de estabilizaciones, las emulsiones asfálticas son las más usadas, ya que pueden emplearse con pétreos húmedos y no necesitan altas temperaturas para hacerlas maniobrables. Existen emulsiones de fraguado lento, medio y rápido.

<sup>1</sup> PULVIMIXER. Máquina para mezclar material granular y cemento.



**Fig. 1.4 Estabilización del suelo con asfalto.**

La capa a mejorar debe estar completamente terminada. No se debe hacer la estabilización con mucho viento, temperaturas inferiores a 5° C o lluvia. La dosificación depende de la granulometría de los suelos. Los suelos finos requieren mayor cantidad de bitumen, y de ellos los plásticos no pueden estabilizarse a costos razonables debido a la dificultad para pulverizarlos y cantidad de bitumen necesario. En general, la cantidad de bitumen varía entre 4% y 7%; en todo caso la suma de agua para compactación más el bitumen no debe exceder a la cantidad necesaria para llenar los vacíos de la mezcla compactada. También se puede estabilizar con ácido fosfórico, fosfato de calcio (yeso), resinas y polímeros.

### **1.2.2 Precargas.**

Consisten en aplicar al terreno de cimentación cargas previas a las normales de operación de las estructuras en proyecto. Tienen como objetivo principal disminuir la compresibilidad e incrementar la resistencia de los suelos cohesivos blandos.

Las precargas usuales son terraplenes o plataformas de materiales térreos (Fig. 1.6); en ocasiones se ha usado el abatimiento del nivel freático para proporcionarlas, pero esto es muy costoso por el bombeo continuo. La precarga con plataformas es de uso frecuente en México por su facilidad de ejecución, aunque tiene la desventaja de requerir mayor área de trabajo y en algunos casos, en los que no se usa el material con el que se aplicó, un costo mayor. Para tanques de almacenamiento la precarga puede proyectarse en dos etapas: la primera la constituye el terraplén estructural del

propio tanque, construido con las especificaciones propias para ese fin y la segunda es propiamente la precarga que por facilidad y economía se forma con materiales colados al volteo y bandeados hasta la elevación máxima prevista.



**Fig. 1.5 Terraplenes de carga.**

La precarga se inicia con el desmonte y despalle del área, seguido del tendido en capas del material. Como ya se citó, desde un inicio puede formarse un terraplén estructural, compactado conforme a las normas y especificaciones previstas en el proyecto, lo cual en cimentaciones de tanques de almacenamiento tiene alguna ventaja sobre los materiales no controlados, como menor costo y tiempo de construcción, ya que se usa la misma estructura de proyecto; sin embargo, presenta desventajas como la de un mayor riesgo en caso de falla o colapso y la necesidad de renivelación en el fondo una vez efectuadas las pruebas hidrostáticas. Para conocer el comportamiento del subsuelo y el efecto de la precarga se instala instrumentación geotécnica. El propósito de dicha instrumentación es observar la respuesta de la cimentación bajo el programa de precarga, construcción y pruebas hidrostáticas. Consiste principalmente en realizar nivelaciones de precisión en bancos superficiales para determinar los hundimientos generados y en instalación de piezómetros que permitan conocer la evolución de la presión de poro en el subsuelo (Stamatopulos, y Kotzias, 1990).



*Fig. 1.6 Cuerpo del terraplén*

### **1.2.3 Densificación por medio de explosivos.**

Este método busca lograr un mejor acomodo de las partículas del suelo mediante un incremento relativamente uniforme y repentino de la presión de aire, generado por explosivos y que se transmiten a través de las fases fluida y sólida del suelo. La excitación debe superar la energía mínima que se requiere para romper el equilibrio en la estructura del suelo, pero no debe “volar” el suelo.



*Fig. 1.7 Uso de explosivos*

Para que el uso de esta técnica sea adecuado debe tomarse en cuenta el explosivo, el suelo por densificar y la estratigrafía general del sitio. Es conveniente utilizar varias “tronadas” consecutivas, en vez de una sola explosión. También es necesario contar con instrumentación geotécnica

compuesta principalmente por bancos de nivel superficiales y profundos y piezómetros abiertos instalados en los estratos de mayor permeabilidad. La evaluación inmediata se realiza con base a los movimientos medidos en los bancos de nivel, complementada con la interpretación de las lecturas piezométricas. Pueden también emplearse sondeos de penetración estándar para verificar la compacidad.



**Fig. 1.8** *Uso de explosivos en lugares aislados.*

El método solo es eficiente en suelos granulares saturados, con contenido de finos menor de 20%; un contenido de arcilla reduce substancialmente su eficiencia. Además, el método proporciona poca densificación por arriba de 1 m de profundidad y el material puede permanecer suelto alrededor de los puntos de explosión. Los resultados pueden no ser los deseables comparándolos con otros procedimientos, especialmente en estratos parcialmente saturados o no saturados. Por otra parte, induce daños en el medio ambiente, por lo que se recomienda su uso solo en lugares aislados (*Vieitez, 1979*).

#### **1.2.4 Mejoramiento por vibrado.**

Entre los procedimientos de mejoramiento por vibración se encuentra la vibrocompactación, la vibroflotación, la vibrisustitución y el vibrohincado cuyos aspectos relevantes son los siguientes.

**a) Vibrocompactación.**

El método se ha aplicado con éxito hasta 10 - 15 m de profundidad, pero pueden alcanzarse 20 m con un vibrador poderoso. Se debe verificar la densificación del material después de que el suelo ha sido vibrado; para ello se realizarán sondeos de penetración estándar o de cono, comparando sus resultados con determinaciones iniciales en la misma área. En la aplicación de este método se ha observado lo siguiente: a) los primeros 1 - 2 m generalmente no quedan densificados y deben compactarse después con un equipo de compactación superficial; b) si el suelo contiene capas limosas o arcillosas éstas no se logran compactar; c) la resistencia de punta en sondeos de cono puede incrementarse entre 50% y 100%; d) la compacidad relativa requerida (de 60 a 80 %, y en algunos casos 100 %) se puede alcanzar; y el suelo se asienta de 7 a 10 % (SMMS, 1957)<sup>2</sup>.

El grado de densificación alcanzado dependerá de la intensidad de la vibración generada y de las propiedades del suelo, en particular su composición y forma de los granos. El método es más efectivo en arenas limpias. Se han logrado mejoramientos a profundidades de 30 m, pero las típicas son de 9 a 15 m.



*Fig. 1.9 Equipo para trabajos de vibrocompactación.*

El mejoramiento que se logre depende, como ya se dijo, del tipo de suelo, además del espaciamiento de los puntos de vibrocompactación y del tiempo de mejora. Los asentamientos

<sup>2</sup> SMMS: Sociedad Mexicana Mecánica de Suelos.



medidos en suelos granulares alcanzan del 5 a 15% de la profundidad tratada. Se ha visto que el procedimiento es más eficiente en materiales granulares con contenido de finos no mayor de 10 a 15%. El efecto de la densificación disminuye conforme aumenta la distancia horizontal respecto al vibrador. La licuación inducida durante el tratamiento es total hasta distancias de 30 a 50 cm del vibrador, siendo nulo el efecto a 2.5 m debido al amortiguamiento del propio terreno.

**b) Vibroflotación.**

El dispositivo principal del sistema es el llamado “Vibroflot” (según la patente americana), que consiste en un vibrador de grandes dimensiones, dotado con boquillas para lanzar agua a presión (chiflón). La densificación se logra mediante la acción combinada de vibración y del chiflón. El método consiste en hincar en el terreno el vibrador, que puede tener 40 cm de diámetro, 183 cm de longitud y 2 t de peso. Con su masa excéntrica interna, el vibrador puede desarrollar una fuerza horizontal de 10 t a 1800 rpm, desplazándose lateralmente del orden de 2 cm. Para facilitar su hincado y en general su funcionamiento, tiene chiflones de agua tanto en su parte inferior como superior, con los cuales puede suministrar agua a razón de 4 a 5 lts/seg (60 a 80 gpm) con una presión de 4 a 6 kg/cm<sup>2</sup> (60 a 80 psi). Los huecos dejados por el vibrador se van rellenando con material granular (Vieitez, 1979).

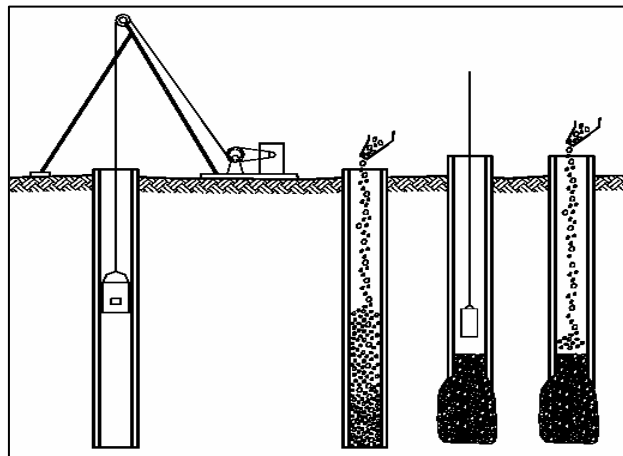


*Fig. 1.10 Equipo de vibroflotación.*

Con este procedimiento se forman columnas de 2.4 a 3.0 m (8 a 10 pies) de diámetro en cada penetración del vibrador. El grado de compactación es máximo al centro de la columna y decrece radialmente. La experiencia indica que el método también es más eficiente en suelos arenosos limpios, de preferencia gruesos. Dado que se introduce suficiente agua en el terreno en la zona por tratar, para asegurar la saturación del material, la ubicación del nivel freático no afecta la aplicabilidad del método.

**c) Vibrosustitución.**

En suelos cohesivos blandos y en depósitos orgánicos se han usado con éxito columnas de grava formadas por Vibroflotación. Esto es una variante del proceso original y se le conoce también como vibrosustitución. En este método el Vibroflot forma una perforación vertical a través de un terreno blando, el cual posteriormente es llenado con grava o piedra triturada, además de ser compactado por el propio vibrador.



**Fig. 1.11 Drenes de arena y grava.**

El método permite incrementar la densidad del suelo y proporcionar drenaje para disipación de la presión de poro. Al introducir un elemento rígido se ocasiona una disminución de esfuerzos en el suelo, ya que habrá una mayor concentración en los elementos rígidos, además de una deformación limitada.



*Fig. 1.12 Monitoreo de los trabajos de vibroflotación*

Al no ser totalmente rígidas, las columnas de piedra tienden a experimentar cierta deformación lateral cuando se aplican cargas, transmitiendo presiones laterales al suelo que las circunda. Tiene como limitante su costo que puede ser elevado.

La zona de influencia del drenaje por los drenes es limitada aproximadamente a un diámetro desde el centro de los drenes. La grava debe ser bien graduada para prevenir la obstrucción y para que se tenga drenaje eficiente.

#### **d) Vibrohincado.**

Utiliza un martillo vibratorio con un elemento metálico columnar que se va introduciendo verticalmente en cada sitio prefijado, siguiendo un patrón establecido. El método es aplicable en suelos granulares y saturados con tamaños comprendidos entre 7,5 cm. (3") y la malla 40, con contenido de finos menor de 25%. Se recomienda no emplear este método en depósitos de arenas gruesas y grava con coeficiente de permeabilidad,  $k > 10^{-2}$  m/s. En caso necesario puede añadirse agua para garantizar la saturación. Las vibraciones transmitidas al elemento columnar son básicamente verticales, por lo que el hincado se realiza normalmente sin ayuda de chiflones de agua. Al terminar de densificar una zona, la superficie del terreno desciende y para restituir el nivel debe agregarse nuevo material o bien puede colocarse previamente antes de efectuar el tratamiento del terreno. No se requiere agregar simultáneamente el material que ocupe el espacio extra ganado, ya que esto puede realizarse antes o después del tratamiento.

En suelos parcialmente saturados el reacomodo de las partículas se dificulta. A mayor contenido de finos la eficiencia del método se reduce; así, para suelos con contenido de finos mayor de 20%, el mejoramiento que se obtiene es muy pobre. Además, en suelos con compacidad mayor del 70% es difícil obtener un mejoramiento y en depósitos de arena que contengan lentes de limo o arcilla se disminuye el efecto de densificación.



**Fig. 1.13** Equipo requerido para los trabajos.

### **1.2.5 Inyección de compactación.**

Consiste en la inyección a presión de una mezcla de cemento de alta consistencia y arena, formando bulbos de mortero que comprimen, desplazan y compactan el suelo. Las bombas y equipos a emplear son clave dada la poca trabajabilidad de la mezcla empleada. Los equipos utilizados cuentan con registro de los parámetros de inyección. El proceso de inyección se rige por el volumen de mortero por fase, el caudal, la presión de inyección y la viscosidad del mortero. Algunas limitantes del método son: a) el volumen de inyección es variable, por lo que se tienen que realizar pruebas previas, b) la longitud máxima del tramo de tratamiento puede ser un impedimento para su uso en suelos y c) cuando la inyección se realiza en presencia de aguas subterráneas circulando, puede existir una excesiva dilución o pérdida total de lechada.



*Fig. 1.14 Equipo de inyección*

### **1.2.6 Inclusiones rígidas.**

Es una técnica que permite controlar los hundimientos en suelos blandos debido al peso de las estructuras y de los abatimientos piezométricos. Son elementos cilíndricos no conectados con la estructura, que pueden incluirse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas. Sus ventajas son la disminución de los asentamientos debido a la transferencia de una parte importante de los esfuerzos soportados por el suelo a estos elementos, la facilidad de colocación y la mínima interacción con la estructura. La limitante que presenta es la complejidad para evaluar la interacción inclusión-suelo.

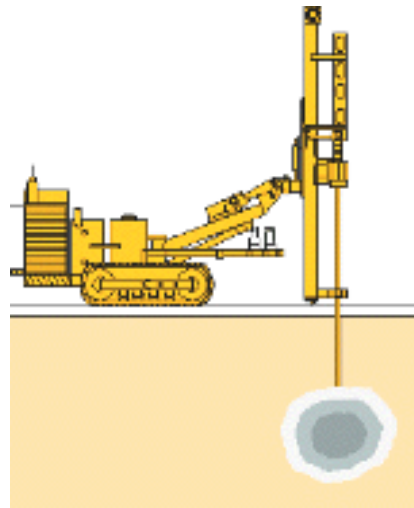
### **1.2.7 Jet Grouting.**

El procedimiento consiste en cortar, excavar y mezclar, el material "in situ", a través de energía hidráulica a alta velocidad y remplazarlo por una mezcla de suelo – cemento. Es adecuado para un rango amplio de suelos desde aglomerados hasta arcillas de alta plasticidad. Sin embargo, cuando se incrementa la resistencia del suelo, la profundidad de penetración disminuye y a mayor permeabilidad del mismo aumenta la profundidad de penetración. Por lo anterior, el tiempo requerido para la máxima penetración es mayor en suelos cohesivos.



**Fig. 1.15 Empleo de Jet Grouting.**

El volumen de suelo afectado es mayor que el diámetro de la perforación y se incrementa al aumentar el tamaño de partículas. En arcillas, limos y arenas con finos, la profundidad de penetración máxima se alcanza con una saturación del 100% y la penetración mínima con un grado de saturación de 40 a 50%.



**Fig. 1.16 Aplicación de la técnica**

### **1.2.8 Compactación dinámica.**

Este método consiste en dejar caer una masa repetidamente desde una cierta altura. La reacción del suelo ante la compactación dinámica depende del tipo de suelo y de la energía que le sea impartida por lo impactos que tiene un arreglo predeterminado. La energía es función de la masa, altura de la caída, espaciamiento de la cuadrícula y número de caídas en cada punto. Las masas son usualmente boques de acero o una serie de placas de acero sujetas entre sí. Las masas se dejan caer varias veces en el mismo lugar, siguiendo un patrón de cuadrícula con cierto

espaciamiento. El procedimiento normalmente se hace con más de una pasada o serie de apisonamientos rellenando los cráteres que se forman entre pasadas.

Por lo general, el subsuelo por mejorar se considera constituido por dos capas: la más profunda es mejorada por la primera serie de apisonamientos, con un determinado número de repeticiones, con las mayores separaciones entre los puntos de impacto, y el nivel de energía más alto. La capa intermedia es mejorada por una segunda serie de apisonamientos. En el Capítulo 2 se trata con mayor detalle el procedimiento.



**Fig. 1.17 Trabajos de compactación dinámica.**

### **1.3 Conclusiones capitulares.**

- Los métodos de mejoramiento de suelos pueden utilizarse en diferentes tipos de terrenos o rellenos, pero debe realizarse un estudio geotécnico completo para seleccionar el adecuado a cada proyecto.
- El desarrollo tecnológico es una herramienta importante para la construcción geotécnica, permite la creación o desarrollo de técnicas o métodos de mejoramiento de suelos que facilitan el desarrollo de una obra.
- La compactación dinámica muestra grandes ventajas con respecto a otros métodos de mejoramiento debido a la disponibilidad del equipo, maquinaria, herramientas y materiales y menor costo, siempre y cuando se cuente con información adecuada y suficiente de las condiciones del subsuelo.

## **II. PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN DINÁMICA.**

### **2.1 INTRODUCCIÓN.**

El procedimiento de compactación dinámica fue propuesto por Louis Menard en la década de los 70's, para materiales granulares, aunque se ha tratado de extender a materiales finos. Los trabajos iniciales fueron diseñados sobre una base empírica; luego, las observaciones realizadas por Menard lo llevaron a las siguientes conclusiones (*Blanco, 1988*):

- Los suelos saturados muestran una compresibilidad inmediata debido a la presencia de micro burbujas de gas.
- Bajo impactos repetidos sobre el suelo, éste sufre una licuación gradual.
- La permeabilidad del suelo al agua durante la compactación se incrementa debido a la abertura del terreno por los esfuerzos de tensión y a la condición de licuación.
- Una vez que la licuación o exceso de presión del agua intersticial se ha disipado, se desarrolla un mejoramiento adicional del suelo con el paso del tiempo.

Conviene mencionar que en suelos no saturados los efectos de los impactos son similares a los que se presentan durante una prueba Proctor en laboratorio, en los cuales los suelos granulares son compactados con un bajo contenido de agua para alcanzar densidades o pesos volumétricos altos (*SMMS, 1957*).



La compactación dinámica puede ser usada sobre todo tipo de material granular, incluyendo fragmentos de roca, haciendo notar que deberá haber una adecuada relación entre el peso de la masa y el de los fragmentos más grandes. La técnica es especialmente útil en suelos granulares bajo el nivel freático y en suelos limosos no plásticos. Existen teorías que sostienen su utilidad para arcillas saturadas, aunque esto ha sido muy cuestionado, es por ello que debe realizarse una evaluación de la factibilidad de la técnica antes de emplearla. El objeto de este capítulo es conocer las características de esta técnica, sus lineamientos para una evaluación preliminar del tratamiento y los sondeos realizados para su verificación.

## **2.2 MÉTODO.**

El método consiste en aplicar impactos de gran energía en la superficie del suelo, dejando caer de 2 a 10 veces en el mismo lugar, masas de 10 a 40 t de peso desde alturas en ocasiones mayores a 40 m, siguiendo un patrón de cuadrícula con espaciamientos entre 1.8 y 5.0 m. Los impactos de la masa crean cráteres profundos que son rellenados con material de iguales características al suelo tratado. En obras de rutina la masa pesa de 8 a 15 t y la altura de caída va de 10 a 18 m, con energías mayores de 120 t-m. En la República Mexicana esta operación se ha realizado con las grúas usuales de construcción, compactando espesores de suelos hasta de 7 m. Cuando se ha requerido tratar espesores mayores se recurre al uso de torres especiales, con alturas de caída hasta de 40 m y masas de 200 t de peso, como fue el caso del aeropuerto de Niza (Fig. 2.1), en el cual cada impacto aplicaba 4,000 t-m de energía.



**Fig. 2.1 Trípode utilizado para Compactación dinámica.**

### **2.2.1 Objetivos.**

Como ya se citó, la compactación dinámica densifica los suelos granulares, con notorio incremento del peso volumétrico. El impacto produce acercamiento de los granos del suelo, mejores acomodados y aumento de los esfuerzos horizontales.

Los objetivos principales de la compactación dinámica son:

- Incrementar la resistencia al esfuerzo cortante y por tanto la capacidad de carga o de soporte.
- Disminuir la deformabilidad de los suelos y por tanto los asentamientos diferenciales y totales en la profundidad especificada de mejoramiento.
- Prevenir la licuación de arenas en zonas sísmicas.

### **2.2.2 Limitaciones.**

El empleo de la compactación dinámica tiene limitaciones en zonas urbanas, debido a las vibraciones, ruido y la posible voladura de escombros que puedan dañar construcciones o servicios cercanos. Es limitante también el tamaño de las grúas disponibles, ya que si bien las masas por lo general no rebasan las 20 t, la mayor carga no la percibe la grúa al momento de levantar el peso, sino al momento de dejarlo caer, debido al efecto de latigazo que se produce en la pluma; por ello se deben usar grúas sobredimensionadas. También existe una limitación en cuanto a profundidad de tratamiento debido al equipo que se requiere, a menos que se trate de un proyecto muy grande como presas y aeropuertos.

Otra limitación se tiene cuando existen taludes bajo el nivel freático y pueden producirse desplazamientos al aumentar las presiones de poro durante la compactación; por ello es necesario estudiar detalladamente sus condiciones y definir si la compactación dinámica es adecuada.

### **2.3 EVALUACIÓN PRELIMINAR.**

Existe una serie de lineamientos generales para realizar una evaluación inicial y conocer la factibilidad de utilizar la compactación dinámica en un sitio específico. En la Tabla 2.1 se indican algunas de las etapas para dicha evaluación; sin embargo, algunas de ellas podrían eliminarse

mientras que otros tal vez requieran información adicional para una evaluación más completa, lo cual depende de las condiciones del sitio, del subsuelo y del proyecto.

**Tabla 2.1. Lineamientos de evaluación preliminar para el procedimiento de compactación dinámica.**

Etapa	Favorable.	Favorable con algunas restricciones*	Desfavorable.
<b>A. Caracterizar el tipo de suelo.</b>			
Permeable. (Zona 1)	El mejor depósito para la compactación dinámica.		
Semipermeable. (Zona 2)		Aplicar la energía en fases para permitir la disipación de la presión de poro.	
Impermeable. (Zona 3)		Suelos parcialmente saturados arriba del nivel freático.	Suelos saturados o parcialmente saturados.
<b>B. Valorar las restricciones del sitio</b>			
Vibraciones	Adyacente a construcciones modernas, < 19 mm/s.	Admisible de 19 a 51 mm/s si esta junto a construcciones.	Junto a construcciones modernas, > 19 mm/s.
Desplazamientos laterales del suelo.	Compactación dinámica a distancia > 7.6 m de servicios subterráneos	En servicios subterráneos pueden tolerarse de 76 a 127 mm/s.	Pueden dañar fácilmente construcciones colindantes.
Nivel freático	> 2 m del nivel del terreno.	< 2 m del nivel del terreno, con drenaje para abatir el nivel freático.	< 2 m del nivel del terreno.
Presencia de capas duras o que absorben energía.	Sin capas duras o blandas	1. Con capa dura superficial: aflojarla antes de la compactación dinámica. 2. Con capa superficial que absorbe energía: removerla o estabilizar con agregado	Capa que absorbe energía que limita la profundidad de mejoramiento, como son los suelos impermeables con 1m o más espesor a una profundidad que es impráctica de alcanzar.
<b>C. Determinar los requisitos de diseño.</b>			
Asentamientos	< 0,3 a 0,6 m para terraplenes	> 0.3 a 0.6 m si las condiciones del sitio excluyen grandes asentamientos.	Asentamientos > que el que puede tolerar el proyecto.
Propiedades mínimas del suelo.	Generalmente pueden lograrse valores altos en sondeos SPT, CPT y PTM	Pueden necesitar drenes en suelos semipermeables saturados.	
Limitación en la profundidad de mejoramiento.	Depósitos < 9 m de espesor	Se requiere equipos especiales en depósitos con profundidades mayores de 9 – 12 m.	Los suelos no pueden ser mejorados significativamente debajo de 12 m.
<b>D. Estimar costos.</b>			
Compactación dinámica	Generalmente la forma menos costosa para mejorar un sitio	El uso de varias fases puede incrementar ligeramente el costo.	Si los costos exceden otras técnicas de mejora.
Estabilización de la superficie	Frecuentemente no se requiere		Una capa de 1 m podría costar mas que la compactación dinámica

Fuente: Lukas, 1995.

\* El buen juicio debe aplicarse en la evaluación de la aplicabilidad de la compactación dinámica con estos casos. También, consultar un especialista en ese método.

### **2.3.1 Clasificación del tipo de suelo.**

Deben conocerse las propiedades índice y espesores de la capa de suelo por mejorar. Esto se determina con sondeos de penetración estándar (SPT), sondeos de cono eléctrico (CPT), o con presiometro de Menard (PMT). Otros ensayos como el dilatómetro, martillo de Becker, o mediciones geosísmicas también se han utilizado. Es importante conocer la historia del suelo y definir si son depósitos transportados, así como su origen geológico. De acuerdo al tipo de suelo en el sitio, los depósitos se valorarán como favorables, desfavorables, o intermedios para la compactación dinámica.

La gráfica de la Fig. 2.2 muestra la granulometría de suelos para la compactación dinámica. En ella se observa que los depósitos más favorables para esta técnica son aquellos donde la permeabilidad es alta y el desagüe bueno, como son las arenas, gravas, depósitos de escombro, escorias y desechos (zona 1). Si estos depósitos están arriba del nivel freático, la densificación es inmediata al compactar. Si los materiales se sitúan debajo del nivel freático y la permeabilidad es suficientemente alta, el exceso de presión de poro por el impacto de la masa se disipa y la densificación es inmediata.

Los depósitos inapropiados para la compactación dinámica son los suelos arcillosos (Zona 3), debido a que su permeabilidad es baja y el desagüe pobre. Generalmente los materiales arcillosos tienen permeabilidades de  $10^{-6}$  o  $10^{-7}$  cm/s (Lukas, 1995), por lo que la disipación en la presión de poro generada durante la compactación dinámica no ocurre, por el tiempo tan largo que se lleva.

Un tercer tipo de suelo para la compactación dinámica es la zona intermedia (Zona 2) entre los favorables y los desfavorables. Los limos no plásticos, limos arcillosos y arenas limosas caen en esta categoría. Para lograr la permeabilidad deseada en estos depósitos con compactación dinámica, es necesario que la energía aplicada se realice en fases repetitivas que permita un tiempo suficiente entre las fases para que se disipe la presión de poro. En algunos proyectos, se han instalado drenes o canales para facilitar el desagüe.

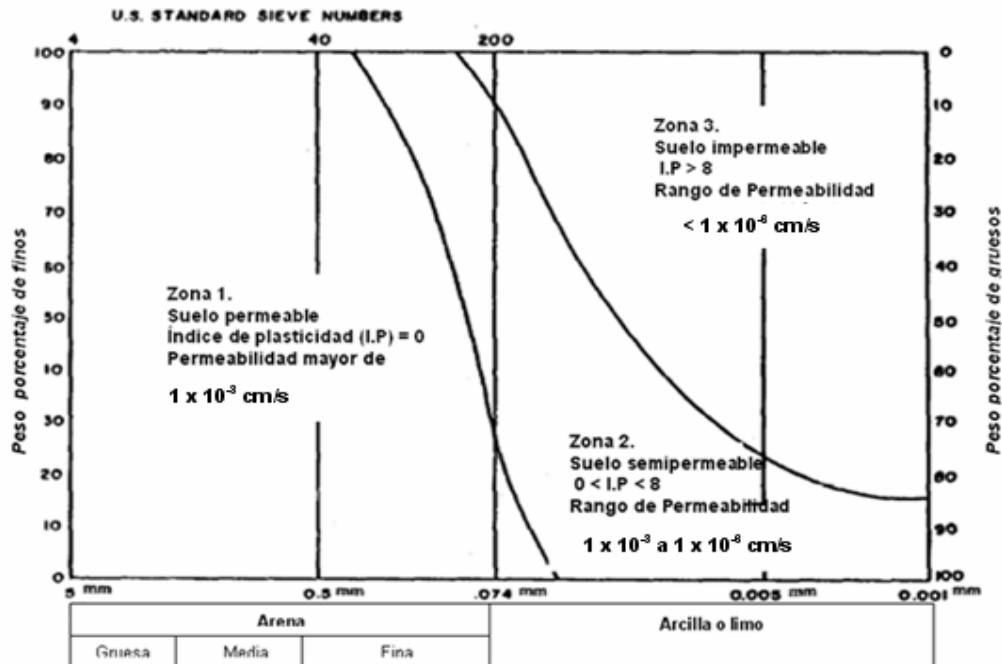


Fig. 2.2 Grupo de suelos para Compactación Dinámica.

Fuente: Lukas, 1995.

### 2.3.2 Valorar restricciones del sitio.

El sitio puede presentar algunas restricciones y requerir de modificaciones del procedimiento o alguna actividad suplementaria en la construcción para compensar las deficiencias del mismo. Estas restricciones se evalúan en el estudio preliminar para determinar su costo y tiempo.

#### a) Vibraciones en el suelo.

Cuando la masa de compactación cae al terreno genera vibraciones, que son mayores cuando la masa y la altura de caída son grandes. Si la compactación dinámica se realiza en un área urbana, algunas estructuras ajenas a la obra podrían ser afectadas por las vibraciones generadas en el suelo. Se han establecido límites en las velocidades de la partícula (Fig. 2.3) para evitar se provoquen agrietamientos en los muros de inmuebles vecinos. Numerosos estudios han indicado que las frecuencias de vibración del suelo producidas se encuentran en el rango de 6 a 10 hz. Con esta frecuencia se recomienda que las velocidades de la partícula sean menores de 13 y 19 mm/s para prevenir grietas en muros en cualquier construcción (antigua ó moderna). Daños estructurales no ocurre hasta que las velocidades de la partícula excedan de 50 mm/s, aunque la tolerancia a vibraciones depende de la condición de la estructura.

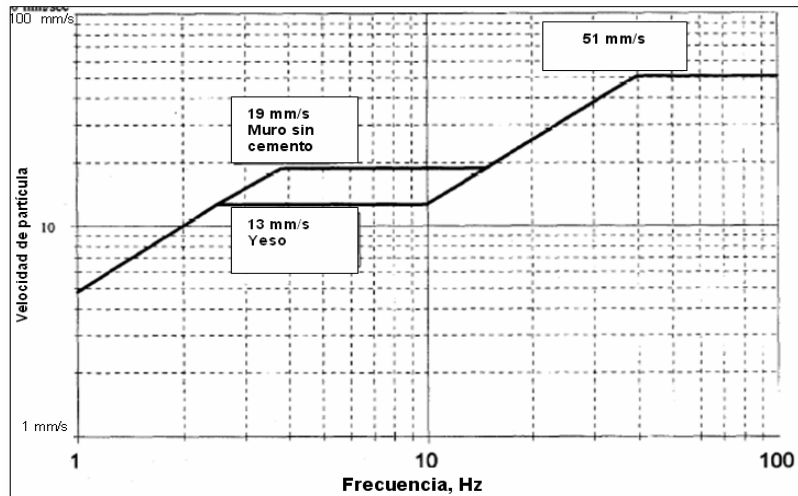


Fig. 2.3 Niveles seguros de vibración para estructuras vecinas.

Fuente: Lukas, 1995.

En el terreno las velocidades de la partícula se miden con un sismógrafo portátil; éstas deben medirse antes de iniciar la compactación dinámica para determinar si se exceden los límites permisibles de vibración. La gráfica de la Fig. 2.4 se ha desarrollado de mediciones realizadas en numerosos proyectos y puede usarse para predecir velocidades de partículas. El concepto de factor de energía escalada incorpora la energía impartida en el terreno de un solo impacto más la distancia del punto de impacto al punto de influencia. En la gráfica se entra con el factor de energía calculado y se proyecta una línea verticalmente al tipo de suelo más apropiado. En el punto de intersección se extiende una línea horizontal y se lee la velocidad de la partícula en el eje vertical. Esta gráfica se basa en registros tomados de muchos sitios y sirve para una buena estimación en los niveles de vibración del suelo en la planeación de nuevos proyectos.

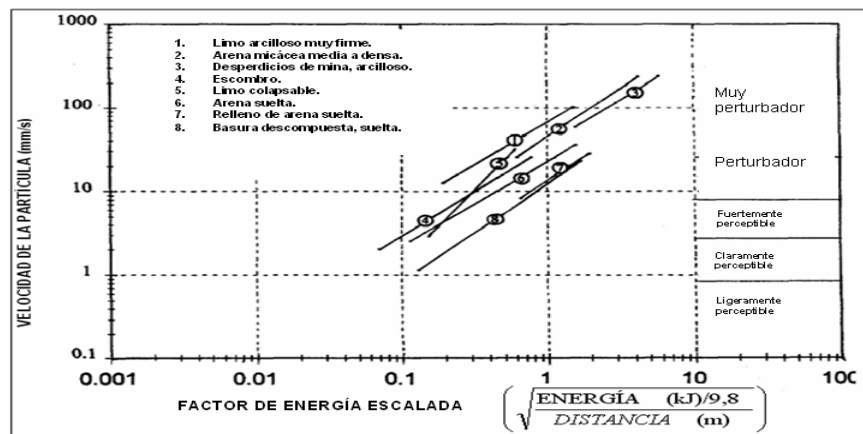


Fig. 2.4 Factor de escala de la energía vs velocidad de la partícula.

Fuente: Lukas, 1995.

Si se requieren reducir las vibraciones del suelo, se excavan zanjas entre el punto del impacto y las estructuras vecinas, hasta una profundidad aproximada de 3 m. La zanja debe encontrarse en un sitio donde no afecte a las estructuras. Una zanja abierta es efectiva para reducir las vibraciones; sin embargo, su excavación puede causar socavación u otro problema, por lo que se recomienda que se rellenen con algún material suelto, sin compactar. El propósito de la zanja es interceptar la onda de Rayleigh, que es una onda de superficie. En algunos sitios, las vibraciones del suelo fuera de obra se han reducido disminuyendo el espesor del depósito por compactar mediante una excavación y utilizando una masa de menor peso y altura de caída. La porción superior del suelo excavado se puede reemplazar y densificar de una manera semejante.

b) *Desplazamientos laterales del suelo.*

Pueden ocurrir algunos desplazamientos laterales en el suelo por el impacto de la masa; desafortunadamente no se han establecido o desarrollado procedimientos para predecir su magnitud. La única experiencia con datos medidos son parte de un estudio de FHWA en tres sitios, instrumentados con inclinómetros a 3 y 6.1 m del punto del impacto. Los desplazamientos laterales del suelo medidos se muestran en la gráfica de la Fig. 2.5. A 3 m del punto de impacto los desplazamientos laterales fueron de 152 a 318 mm, y a 6.1m eran de solo 19 a 76 mm. Se observaron desplazamientos menores en sitios donde se utilizó un peso y la altura de caída reducida. En sitios donde existen ductos enterrados que resisten presiones de 250 a 500 mm/s, no las han dañado velocidades de la partícula de 76 mm/s (Lukas, 1995).

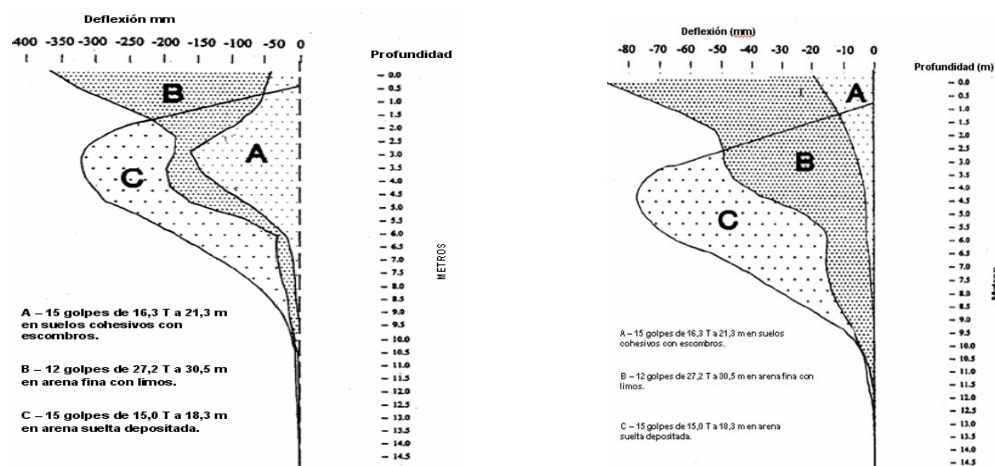


Fig. 2.5 Factor de escala de la energía vs velocidad de la partícula.

Fuente: Lukas, 1995

*c) Nivel freático alto.*

Un nivel freático superficial, a menos de 2 m de profundidad, causa problemas en los trabajos de compactación dinámica. Durante el impacto, la profundidad del cráter provocado es del orden de 0.6 a 1.2 m y las presiones de poro generadas causan generalmente que el nivel freático ascienda, ocasionando una acumulación de agua en los cráteres. Golpes posteriores en el cráter provocarán una mezcla de material y agua causando una mala aplicación de la energía y la técnica. Si la profundidad del nivel freático es menor de 2 m respecto a la superficie del terreno, debe abatirse por medio de drenes o zanjas o bien sobreelevar la superficie con relleno.

*d) Presencia de capas duras o suaves.*

En una capa dura relativamente gruesa (1 a 2 m), la energía del impacto se distribuye y la intensidad transmitida en los depósitos débiles es mucho menor, con lo cual el grado de mejoramiento no alcanzará el requerido. Para evitar lo anterior debe removerse o aflojar dicha capa dura antes de aplicar la técnica y garantizar que la energía se transmita a las formaciones más profundas. Si esta capa endurecida es relativamente delgada, es probable que el impacto de la masa la penetre y transmita la energía apropiada a las capas subsecuentes.

También algunas capas de arcilla suave o depósitos orgánicos pueden reducir la energía de la compactación dinámica, disminuyendo el mejoramiento que se desea. El efecto que la capa suave tendrá en la densificación dependerá en gran parte de su espesor y posición bajo la superficie del suelo. Las secciones o módulos de prueba permitirán evaluar la profundidad y el grado de la mejora que se puede alcanzar. El grado de energía que absorbe un material suave se puede disminuir excavándolo y sustituyéndolo por material granular.

### **2.3.3 Evaluar los requisitos de diseño.**

*a) Asentamiento tolerable.*

Cuando se planea construir un nuevo terraplén u otra obra, debe estimarse el asentamiento bajo la nueva carga, incluyendo:



- 1.- La predicción del asentamiento bajo la carga sin haber mejorado el terreno. Esto ayuda a justificar la necesidad de hacer dicho mejoramiento.
- 2.- El asentamiento estimado bajo carga después de la compactación dinámica.
- 3.- Establecer el asentamiento tolerable del terraplén o de la obra.

La predicción de los hundimientos antes y después de la compactación dinámica puede realizarse con los resultados de las pruebas de SPT, CPT, o PMT. En depósitos muy sueltos, como es el caso de rellenos sanitarios, esos procedimientos pueden ser engañosos.

Durante el mejoramiento del sitio se hace una predicción del hundimiento y se compara éste con el tolerable. Los hundimientos producidos por la compactación dinámica son difíciles de predecir, ya que depende en alto grado de la cantidad de energía aplicada. La Tabla 2.2 muestra la máxima cantidad de mejoramiento que puede generalmente lograrse después de la compactación dinámica en términos de las pruebas de SPT, CPT y PMT.

**Tabla 2.2 Valores límite en pruebas realizadas después de la compactación dinámica.**

Valor máximo en la prueba			
Tipo de suelo	Resistencia a la penetración estándar (golpes/300 mm)	Resistencia de punta en cono estático (MPa)**	Límite de presión en el Presiómetro (MPa)**
<b>Suelo permeable de grano grueso:</b>			
arenas y gravas	40 - 50	19 - 29	1.9 - 2.4
<b>Suelos semipermeables:</b>			
Limos arenosos, limos	34 - 45	13 - 17	1.4 - 1.9
Y limos arcillosos	25 - 35	10 - 13	1.0 - 1.4
<b>Depósitos saturados impermeables</b>			
Relleno de arcilla	30 - 40	N/A	1.4 - 1.9
Desperdicios de minas	20 - 40	N/A	0.5 - 1.0

\* Los valores más altos de la prueba pueden ocurrir debido a las partículas grandes en la masa de suelo.

\*\* 1Mpa = 10.1972 kg/cm<sup>2</sup>.

Fuente: Lukas, 1995

El máximo mejoramiento ocurre generalmente a una profundidad de 1/2 a 1/3 de la profundidad máxima de mejoramiento, como muestra la Fig. 2.6.

En la mayoría de los depósitos, las propiedades de ingeniería mejoran a medida que transcurre el tiempo de disipación del exceso de las presiones de poro. Así, los sondeos en pruebas realizadas inmediatamente después de la compactación dinámica deben tomar en cuenta que los suelos ganaran cierta resistencia con el tiempo.

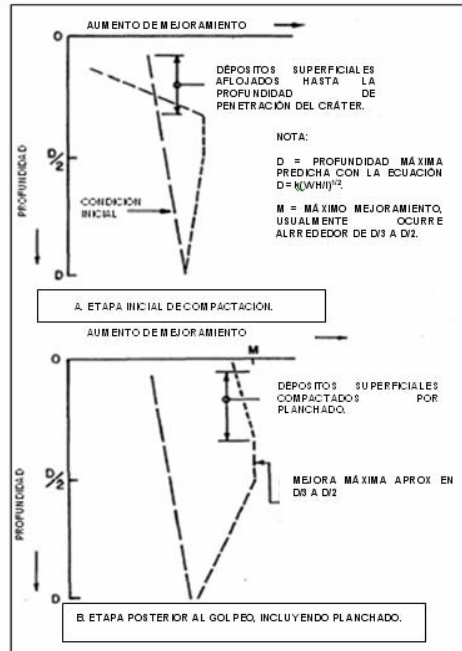


Fig. 2.6 Valores del mejoramiento a profundidades distintas, durante la aplicación de la técnica.

b) *Propiedades mínimas del suelo.*

La densificación del material debe cumplir con los criterios mínimos especificados para el mejoramiento del suelo. Un ejemplo sería un sitio donde los sismos podrían causar licuación en los suelos; para ello se realizan análisis previos con pruebas SPT para determinar el valor mínimo que se requiere para evitar los efectos de licuación de los suelos con una magnitud posible de sismo. En ese caso la compactación dinámica se proyectará para proporcionar suficiente energía y alcanzar ese valor mínimo de SPT.

En áreas donde existan depósitos de loes, la densificación se puede lograr con un peso mínimo para evitar el colapso del suelo. La Fig. 2.7 muestra el criterio para evaluar la probabilidad de colapso en ese tipo de depósitos, así como la energía que se debe aplicar durante la compactación dinámica para lograr el peso mínimo deseado.

En suelos aluviales colapsables, la prueba de doble odómetro y de saturación bajo presión es el método primario para evaluar su potencial de colapso. Otras pruebas índice como la relación de vacíos y el peso volumétrico posteriores a la compactación dinámica se han propuesto para evaluar la eficacia del método en este tipo de depósitos.

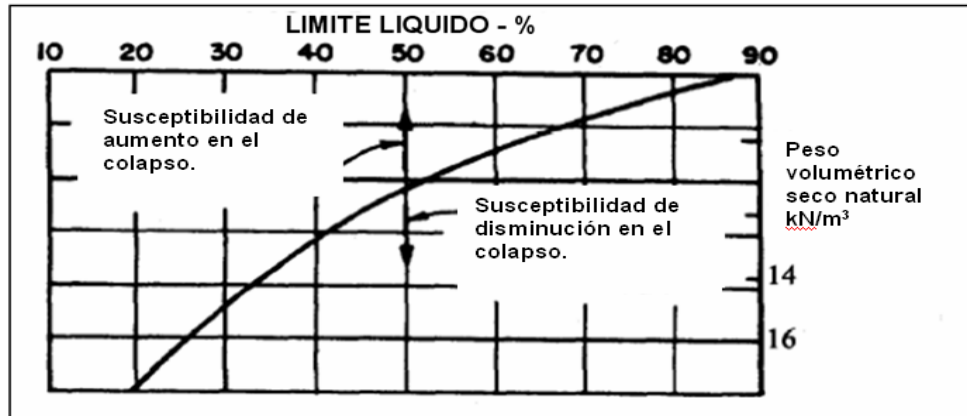


Fig. 2.7 Criterio para evaluar el aflojamiento y probabilidad de colapso del suelo.

c) *Limitación de la profundidad de mejoramiento.*

Como se ha citado, la profundidad de mejoramiento depende principalmente del peso de la masa y la altura de caída. Utilizar masas de 18 - 23 t de peso y alturas de caída del orden de 23 – 30 m, tendrían una profundidad de mejora máxima de 9 a 12 m. Para la mayoría de los proyectos, esta es una profundidad adecuada de mejoramiento. Incluso si los depósitos sueltos se extienden debajo de esta profundidad, el aumento relativo de la presión al existir una sobrecarga es generalmente muy pequeño, así que los hundimientos en esos depósitos no pueden ser grandes. Si la mejora que debe alcanzar el suelo es mayor que 9 – 12 m de profundidad, la compactación dinámica se puede combinar con otros sistemas.

### 2.3.4 Considerar los costos y las alternativas.

a) *Costos en la compactación dinámica.*

Los costos de compactación dinámica dependen del tipo de equipo requerido para el trabajo. Masas ligeras y alturas de caída pequeñas requieren de un tamaño de grúa pequeño, por lo que el tratamiento puede hacerse con un costo menor por unidad de área, no así para masas más pesadas que requieren grúas mayores.

Los costos usualmente incluyen la movilización del equipo pero no incluyen:

1. *Costo para asegurar la calidad.* Para proyectos donde existen especificaciones, el propietario es responsable de proporcionar el monitoreo y control durante la construcción, además de cualquier sondeo o prueba que se realice después de la compactación dinámica.

2. *Costo por relleno granular adicional.* Cuando se requiera rellenar los cráteres para estabilizar las capas superficiales o construir una plataforma de trabajo para que el equipo pueda desplazarse y rellene los cráteres, se debe calcular el costo adicional e incluirlo en el proyecto.

El costo de la compactación dinámica aumenta dependiendo de la complejidad de los trabajos y el nivel de riesgo. Los trabajos de alto riesgo incluyen especificaciones en los proyectos que requieren un desempeño más difícil de lograr. Un trabajo con poco riesgo sería donde el contratista sólo tiene que encontrar un valor mínimo razonable de SPT, CPT o PMT. Los costos adicionales varían para cada proyecto, dependiendo de los factores mencionados anteriormente. Un contratista de compactación dinámica podría dar una estimación para un proyecto después que se le proporcionen detalles del mismo. Los costos comparativos entre la técnica de la compactación dinámica y otras técnicas de mejoramiento en Estados Unidos se muestran en la Tabla 2.3. Como puede observarse, el costo para la compactación dinámica es generalmente menor que otras técnicas de mejoramiento.

**Tabla 2.3 Comparación de costos en diferentes métodos de mejoramiento<sup>1</sup>**

Método empleado	Costo base		
	Volumen de suelo tratado (\$/m <sup>3</sup> )	Superficie (\$/m <sup>2</sup> )	Longitud (\$/m)
Compactación dinámica	0,7 – 3	4,3 – 22	
Vibro reemplazo	4 – 12		30 – 52
Vibrocompactación	1 – 7		16 – 39
Excavación – remplazo	10 – 20		
Lechada de lodos	40 – 80		
Lechada química	160 – 525		
Inyección de compactación	30 – 200		
Inyección con chiflón (Jet grouting)	100 – 400		82 - 325
Congelación	275 - 650	110 – 160	

\* Más \$2 a \$10,75 por m<sup>2</sup> por cada semana que se mantiene la zona congelada.

Un presupuesto más refinado puede prepararse cuando la compactación dinámica ya fue seleccionada como la técnica conveniente para el mejoramiento del sitio y puede desarrollarse un plan de trabajo basado en las consideraciones que deban ser tomadas en cuenta.

Existen otros costos adicionales, tales como el equipo de movimiento de tierras (buldózer) que se utiliza para el afine del suelo o la aportación de material granular. El control de costos se calcula basado en la duración estimada de la compactación dinámica y el número de personas que participan en el proyecto.

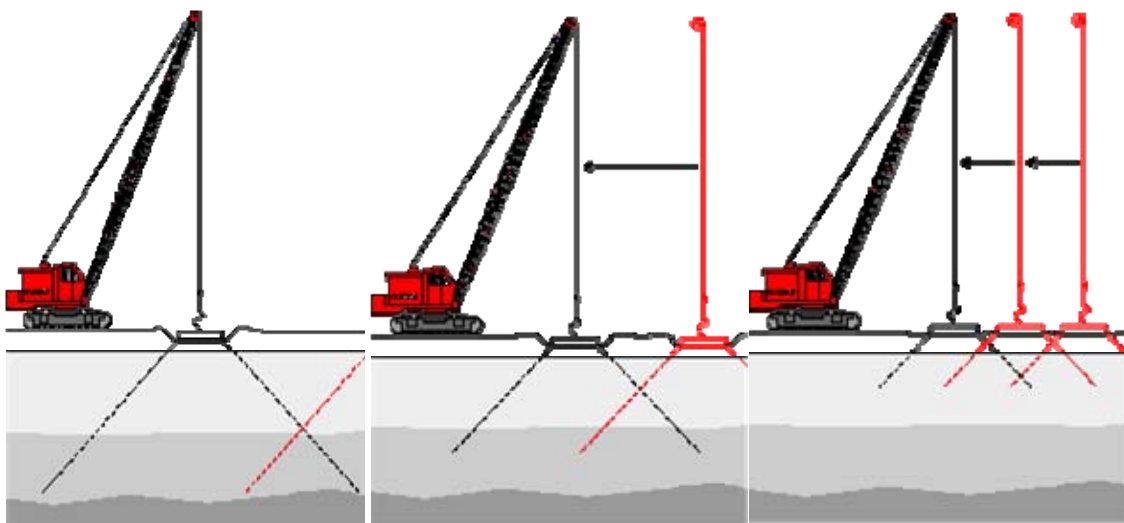
<sup>1</sup> Precios al dólar del año 2006.

## 2.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Cuando la compactación dinámica sea seleccionada como la técnica de mejoramiento del suelo en un proyecto, se debe realizar un proyecto más detallado del mismo; para ello es necesario:

1. Seleccionar la altura de caída y peso de la masa que proporcione la profundidad de mejoramiento requerida.
2. Determinar la energía que se aplicará.
3. Preparar el área a mejorar.
4. Determinar el espaciamiento de las cuadrículas y el número de fases que se requieren.
5. Establecer el número de fases.
6. Estabilizar la capa superficial al final del tratamiento.

Debe existir una secuencia en estos seis pasos, aunque el proyecto a veces requiera de un método o una especificación adicional. Si en el proyecto se necesita una especificación particular, el contratante determinará el procedimiento de ejecución del mismo incorporándola en esos seis pasos. Pero si el proyecto se debe realizar con una especificación propuesta por el especialista del método, éste establecerá los pasos para obtener la mejora requerida. Sin embargo, el contratante debe revisar el proyecto del especialista para determinar si dichos pasos han sido considerados adecuadamente. El proceso de la evaluación del diseño se resume en la siguiente Tabla 2.4.



**Fig. 2.8** Aplicación de la técnica en fases.

Tabla 2.4 Lineamientos de diseño.

Parámetros que deben determinarse.	Procesos de evaluación
1.- Selección del peso de la masa y altura de caída para la profundidad de mejoramiento requerido.  $D = n(WH)^{0.5} \quad (1)$	A. Determinar por medio de sondeos exploratorios el espesor que necesita densificarse para satisfacer los requisitos del diseño. B. Utilizar la ecuación 1 y seleccionar el valor de n de la Tabla 2.2 de acuerdo al tipo de suelo. C. Usar la Fig. 2.3 como una guía para escoger el peso de la masa y la altura de caída para el equipo que se utilice.
2.- Determinación de la energía aplicada para lograr la profundidad de mejoramiento requerida.	A. Utilizar la Tabla 2,3 para seleccionar la energía unitaria (por m <sup>3</sup> ) de acuerdo al tipo de suelo. B. Multiplicar la energía unitaria por el espesor del depósito, para obtener la energía media que se aplicará a la superficie del terreno.
3.- Definición del área a densificar.	A. Para nivelar sitios, usar una separación de la retícula en toda el área más una distancia adicional igual a la profundidad de mejoramiento. B. Para la estabilidad de taludes, puede requerirse un mejoramiento sobre un área más ancha. C. En áreas de concentración de cargas, aplicar energía adicional cuando se necesite.
4.- Espaciamento de la retícula y número de golpes.  $AE = \frac{N(W)(H)(P)}{(\text{espaciamento de la cuadrícula})^2} \quad (2)$ donde : N = número de golpes P = número de fases W = peso de la masa H = altura de caída	A. El espaciamento de la retícula o malla puede ser de 1.5 a 2.5 veces el ancho o diámetro de la masa. B. Utilizar W y H del Paso 1 y energía aplicada del Paso 2 en la Ecuación 2. C. Calcular el producto de N y P en la Ecuación 2. Generalmente se dan 7 a 15 golpes en cada punto de cuadrícula. Si los cálculos indican más de 15 o menos de 7 golpes, ajustar el espaciamento de cuadrícula.
5. – Fases múltiples.  La predicción de la profundidad del cráter o bufamiento (abundamiento) antes de la compactación dinámica es difícil. En caso de fases múltiples, el contrato debe indicar donde existen depósitos muy sueltos, como rellenos sanitarios, o depósitos de limos prácticamente saturados.	A. Las profundidades del cráter deben ser limitadas a la altura de la masa más 0.3 m. B. La aplicación de la energía debe detenerse si ocurre expansión en el suelo. C. Si los pasos A y B ocurren antes del número requerido de golpes, se deben utilizar fases múltiples para: * permitir la nivelación del suelo si el paso A ocurre * permitir la disipación de la presión de poro si el paso B ocurre.
6.- Estabilización de la capa superficial.	A. No necesario para la Zona I de suelos. Puede ser requerido para la Zona 2 en suelos casi saturados. Generalmente requerido para basureros o rellenos sanitarios. B. Cuando se usa capa superficial estabilizada, el espesor generalmente es de 0.3 – 0.9 m.

Fuente: Lukas, 1995.

### 2.4.1 Selección de la masa y altura de caída.

Con los sondeos realizados previamente se conoce la estratigrafía del sitio y la profundidad que se requiere mejorar. La relación entre la profundidad de mejoramiento y el peso de la masa con su altura de caída se determina con la expresión:

$$D_{\max} = k(WH/l)^{1/2} \quad (1)$$

donde:

$D_{\max}$  = Profundidad máxima de influencia.

W = Peso de la masa en t

H = Altura de caída en m

l = 1 ton/m

$n^2$  = Factor que varía de 0.3 a 1 de acuerdo a la secuencia de los estratos del suelo por tratar y la presencia o ausencia de estrato firme.

<sup>2</sup> En algunas referencias bibliográficas el coeficiente n se expresa con la letra k.

Durante la etapa de diseño se tiene la incertidumbre del valor de la constante  $n$  para determinar la profundidad de compactación. Inicialmente se recomendaba  $n = 1$ , pero, a partir de experiencias posteriores se ha corregido este valor de acuerdo al tipo de suelo como se indica en la Tabla 2.5. Estos valores pueden utilizarse en la ecuación 1 como primer paso para estimar la profundidad del mejoramiento.

**Tabla 2.5. Valores de  $n$  recomendados para diferentes tipos de suelo.**

Tipo de suelo	Grado de saturación	Valor de $n$ recomendado
Depósitos de suelo permeables – suelos granulares	Alto	0.5
	Bajo	0.5 – 0.6
Depósitos de suelos semipermeables Principalmente limos con índice plástico < 8	Alto	0.35 – 0.4
	Bajo	0.4 - 0.5
Depósitos impermeables	Alto	No recomendable
Principalmente arcillas con índice de plasticidad > 8		0.35 – 0.40
	Bajo	Los suelos deben tener un contenido de agua menor al límite plástico

\* Para una energía aplicada de 100 a 300 t-m/m<sup>2</sup> y una masa que utiliza un cable para su caída.

Fuente: Lukas, 1995

El coeficiente empírico  $n$  procura justificar los factores que afectan la profundidad de mejoramiento, como son el peso de masa y la altura de caída. La variación de  $n$  se atribuye a:

- La eficiencia del mecanismo de caída de la masa.
- La cantidad total de energía aplicada.
- El tipo del depósito de suelo a tratar.
- La presencia de capas que puedan absorber la energía.
- La presencia de una capa dura encima o debajo del depósito a tratar.
- La presión de contacto de la masa.

Por ejemplo, se ha encontrado que la eficiencia del mecanismo de caída que utiliza un cable para levantar y dejar caer la masa es aproximadamente el 80 % de la energía que se obtienen cuando la masa se levanta y deja caer libremente. Sin embargo, el ciclo de tiempo para un impacto es aproximadamente de 5 a 10 veces mayor respecto al obtenido con una masa con cable conectado. Por esta razón, el método de caída libre en la compactación dinámica es poco utilizada.

La cantidad total de energía aplicada en un sitio tiene alguna influencia en la profundidad de mejoramiento. La Fig. 2.8 ilustra la profundidad de mejora medida para cierto número de golpes de

la masa. En el caso de los depósitos arenosos, aproximadamente el 90 % de la profundidad máxima logra el mejoramiento después de 2 - 4 golpes. En la mayoría de los proyectos, la masa se deja caer de 7 a 15 veces en una ubicación específica del punto de cuadrícula. En el caso de suelos arcillosos, hay todavía una profundidad de mejora aún después de 14 golpes en mismo lugar y se necesita aplicar energía adicional para lograr la profundidad deseada.

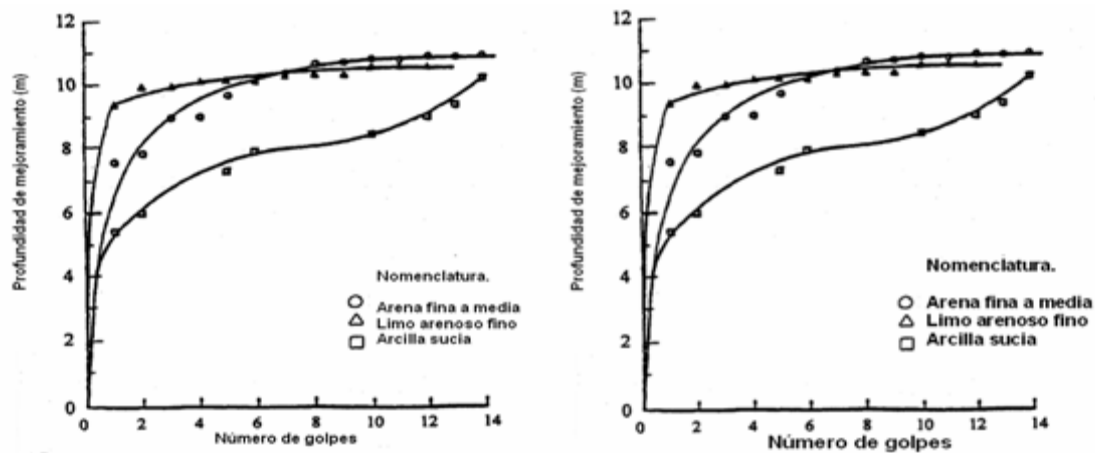


Fig. 2.8 Profundidad de mejoramiento medido por la deformación lateral obtenida con un inclinómetro localizado a una distancia del centro de caída de a) 3.0 m y b) 6.1 m.

La presencia de capas que absorben la energía, de capas duras encima o debajo del depósito a tratar y la presión de contacto de la masa pueden afectar la profundidad de mejoramiento, pero no hay un método cuantitativo que las tome en cuenta. Para ello es necesario evaluar cada caso en particular para ejecutar estas fases. Esto incluye lo siguiente:

1. Si hay una capa gruesa que absorba la energía, tal como arcilla blanda, saturada, entre la masa del suelo por mejorar, la profundidad de mejoramiento se reducirá dependiendo del espesor de esa capa y de su posición en el subsuelo. Si la capa débil está cerca de la superficie y no es gruesa, es posible que la masa la penetre y transmita la energía a los depósitos sueltos. Será necesario realizar sondeos después del tratamiento para determinar la influencia de esa capa blanda en la profundidad y el grado de mejoramiento.

2. La presencia de una capa dura en la superficie del suelo puede restringir la cantidad de energía que se transfiera a las capas más profundas. Es necesario "aflojar" esa capa para permitir que la energía se transmita a mayor profundidad. Una capa dura localizada bajo el depósito blando tiene



un efecto favorable al reflejar la energía hacia arriba dando como resultado un grado de mejoramiento mayor o una profundidad del mismo mayor.

3. La mayoría de las masas tienen una base plana y transmiten una presión del contacto de 4 a 8  $t/m^2$  (40 a 75  $KN/m^2$ ). Sin embargo, se ha encontrado que si la presión de contacto es significativamente menor que el límite inferior citado, la energía se distribuye en un área muy grande y se desarrolla una capa dura superficial sin alcanzar la profundidad de mejoramiento. Una presión de contacto significativamente mayor que los valores mencionados podrían tener como resultado que la masa se hunda en el suelo.

Después de escoger la profundidad de mejoramiento requerida y el valor de  $n$  apropiado, el producto  $WH$  se calcula con la Ecuación 1. La gráfica de la Fig. 2.9 muestra la relación entre la altura de caída y el peso de la masa para equipos de compactación dinámica de uso común. Esta figura puede utilizarse para seleccionar los valores de  $W$  y  $H$ .

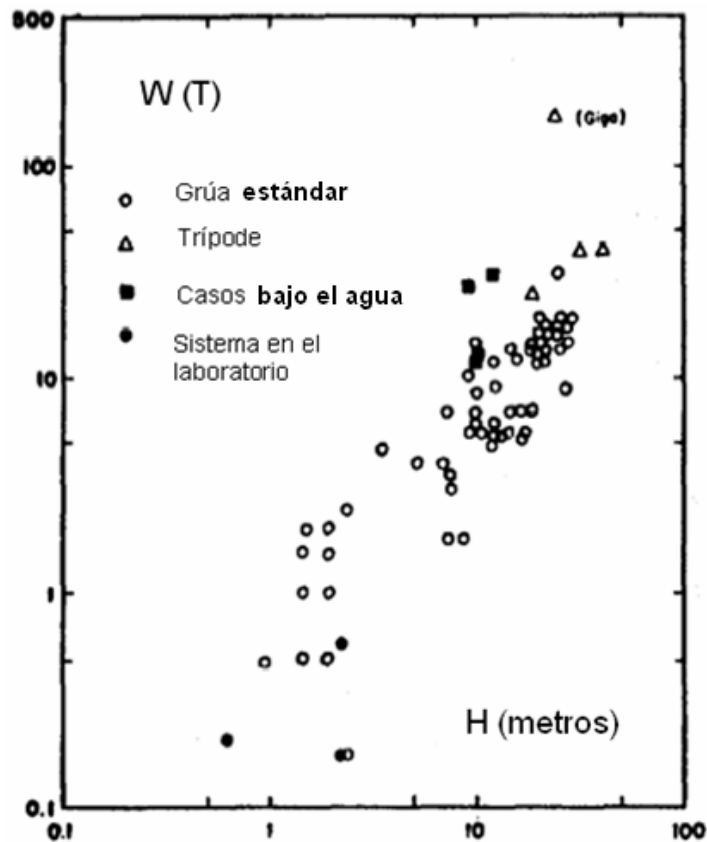


Fig. 2.9 Relación entre el peso de la masa y altura de caída.

### 2.4.2 Determinar la energía a aplicar.

Se debe aplicar una cantidad suficiente de energía durante la compactación dinámica para comprimir al suelo y mejorar la propiedad requerida en el diseño. La energía aplicada se expresa generalmente como la energía media aplicada en toda el área y se calcula con la expresión:

$$AE = \frac{(N W H P)}{(\text{espaciamiento de la cuadrícula})^2} \quad (2)$$

donde:

- AE = energía aplicada
- N = número de golpes en cada huella
- W = peso de la masa
- H = altura de caída
- P = número de fases

En proyectos típicos, el promedio de energía aplicada es del orden de 100 a 300 t-m/m<sup>2</sup>. Sin embargo, la cantidad de energía para algún proyecto específico varía al tomar en cuenta:

- La clasificación del depósito por compactar.
- La densidad relativa inicial del depósito.
- El espesor del depósito.
- El grado de mejoramiento requerido.

La Tabla 2.6 puede ser utilizada como punto de partida para calcular la energía aplicada media requerida. Ella toma en cuenta los primeros tres factores mencionados, con los tipos del suelo según las tres categorías ya citadas. Se aplica una mayor energía a depósitos más sueltos y una menor a depósitos densos. El espesor del depósito a compactar es incluido en la tabla, listando la energía aplicada por m<sup>3</sup>. La energía media aplicada en la superficie del depósito puede obtenerse multiplicando los valores sugeridos por el espesor del depósito a compactar.

**Tabla 2.6 Guía de la energía aplicada**

Tipo de suelo	Energía aplicada (t-m/m <sup>3</sup> )	Energía Proctor estándar (%)
Suelo permeable de grano grueso. (Zona 1)	20 – 25	33 – 41
Suelo semipermeable de grano fino. (Zona 2) y relleno de arcilla arriba del nivel freático. (Zona 3)	25 - 35	41 – 60
Rellenos sanitarios	60 – 110	100 - 180
Nota: la energía de Proctor estándar equivale aproximadamente a 60 t-m/m <sup>3</sup>		

Fuente: Lukas, 1995.

### **2.4.3 Determinar el área por mejorar.**

La compactación dinámica debe completarse generalmente en un área mucho mayor que los límites especificados en el proyecto, excediendo éstos una distancia igual a la profundidad del depósito débil. Esto incluye proyectos donde se aplican cargas pesadas cerca de las orillas del área de trabajo, tales como muros de retención. En el caso de un terraplén construido sobre un suelo débil, donde preocuparía la estabilidad de taludes, puede ser necesario densificar toda la zona de suelo más allá del pie que quedaría en la zona con riesgo de una falla de base.

### **2.4.4 Espaciamiento de la cuadrícula y número de golpes.**

La energía se aplica generalmente en un espaciamiento de cuadrícula pequeño en comparación al área por tratar. Un punto de caída tiene separación de 1.5 a 2.5 veces el ancho o diámetro de la masa utilizada. En los suelos con arcilla, donde hay preocupación por las presiones de poro que se desarrollen, el plan del trabajo debe prever dos o más fases. El número de golpes en cada huella de la cuadrícula se puede calcular con la ecuación 2 e Incluye los siguientes factores:

- La energía aplicada.
- El peso de la masa y altura de caída.
- El espaciamiento de la cuadrícula será de 1,5 a 2,5 veces el ancho o diámetro de la masa.
- Suponer que toda la energía se aplicará en una sola fase.

Normalmente, se aplican de 7 a 15 golpes en cada huella. Si se estiman menos de 7 o más de 15 golpes, debe considerarse el ajuste en el espaciamiento de cuadrícula. Si hay concentración de cargas en sitios aislados, tales como muros de contención o zapatas de edificios, podría aplicarse una fase adicional de energía en ellos.

### **2.4.5 Número de fases.**

El número de golpes que se pueden aplicar en un punto de la cuadrícula puede estar limitado por la profundidad del cráter. En depósitos muy sueltos, los golpes iniciales pueden tener como resultado una profundidad de cráter mayor a la altura de la masa. Esto es indeseable por varias razones (*Lukas, 1995*):

1. Extraer la masa de un cráter profundo es difícil y podría romper el cable. A veces hay una fuerza de succión desarrollada cuando la masa es levantada del cráter y otras veces afloja el material adherido a la base de la masa, aumentando la fuerza en la extracción.
2. Después de extraer la masa, las paredes laterales del cráter pueden derrumbarse, ocasionando un amortiguamiento en el próximo impacto, así como causar que la base de la masa golpee irregularmente y que parte de la energía se absorba en las paredes de los cráteres.
3. Aplicar la energía en un nivel profundo de superficie del suelo tiene como resultado que la masa llegue más cerca a los cuerpos de agua y genere presiones de poro altas.
4. La zona suelta del material en la base del cráter presenta un problema para compactar la capa superior, requiriendo del "planchado" para densificar depósitos superficiales sueltos relativamente gruesos.

Por lo antes señalado, la profundidad del cráter debe limitarse a la altura de la masa + 0.3 m. Si la cantidad de energía no se cumple en una fase, el cráter podrá rellenarse con material adicional y aplicar la energía restante en fases siguientes. Si la presión de poro se desarrolla durante la aplicación del método, el número de golpes que pueden aplicarse en una huella serán limitados. En un depósito con material fino (Zona 2), la disipación del agua puede requerir días o semanas. En estos casos, la energía aplicada en más de una fase permite que la presión de poro excesiva se disipe entre las fases. En depósitos permeables, las presiones de agua generadas en el suelo se disiparán entre los impactos, debido a que el contacto entre partículas se establece rápidamente y la energía se puede aplicar en una sola fase. En los depósitos de escombros, arenas y gravas o en depósitos parcialmente saturados, la energía puede aplicarse generalmente en una fase, siendo más eficiente para el contratista porque hay menor movimiento del equipo.

Sin embargo, si se requiere más de una fase para aplicar la energía, el número de golpes total será dividido proporcionalmente en cada fase. Por ejemplo, si se requieren 12 golpes en cada huella de la cuadrícula, pero sólo 6 golpes se cumplen antes que se desarrolle la presión de poro en el

cráter, dos fases de 6 golpes darán la energía requerida y permitirán la disipación del agua de la presión de poro.

En suelos saturados, se instalarán piezómetros al inicio de la construcción para medir la presión de poro del agua, su incremento y disminución en cada golpe de la masa. Con esta información se planificará el número de golpes necesarios para cada cuadrícula y el número de fases que se aplicarán para lograr la energía requerida y el contratista podrá planear un procedimiento adecuado.

La superficie superior del suelo se afloja generalmente hasta una profundidad igual a la profundidad del cráter por la aplicación de energía. Esta zona debe compactarse en otra fase con una energía menor. El área se compacta con golpes continuos de una huella a otra y entre las mismas. Generalmente se necesita una altura de caída reducida y pocos golpes para compactar la superficie del suelo. Si la profundidad de los cráteres es menor de 0,5 m, el material suelto se puede compactar con equipo pequeño, como un rodillo vibratorio o compactadoras manuales.

#### **2.4.6 Estabilizar la capa superficial.**

En los sitios donde la superficie del terreno este muy suelta, tal como un antiguo basurero o relleno sanitario, puede ser necesario estabilizar ésta agregando material granular para formar una superficie de trabajo adecuada. El propósito de esta operación es proporcionar una plataforma estable para el equipo de compactación dinámica, así como limitar la penetración en la profundidad cráter. La superficie de trabajo que se ha utilizado en algunos sitios de proyecto comúnmente va de 0.3 a 1.2 m de espesor.

El material más utilizado para ese fin es del tipo granular, como grava, piedra triturada, o escombros. En la mayoría de los casos, debe evitarse trabajar en una superficie irregular ya que un depósito rígido tiende a limitar la penetración de la energía (Fig. 2.10). Para una masa pesada no parece ser un factor restrictivo, ya que la cantidad de energía aplicada por la masa penetra fácilmente en estos depósitos. Sin embargo, si la masa es ligera, no podrá penetrar en la superficie y la profundidad de mejora se limita. Desafortunadamente el costo de importar material granular y

construir una superficie de trabajo se incrementa considerablemente en la compactación dinámica. Por esta razón, usualmente no se especifica estabilizar el terreno cubriéndolo con un material granular.



**Fig. 2.10** Compactación dinámica sobre terrenos irregulares.

## **2.5 VERIFICACIÓN DEL TRATAMIENTO.**

Como ya se mencionó, para verificar el mejoramiento del subsuelo es indispensable conocer las características de éste antes y después del tratamiento. Para ello se requiere investigar el subsuelo a partir de su exploración y ensayos de laboratorio.

Entre los procedimientos más comunes para la exploración se encuentran: sondeos de penetración estándar, sondeos con cono eléctrico, y presiómetro de Menard. En ocasiones la investigación se complementa con métodos indirectos del tipo geofísico.

### **2.5.1 Sondeos de penetración estándar.**

Los sondeos de penetración estándar han rendido buenos resultados en la práctica y proporcionan información muy útil de la resistencia de las capas del subsuelo, permitiendo la obtención de muestras alteradas para su clasificación y determinación de propiedades índice. Es probablemente el procedimiento más usado en México, Estados Unidos y Japón. Consiste en hincar un penetrómetro estándar mediante un martinete de 63.5 kg. (140 lb) de peso y 76 cm (30 pulg) de altura de caída y se mide el número de golpes aplicado (*Vieitez, 1979*). En suelos friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los estratos, que, es una de las características

fundamentales en su comportamiento mecánico. Para el procedimiento se utiliza un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas. Existen correlaciones entre el número de golpes y la compacidad de los suelos arenosos, a partir de la cual puede estimarse el ángulo de fricción interna que es un parámetro fundamental en su resistencia al esfuerzo cortante.

### **2.5.2 Sondeos con cono eléctrico**

El empleo del cono eléctrico agiliza la identificación de la estratigrafía detallada de un sitio y permite evaluar indirectamente sus variaciones de la resistencia al corte con la profundidad. En nuestro país se han realizado sondeos con conos de 2.5 y 5.0 t de capacidad a más de 70 m de profundidad, alcanzando resistencias,  $q_c$ , de 300 kg/cm<sup>2</sup> en las capas duras (*Mayne y Jones, 1983*).

La utilidad que ha demostrado el cono en las mediciones de resistencia de punta, ha justificado buscar su aplicación para medir otros parámetros. Existen conos que permiten la medición de la resistencia a la fricción y la presión de poro, así como la desviación que puede ocurrir durante su hincado. También puede contar con un dispositivo que registra vibraciones y medir las velocidades de propagación de ondas en el subsuelo. La gran limitante del procedimiento es que no se obtienen muestras de los materiales que atraviesan y que requieren de mucho cuidado en su manejo, dado que sus componentes eléctricos son muy sensibles y con facilidad se dañan, además la necesidad de verificar continuamente su calibración.

### **2.5.3 Otros métodos.**

Otros métodos, aunque poco usados en nuestro País, son el presiómetro de Menard, el dilatómetro de Marchetti y los métodos geofísicos. En otros países, el presiómetro de Menard se ha usado en conjunto con la compactación dinámica dado su origen común.

#### *a) Presiómetro Menard.*

El presiómetro mide la resistencia y compresibilidad del suelo "in situ". Consiste en los siguientes componentes básicos: una sonda que se inserta en una perforación sin ademar, un medidor de volumen y un transductor de presión. La sonda está formada por una celda de medición con celdas

de protección por arriba y por abajo, encerrada en una membrana de hule. La membrana se infla usando agua sometida a la presión de un gas ( $\text{CO}_2$ ), registrándose lecturas continuas de presión y volumen. Las dos celdas de protección aseguran que las paredes del orificio reciban una presión totalmente radial. Se grafica una curva presión/cambio de volumen, con la cual se evalúan las características de resistencia al corte y deformación. Opera como un dilatómetro mediante el cual se aplica una presión en el interior de una perforación y se mide el cambio de volumen de la misma.

*b) Dilatómetro Marchetti.*

El dilatómetro es una cuchilla del dilatómetro que se introduce en el subsuelo mediante empuje hidráulico o dinámico, deteniéndolo a intervalos de profundidad de 15 cm. En cada profundidad de interés el operador, con la caja de control y con ayuda de gas a presión, inicia un proceso de dilatación de una membrana de acero alojada en la cuchilla del dilatómetro, obteniendo cuatro lecturas en menos de 2 minutos y midiendo la presión lateral, módulo de deformación, presión intersticial y resistencia al corte. Es una medición relativamente rápida, repetible y que altera poco al suelo. El mejoramiento del suelo logrado se manifiesta por un inmediato incremento, incluso para pequeños cambios de densidad.

*c) Métodos geofísicos.*

Estos métodos, usados originalmente para la exploración geológica y de minas, han sido adoptados para los propósitos de la ingeniería civil. Los más utilizados son los sísmicos, los de resistividad eléctrica; los magnéticos y los gravimétricos. Por su tamaño compacto, los equipos actualmente disponibles tienen menores dificultades de mantenimiento y un precio relativamente bajo en comparación con los antiguos. Los métodos desarrollados principalmente con el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los contornos de la roca basal que subyace a depósitos de suelos. Los métodos son rápidos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, en lo que a la Mecánica de Suelos se refiere. En estudios para cimentaciones los métodos geofísicos no son adecuados por si solos, pues no proporcionan una



información de detalle comparable con la que se puede obtener con un buen programa de exploración convencional.

El método sísmico se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias a través de diferentes medios materiales. Si una onda llega al límite de separación entre dos medios con propiedades elásticas diferentes, parte de ella es reflejada y parte es refractada. Esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo o un impacto.

En la variante del método de refracción sísmica se sitúan registradores de ondas (geófonos), cuya función es captar la vibración que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono. Suponiendo una masa de suelo homogénea que esté sobre la roca basal, unas ondas llegan a los geófonos viajando a través del suelo a una velocidad  $v_1$  después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Los resultados de las observaciones permiten calcular las profundidades del límite entre las capas en diferentes sitios, con tal que esté bien definido y no se presente muy irregular. En el caso de estratos sueltos o blandos situados debajo de estratos densos, el método conduce a resultados erróneos.

#### **2.5.4 Elección del método de verificación.**

El tipo de exploración de campo seleccionada dependerá de las características del suelo, así como la disponibilidad del equipo para hacerlo. En formaciones que contienen cantos rodados o fragmentos grandes de roca, los sondeos de CPT no son apropiados, ya que no puede penetrar a través de ellos. Los resultados de las pruebas SPT pueden también estar afectadas por ese tipo de depósitos. Las pruebas PMT son más apropiadas.

En depósitos heterogéneos con tamaños máximos de grava fina, las pruebas de CPT son apropiadas debida al registro continuo de la resistencia de la penetración en la dirección vertical; además, la velocidad de la prueba de CPT permite un número mayor en la realización de éstas y puede proporcionar alguna información adicional en la variación en dirección horizontal del suelo.

El tipo de prueba escogida dependerá también del uso actual del área, la disponibilidad del equipo y de la experiencia del ingeniero con ese tipo de pruebas. Se deben obtener también muestras del suelo para la realización de pruebas índice en el laboratorio, como son su clasificación, contenido de agua, granulometría, y límites de Atterberg. La medición de la profundidad del nivel freático debe realizarse en todas las perforaciones. Si es necesario, se instalan piezómetros y determinan las variaciones del nivel freático con el tiempo, ya que la posición de éste puede afectar las operaciones de la compactación dinámica. Los suelos bajo el nivel freático se consideran completamente saturados, y las presiones de poro desarrolladas durante la compactación dinámica podrían influir en el espaciamiento de la cuadrícula y el número de golpes que se deben hacerse. Además, si el nivel freático está cercano a la superficie del terreno, pudiera requerirse su abatimiento temporal por lo menos 2 m bajo la superficie de trabajo.

Sitios donde existan rellenos o suelos transportados también es importante conocerlos. El periodo de tiempo que lleva en el lugar ese material transportado y el origen del mismo son consideraciones importantes en la planificación del proyecto y en la estimación de los asentamientos necesarios para el uso de la compactación dinámica. Entre más tiempo lleve el material depositado en el lugar, mayor densificación existirá por su propio peso; sin embargo, si el material ha sido depositado recientemente, tendrá una cantidad significativa de vacíos entre sus partículas. En depósitos muy irregulares, las muestras de suelo obtenidas con sondeos SPT pueden ser engañosas; por esta razón, se realiza mayor número de perforaciones para obtener una mejor comprensión de la composición y el estado relativo del relleno. Alguna idea de la edad de desechos orgánicos pueden obtenerse de observaciones visuales, de lecturas de gas de metano, y de lecturas de la temperatura del suelo. En desechos nuevos, pueden emitirse una cantidad significativa de metano y la temperatura del suelo se eleva generalmente arriba del promedio de la temperatura del suelo predominante para la región.

La historia del sitio se recaba investigando con personas del lugar, revisando los registros de propiedad, planos de deslindes, levantamientos topográficos y fotos aéreas tomadas en épocas diferentes. Las cartografías geológicas disponibles deben revisarse para definir el origen de los depósitos.

## **2.6 CONCLUSIONES CAPITULARES.**

- Es mas eficiente en suelos permeables, con nivel freático a profundidades mayores de 2 metros con respecto a la superficie del terreno, sin capas duras o blandas que afecten la profundidad de mejoramiento establecido.
- Tiene limitantes cuando los sitios por mejorar se encuentran en zonas urbanas, debido a las vibraciones que se producen, al ruido y a posible voladura de materiales que pueden dañar construcciones o servicios cercanos. El tamaño de las grúas puede ocasionar problemas al momento de dejar caer el peso de la masa, debido al efecto de latigazo que se produce en la pluma.
- Es importante realizar después de seleccionar la técnica como método de mejoramiento de suelos, realizar un estudio geotécnico detallado para seleccionar los parámetros de diseño requeridos (profundidad de mejora, peso de la masa y altura de caída).
- Otra limitación es la profundidad de tratamiento debido al equipo que se requiere; solo en algunos proyectos especiales se justifica el uso de grúas de grandes dimensiones. Cuando existen taludes bajo el nivel freático, pueden producirse desplazamientos al aumentar las presiones de poro durante la compactación.
- La verificación del tratamiento puede realizarse con sondeos y pruebas de campo, cuyo tipo dependerá de la confiabilidad, disponibilidad de equipo y costo.
- La adecuada selección del tipo y número de sondeos realizados permite conocer si se ha cumplido el grado de mejoramiento o debe emplearse energía adicional.

# III. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

## 3.1 INTRODUCCIÓN.

El objetivo de este capítulo es presentar diferentes características de maquinarias y equipos empleados, el tipo de especificaciones y el control que debe realizarse en la técnica de compactación dinámica.

La elección de la maquinaria adecuada para la compactación dinámica es fundamental, ya que ayudará a que el procedimiento se ejecute de la mejor manera y se obtengan los resultados requeridos en el proyecto. El equipo se elige tomando en cuenta, la estratigrafía y propiedades del subsuelo, la profundidad requerida de mejoramiento y las especificaciones del proyecto. Una masa de peso y altura de caída reducidos requieren de una grúa pequeña; para masas pesadas se requerirá de grúas mucho más grandes. En proyectos especiales puede requerirse de equipos de grandes dimensiones, no comerciales y solo diseñadas para dicho proyecto en especial, lo que aumenta el costo del mismo. La Fig. 3.1 ilustra diferentes tipos de maquinaria utilizada y en la Tabla 3.1 se anotan algunas de sus principales características.

**Tabla 3.1 Maquinaria utilizada para la compactación dinámica.**

Tipo	Nombre	Altura de caída, h (m)	Peso de la masa, M (t)	Energía E, (t-m)	Profundidad de mejora H, (m)
1	Grúa de orugas	10	10	100	≤ 9
		25 (20)	20	500 (400)	
2	Mega – máquina	30	25	750	≤ 14
3	Trípode	40	40	1600	≤ 20
4	Giga - máquina	20	200	4000	≤ 30

Fuente: West, 1993.



Fig. 3.1 Tipos de maquinaria utilizados en la compactación dinámica.

### 3.2 Maquinaria y equipo.

#### 3.2.1 Grúas.

Las grúas convencionales adaptadas para los trabajos de compactación dinámica, se resumen en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Tipos de grúas utilizadas en compactación dinámica.

Modelo	Capacidad	Tipo de pluma y longitud	Combinación de aguilón y pluma máxima
LS 278H	250 t	Tubular: 18.29 m a 100.58 m	91.44 m + 30.48 m
348 HYLAB 5	300 t	Tubular: 21.3 m a 91.4 m	76.2 m + 42.67 m
LS 518	150 t	Tubular: 64 m	15.24 m
LS 318	250 t	Tubo: 18.29 m a 100.58 m	91.44 m + 30.48 m
248 HYLAB 5	200 t	Tubular: 15.24 m a 85.34 m	73.15 m + 30.48 m
238 HYLAB 5	150 t	Tubular: 15.24 m a 79.25 m	70.10 m + 22.86 m
218 HSL	110 t	Tubular: 12.19 m a 70.10 m	60.96 m + 22.86 m

Un aspecto importante en la elección de la grúa es el costo. Al seleccionar una grúa sobredimensionada el rendimiento será mejor, pero el costo aumentará. Cuando el contratista es propietario del equipo, el costo no será muy importante, pero cuando es rentado, cualquier

imprevisto que retrase la ejecución de los trabajos afectará directamente el costo. Otro aspecto que se cuida en la maquinaria es la vida útil que tenga. Es preferible utilizar un modelo reciente para obtener un mejor rendimiento a diferencia de una maquinaria que haya sobrepasado su vida útil y que pueda presentar algún desperfecto que retrase el proyecto. En la Tabla 3.3 se muestran los costos de algunas grúas empleadas para compactación dinámica.

**Tabla. 3.3 Precio de venta de grúas**

Capacidad	Año	Marca	Modelo	Precio (USD)*
50	1972	Bucyrus Eire	38-B	46,000
50	1994	Diamond	946	120,000
60	1970	American	7250	90,000
60	1980	Link – Belt	LS-118	160,000
65	1997	Kobelco	BM600	340,000
80	1978	Link-Belt	LS-318	180,000
80	1984	Link-Belt	LS-318	220,000
85	1989	American	7225	240,000
100	1985	American	7260	240,000
100	1980	Bucyrus Eire	88-B Serie IV	550,000
100	1981	P & H	5100	250,000
110	1968	American	999 C	100,000
110	1976	Link – Belt	LS – 418	365,000
125	1978	American	9260	160,000

\* Costo en dólares americanos al mes de enero 2006.

### 3.2.2 Masas.

Cuando se empezó a trabajar con esta técnica de mejoramiento se utilizaba una masa formada por un cajón de acero relleno de concreto. Con el paso del tiempo ha cambiado la forma de la masa buscando una geometría óptima. Comúnmente se usan placas cuadradas de 2 x 2 m (Fig. 3.2) para lograr una mayor rapidez y mejor eficiencia en el proceso, aunque algunos proyectos prefieren utilizar una masa de concreto debido a su menor costo.



**Fig. 3.2 Tipos de masa utilizados en proyectos.**

Con una masa de acero se tiene la ventaja de poder intercambiar la placa base y evitar el desgaste de las demás; además, el mantenimiento se facilita porque se pueden manejar separadamente las

placas de acero, a diferencia de una masa de concreto. El costo de la masa dependerá del tamaño y peso de la misma, pero siempre será más económico elaborar una de concreto que de acero. Algunos costos de masas de acero se presentan en la Tabla 3.4.

**Tabla 3.4. Costos de compactación dinámica**

Tamaño de la masa requerida (t)	Costo unitario USD /m <sup>2</sup>
4 a 7	5,50 a 8,00
7 a 15	8,00 a 10,75
15 a 23	10,75 a 16,25
23 a 32	16,25 a 32,25
32 a 91	Negociado para cada trabajo.
Nota: los precios se basaron en proyectos realizados durante 1985 un 1993 * Dólares americanos	

Fuente: Mayne, 1988.

La característica fundamental de la masa, ya sea de concreto o acero, es su peso. Una masa con un peso menor al establecido en el proyecto no permitirá alcanzar el mejoramiento requerido en el número de fases especificadas, sino que se necesitarán fases adicionales, lo que retrasará el tiempo de terminación y aumentará el costo. Sin embargo, si la masa utilizada esta sobredimensionada, se aumentará el costo en la misma, pero podría disminuir el tiempo de ejecución de la técnica y el costo del proyecto, siempre y cuando las propiedades del subsuelo sean adecuadas y no se exceda la profundidad máxima del cráter que origine un costo de material adicional para rellenarlo (Mayne y Jones, 1983).

### 3.2.3 Cables.

Como se mencionó en el capítulo anterior, existen dos mecanismos para aplicar la compactación dinámica: por caída libre o sujeta por un cable que permita el izaje. Cuando se escoge el mecanismo de cable, debe seleccionarse correctamente el diámetro de éste para que la eficiencia de la técnica se logre; de lo contrario existirán averías que dañen no solo al cable, sino también a la grúa, a la masa utilizada y hasta el propio suelo. El diámetro del cable para diferentes tamaños de masa y grúas se anotan en la Tabla 3.5.

**Tabla 3.5 Equipo requerido para diferentes tamaños de grúa**

Peso de la masa (T)	Tamaño de la grúa (T)	Diámetro del cable (mm)
5,4 – 7,3	36,3 – 45,4	19 – 22
7,3 – 12,7	45,4 – 90,7	22 – 25
12,7 – 16,3	90,7 – 113,4	25 – 29
16,3 – 22,7	136,1 – 158,8	32 – 38

Para masas con peso de 3.6 a 9.1 t, el operador de la grúa debe ser capaz de lograr un promedio de 500 - 600 golpes por día, dependiendo por supuesto del tiempo y número de veces que levante la masa y del tiempo que tarde en volverla a soltar, así como del traslado del equipo y el tiempo de espera. Para una masa de 9.1 a 18.1 t, ésta puede ser levantada repetidas ocasiones y dejada caer aproximadamente de 300 a 400 veces por día.

Cuando se utilizan masas con peso y alturas de caída distintas, la energía se aplica primero con la masa y con una altura mayor de caída, obteniendo cráteres de 1.0 a 1.5 m; con ello se afloja la capa superficial del suelo. La capa aflojada se compacta con una pasada de masa (planchado) y una altura de caída menor. La energía total será la suma de la aplicada durante la fase de mayor altura más la de menor altura. Donde las profundidades de los cráteres no son grandes, la segunda fase se puede omitir y la compactación de la superficie se realiza con un equipo convencional, como es un rodillo vibratorio.

### **3.3 ESPECIFICACIONES EN LA APLICACIÓN DE LA TÉCNICA.**

Un aspecto importante para la contratación de mejoramientos con compactación dinámica son las especificaciones. Existen dos tipos de especificaciones que se utilizan: las llamadas “Especificaciones del Método” y las “Especificaciones de Desempeño” (*Lukas, 1995*). La decisión sobre cuál especificación usar dependerá de la experiencia del proyectista y de los consultores con respecto a la compactación dinámica, la complejidad del trabajo, la disponibilidad de contratistas especializados o no especializados, el tiempo disponible para secciones o módulos de prueba y experimentación, y filosofía de la empresa proyectista. La Tabla 3.6 muestra las principales diferencias entre ambas especificaciones.



**Fig. 3.3 Empleo de la técnica**



Tabla 3.6. Forma de contratación del método de compactación dinámica.

Especificaciones del Método	Especificaciones de Desempeño
<p>El proyectista debe tener la experiencia necesaria o emplear a un consultor experimentado para preparar las especificaciones detalladas al contratista. Las especificaciones deben incluir:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Tamaño y peso de la masa.</li> <li>- Altura de caída.</li> <li>- Espaciamiento de la cuadrícula.</li> <li>- Energía que se debe aplicar.</li> <li>- El número de fases o pasadas.</li> <li>- Requisitos para la preparación del sitio.</li> <li>- Como se debe compactar la superficie después de la compactación dinámica.</li> <li>- Planos del área de trabajo.</li> </ul>	<p>El cliente o contratante preparará una especificación sintetizada sobre el alcance y objetivo del trabajo. Esto incluye:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Valores mínimos de las propiedades del suelo.</li> <li>- Asentamiento máximo permisible.</li> <li>- Otros objetivos del mejoramiento en el sitio.</li> </ul> <p>El cliente proporcionará los datos iniciales de la exploración del subsuelo y dimensiones del área por tratar.</p>
<p>El propietario y el proyectista proporcionarán:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perfiles estratigráficos del subsuelo.</li> <li>- Control durante la construcción</li> <li>- Sondeos y pruebas después de la compactación dinámica</li> </ul>	<p>Se requiere que el contratista logre los valores mínimos especificados del producto final, siendo responsable de:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Un plan apropiado del equipo y del trabajo.</li> <li>- Definir fechas límite del proyecto.</li> <li>- Seguridad.</li> <li>- Monitoreo en campo.</li> <li>- Sondeos adicionales requeridos para preparar adecuadamente el plan de trabajo de la compactación dinámica.</li> <li>- Comprobación del resultado final.</li> </ul>
<p>El contratista es responsable de:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Proporcionar el equipo adecuado para realizar los trabajos de una manera oportuna.</li> <li>- La seguridad del personal y el equipo</li> <li>- El plan de trabajo sujeto a la aprobación del diseñador.</li> </ul>	<p>Para obtener un producto de calidad, el proyectista debe requerir:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Solo contratistas con experiencia en trabajos de compactación dinámica.</li> <li>- Someter el plan del trabajo a revisión y comentarios.</li> <li>- Un método para ajustar las diferencias de la opinión entre diseñador y contratista.</li> </ul>

Fuente: Lukas, 1995.

### 3.3.1 Especificaciones del Método.

La preparación de este tipo de especificaciones requiere del conocimiento de diversas facetas de la compactación dinámica por parte del proyectista y consultores. En este tipo de especificaciones el contratante y/o sus consultores realizan todos los cálculos de ingeniería con respecto a dimensiones y peso de la masa, altura de caída, energía que requiere aplicarse, área que necesita compactarse, número de fases requeridas, tiempo requerido entre cada fase, así como, considerar las vibraciones o desplazamientos en áreas vecinas como resultado de compactación dinámica. Básicamente el cliente y sus consultores proporcionan todos los servicios de ingeniería necesarios para obtener el mejoramiento deseado.

Además de preparar las especificaciones, la responsabilidad del contratante es proporcionar:

- Acceso al sitio para el contratista.
- Información relacionada a las condiciones del subsuelo, incluyendo los sondeos e informe geotécnico.
- Personal especializado en el sitio durante la compactación dinámica para hacer cualquier ajuste de las operaciones en campo que se crea necesario.
- Efectuar sondeos para verificar el grado y profundidad de mejoramiento, monitorear pruebas de carga en campo o medir la presión de poro.

En este tipo de contrato, el contratista asume poca responsabilidad con relación a los resultados del mejoramiento del suelo. Sus obligaciones primarias son:

- Proporcionar la masa prescrita, con la presión de contacto en la base apropiada.
- Proporcionar el equipo necesario para elevar y dejar caer la masa en repetidas ocasiones en la altura especificada.
- Proporcionar cables suficientes u otros dispositivos para mantener la continuidad del proceso.
- Mantener la seguridad en el sitio de trabajo; el personal debe estar a una distancia segura respecto a los puntos de impacto. Colocar barreras, donde sea necesario, para prevenir la expulsión de material del sitio y mantenerse fuera del radio del cable que controla la masa de concreto o acero.
- Llevar un registro del número de golpes, número de fases y de materiales adicionales que se requieran para realizar una plataforma de trabajo.
- Mantener la producción para cumplir con el tiempo de ejecución asignado para el proyecto.

Cuando el contrato se establece con las "Especificaciones del Método", pueden licitar el trabajo diferentes contratistas, sobre todo empresas establecidas cerca del sitio, que pueden trasladar sus equipos sin mucho problema, aventajando a empresas especialistas que tienen que recorrer muchos kilómetros para llegar al área de trabajo. Los contratistas del lugar tienen la ventaja de movilización del equipo y conocimiento general del área, por lo que podrán ser muy competitivos. Los requisitos generales que están incluidos en una Especificación del Método son listados a continuación:

- *Descripción general.* Incluir una descripción general de la compactación dinámica y de las instalaciones por construir, proporcionando, además, información como cartas topográficas, inspecciones, registro de sondeos en el subsuelo y datos geotécnicos.
- *Área de trabajo.* Establecer el área por mejorar en planos con dimensiones, mostrando cualquier servicio público, instalaciones y obras subterráneas. Si algunas áreas se designan para cierto peso de masa y altura de caída, deben diferenciarse claramente.
- *Equipo requerido.* Indicar el peso de la masa y la altura de caída, el rango en la presión de contacto de la masa, el mecanismo a emplear, así como el número de equipos; además, proporcionar una fecha de inicio y terminación para que el contratista pueda planear el número de equipos necesario para completar el trabajo en el periodo establecido.
- *Aplicación de la energía.* Especificar la energía que requiere aplicarse en la superficie del terreno. Si existen diferentes niveles de energía, éstos deben señalarse para las diferentes áreas. Además, indicar el espaciamiento de la cuadrícula, el número de golpes en cada huella y el número de fases, así como la tolerancia de profundidad máxima del cráter para cada fase. Si la profundidad de cráter se alcanza antes del número de golpes deseado, el cráter deberá rellenarse antes de aplicar los golpes o las fases adicionales para que se cumpla con la energía especificada y señalar si la superficie se compactará con un equipo convencional de compactación en vez de una fase adicional de menor altura de caída.
- *Relleno y nivelación del suelo.* Establecer si se requiere material de relleno para nivelar o proporcionar una plataforma de trabajo, indicando el espesor, tipo y cantidad del material. En su caso, señalar si la nivelación de la superficie del suelo se realizará después de cada fase, con buldózer que arrastre el material sobrante en las áreas altas de los cráteres.
- *Pruebas requeridas.* Especificar el número de pruebas para evaluar la eficiencia del método, incluyendo la profundidad del cráter, el esfuerzo adyacente a los cráteres, la determinación de la pérdida de material con las lecturas del mejoramiento que se alcance en cada fase y los sondeos necesarios en el suelo ya tratado. Si el contratista es responsable de las pruebas,

deben especificarse entonces el tipo de prueba y el tipo de muestras e intervalos de las pruebas. Si el proyecto se realiza en zonas urbanas, se requiere medir la magnitud de las vibraciones que se transmiten al suelo, indicando en las especificaciones quién será responsable de tomar las lecturas, su frecuencia e interpretación de las mismas.

- *Registros.* Los registros deben contener la información obtenida en el sitio, el número de golpes por día, el número de golpes en cada cráter de la cuadrícula, el número de fases completadas por fecha, más otros registros generales de campo. La especificación debe indicar quien llevará estos registros y para quienes estarán disponibles.

Un ejemplo de especificación de este tipo se incluye en los Apéndices A y B.

### **3.3.2 Especificaciones de desempeño.**

Se refiere a cuando la contratante sólo indica el grado y profundidad requerida de mejora y el contratista selecciona el equipo apropiado para lograr esta meta. La responsabilidad de la contratante es:

- Proporcionar a los licitadores información del subsuelo, incluyendo el informe geotécnico.
- La extensión definida del área para ser mejorada.
- Especificar el producto final que se quiere lograr.
- Enlistar los requisitos mínimos para clasificar desde el objetivo de este método la contratación que deberá tener el contratista para hacer el trabajo.

En este tipo de contratación el contratista asume un riesgo más grande. Si el equipo que seleccionó para el trabajo no logra el resultado final, debe cambiar sus procedimientos de campo y quizás utilizar una masa con mayor peso o una altura de caída mayor para lograr las metas. Bajo este tipo de contrato, el contratista es responsable de:

- Escoger la masa y la altura de caída adecuada para lograr la profundidad de mejoramiento requerida.
- Escoger apropiadamente la energía que se aplique para alcanzar el grado de mejoramiento requerido.
- Determinar si es necesaria una capa estabilizadora como plataforma de trabajo.
- Escoger el espaciamiento de la cuadrícula y el número de fases.

- Proporcionar el equipo suficiente para realizar el trabajo dentro del periodo de tiempo estimado.
- Mantener una operación segura para prevenir accidentes.
- Llevar registros del progreso en porcentaje y presentar los informes mensuales así como un informe final.
- Realizar sus propias pruebas como una verificación de la profundidad, grado de mejoramiento y compararlo con los resultados de pruebas del contratante.

Parte de las consideraciones importantes son incluidas en las especificaciones que se listan a continuación:

- *Descripción del proyecto.* Proporcionar una descripción general del proyecto, sondeos, informe geotécnico, reconocimiento de límites de propiedad, mapas topográficos y planos que muestren las nuevas instalaciones acompañados de informaciones que notifiquen a los contratistas las condiciones del sitio y el proyecto de la construcción.
- *Área de trabajo.* Mostrar la extensión del área a mejorar, incluyendo dimensiones, redes de servicios públicos, condiciones del subsuelo. Si se debe lograr un aumento de mejora en áreas diferentes, éstas se deben diferenciar en los planos.
- *Mejoramiento requerido.* Presentar la cantidad mínima de mejoramiento que debe lograrse; el contratista es libre de escoger la cantidad de energía para alcanzar estos valores. El proyectista no debe escoger un valor de mejoramiento que no se pueda lograr. En ciertos casos, donde es difícil predeterminar el valor mínimo de mejoramiento de un sitio, tal como un relleno sanitario, las especificaciones pueden indicar que la cantidad de variación será menor que el valor predeterminado en un terraplén de prueba después de la compactación dinámica. Es importante que se realice suficiente investigación geotécnica para identificar el problema y determinar los parámetros mínimos que se requieren en la compactación y asegurar que la estructura o el terraplén se ejecute satisfactoriamente.
- *Preclasificación.* Si el resultado final deseado se indica en las especificaciones sin la metodología para lograrlo, solo se permitirá a contratistas calificados dirigir estos proyectos. Ellos determinarán la cantidad de energía a aplicar, el espaciamiento de cuadrícula, las

demoras de tiempo entre fases, la altura de caída y el tamaño de la masa que logren la meta final.

- *Tiempo de ejecución de la compactación dinámica.* Alguna forma de asegurar que el proyecto se realice en el tiempo requerido es indicándolo en las especificaciones. Esto se alcanzará señalando un periodo de tiempo para realizar el trabajo, con lo cual el contratista tendrá el número de equipos necesarios para terminarlo en ese plazo. Un método alternativo sería especificar un número mínimo de equipos a utilizar diariamente en la compactación dinámica que den la producción determinada y poder terminar el trabajo dentro de tiempo señalado.
- *Preparación del sitio.* Si se requiere preparar el sitio antes de la compactación dinámica, se indicará si esto forma parte de la actividad de compactación dinámica o si algún subcontratista lo hará. Esto incluye eliminación de árboles o desperdicios en la superficie, enrase del terreno, colocación de material nuevo. Cuando el trabajo lo realiza otra contratista, las especificaciones deben ser claras en cuanto al nivel y condición del sitio que deba presentar para realizar la compactación dinámica.
- *Pruebas requeridas.* Deben realizarse pruebas para confirmar que el mejoramiento se ha logrado. Estas son usualmente sondeos SPT, CPT, PMT o medición de asentamientos que determinen la deformación producida bajo carga. La realización de las pruebas es realizada generalmente por conducto del contratista; un representante del propietario o proyectista debe estar presente durante las pruebas para verificar el control de calidad e interpretar éstas. En la especificación también se detalla cuántas pruebas se realizarán y en qué periodo de tiempo, así como si es necesario determinar la magnitud de vibraciones que se transmiten en el sitio.
- *Registros.* El contratista llevará registros de sus operaciones, indicando espaciamiento de cuadrícula, altura de caída, tipo de masa, número de golpes, profundidad de cada cráter, número de fases sobre el área, lecturas de vibración y asentamiento del suelo. El registro debe concordar con el avance y se debe proporcionar al ingeniero de proyecto en campo.

Un ejemplo de especificación de este tipo se incluye en el Apéndice C.

### **3.3.3 Coordinación.**

La relación entre el proyectista y quien se encargue de las especificaciones es esencial. El proyectista utiliza las pautas y el juicio necesario para determinar el enfoque y el equipo apropiado para ejecutar exitosamente la compactación dinámica, esta información se necesita para que los contratistas, que generalmente no están familiarizados con el sitio, preparen una licitación apropiada.

Las diferencias de información que existieran entre el proyectista y el encargado de las especificaciones tendrían como resultado información errónea al contratista. Muchas veces las especificaciones contienen información confusa que no ayudan al proyecto. Este sólo tiende a confundir a los licitadores y aumentar el precio de oferta.

Consecuentemente, el proyectista debe trabajar conjuntamente con el encargado de las especificaciones para que éstas sean significativas, claras y eviten la confusión en los licitadores. Un comentario preparado por el proyectista que indique la intención o el objetivo del programa de compactación dinámica les proporcionaría a los licitadores una mejor comprensión del proyecto. Este comentario sería una parte no-obligatoria de la especificación pero solicitaría la cooperación entre el proyectista y el contratista para trabajar como un equipo y alcanzar las metas del proyecto.

### **3.4 CONTROL DURANTE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO.**

El control se realiza para verificar que el trabajo se ejecute de acuerdo con las especificaciones. Además, un especialista puede determinar si se deben realizar ajustes en la aplicación de energía o en el número de golpes para cumplir con lo requerido mientras el trabajo se ejecuta. Por ejemplo, se puede requerir ajustes extraordinarios en campo si existen bolsas sueltas o suelos que no se densificarían con la compactación dinámica.

Mientras la compactación dinámica esté en proceso, deben realizarse observaciones y medidas del:

- El bufamiento del suelo y la presión de poro.
- El asentamiento promedio causado por la aplicación de la energía.
- El monitoreo de las vibraciones producidas.
- Sondeos del subsuelo con pruebas in situ o alternativamente pruebas de carga.

La Tabla 3.6 muestra el tipo de control que se realiza y la actividad conveniente a cada observación o medida.

**Tabla 3.6 Monitoreo durante la construcción.**

Tipo de Control	Actividad realizada
<b>A. SITIO DE OBSERVACIÓN.</b>	
1. Profundidad del cráter	Si la profundidad del cráter es mayor que la altura de la masa más 0,3 m, debe agregársele material hasta el nivel de la superficie y continuar la aplicación de la energía.
2. Bufamiento del suelo.	Se debe al exceso en la presión de poro. Deben tomarse las medidas del punto B y ajustar el número de golpes.
<b>B. MEDIDAS DE SITIO</b>	
1. Bufamiento del suelo.	Se lee la elevación del esfuerzo del suelo, enterrando estacas a varias distancias del cráter. Si el aumento de volumen en el cráter es igual al volumen del esfuerzo del suelo, se detiene el trabajo, para permitir la disipación de la presión de poro. Antes de continuar con el trabajo se toman lecturas adicionales del esfuerzo.
2. Presión de poro	Instale piezómetros en depósitos de material fino saturados para medir la subida de agua de poro y disipación durante el impacto. Los datos se usan para ajustar el número de pasos o fases requeridas.
3. Asentamiento inducido	Se mide el asentamiento de la superficie en la base de la cuadrícula antes de y después de la compactación dinámica. El asentamiento debe ser de 5 a 10 % del de la capa mejorada, excepto en rellenos sanitarios.
4. Vibraciones del suelo.	Se utiliza un sismógrafo en el suelo colindante a edificios o sobre servicios subterráneos. Se compara la velocidad medida de la partícula con valores permisibles.
<b>C. PRUEBAS REALIZADAS.</b>	
1. Prueba penetración estándar (SPT), prueba de presiometro Menard (PMT), prueba de cono eléctrico (CPT) u otras pruebas "in situ"	Comparar los valores de SPT, PMT y CPT antes de y después de realizar la compactación dinámica para verificar la profundidad y el grado de mejora. Si los datos se obtienen mientras el equipo de compactación está en el sitio, se puede aplicar si es necesario energía adicional.
2. Prueba de carga.	A veces se utiliza en depósitos de rellenos sanitarios y no homogéneos, la prueba de la carga antes y después de la compactación dinámica. La carga se aplica con un material acumulado a alturas de 9 a 11 m sobre una placa que controla el asentamiento.
3. Energía por impacto	Si hay duda acerca de la eficiencia del equipo que aplica la energía requerida, se puede medir la velocidad de la masa, con un radar. La energía cinética entonces se puede calcular.

Fuente: Lukas, 1995.

### 3.4.1 Bufamiento del suelo y presión de poro.

El personal del campo debe observar el bufamiento en la superficie del suelo adyacente a los cráteres después de aplicar la energía. Una sobre elevación en la superficie del suelo entre cráteres es una indicación de la deformación plástica del mismo asociado con presiones de poro altas. La aplicación de fases múltiples con bastante lapso de tiempo entre ellas permite reducir el



efecto de bufamiento que afecta el mejoramiento. Medir la presión de poro ayuda a conocer el tiempo necesario para la disipación del agua y reanudar la aplicación de una segunda fase.

Deben utilizarse piezómetros de respuesta rápida, ya que el tiempo entre golpes es menor de un minuto y es esencial saber el cambio en la presión de poro por cada golpe. Cuando no se puede reducir el bufamiento después del periodo de espera entre fases, es un indicativo de un material no conveniente para la compactación dinámica; este material necesita ser excavado y reemplazado por un material más adecuado. Si el espesor del material débil no es grande, la estabilización es posible agregando material granular que se mezcle, teniendo como resultado un depósito más favorable a la compactación. La Fig. 3.4 muestra el bufamiento del suelo entre los cráteres.



*Fig. 3.4 Esfuerzo del suelo adyacente a los cráteres.*

### **3.4.2 Asentamiento provocado.**

Debe contarse con la elevación de la superficie del terreno en un punto de la cuadrícula antes de empezar la compactación. Después de aplicar la energía, el suelo se nivela utilizando un buldózer, removiendo el material entre los cráteres y enseguida obtener la elevación en el mismo punto para determinar cuánto se ha asentado el suelo. Para la mayoría de los proyectos, el asentamiento del suelo generalmente es del orden de 6 a 10 % del espesor del depósito compactado. En rellenos sanitarios su compresión puede ser del orden de 20 a 25 % de su espesor (GEDASCE, 1994).

El personal de campo tendrá una idea del mejoramiento en el suelo si se toman las lecturas del asentamiento durante la aplicación de la técnica. Además, si las elevaciones indican que existen sitios que se hayan asentado más que otros, podría ser indicio de un depósito más suelto; en tal

caso deben hacerse otros sondeos y pruebas en el cráter para determinar si se necesita aplicar energía adicional.

### **3.4.3 Vibraciones en el suelo.**

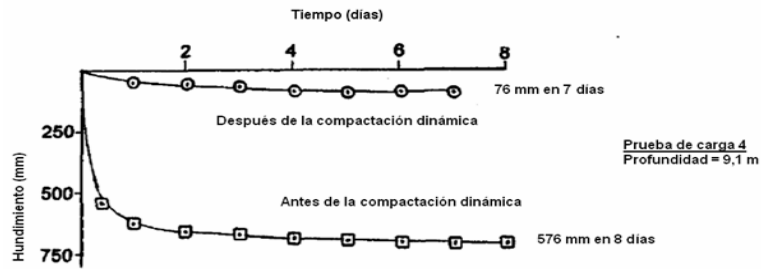
Cuando se aplica la técnica cerca de estructuras deben tomarse lecturas de la vibración utilizando un sismógrafo. Entre más lejos se encuentre el valor medido respecto al valor permisible, la compactación dinámica puede continuar. Sin embargo, si este valor es mayor que el permisible, deben hacerse cambios en el proceso de compactación, como reducir la altura de caída o construir una zanja que reduzca la transmisión de vibraciones. La comunicación con los vecinos es importante; si se les informa sobre los trabajos que se realizan, ellos estarán tranquilos. Incluso, si las lecturas de vibración son por debajo de los niveles de peligro, no sentirán las vibraciones y el trabajo pasará desapercibido. Deben obtenerse lecturas suficientes de vibración, registrarlas y archivarlas para recurrir a ellas en caso de que algún propietario tenga una queja o culpe de daños a su propiedad.

La información registrada será útil para reducir las sospechas y temores de los vecinos; a su vez deben inspeccionarse las condiciones de estructuras cercanas, observando y registrando grietas o daños existentes antes de la compactación dinámica. Las observaciones adicionales se hacen después de terminar el trabajo. Deben tomarse fotos o videos con fecha en las estructuras más críticas.

### **3.4.4 Pruebas de comprobación.**

Para comprobar si se ha alcanzado el mejoramiento en la profundidad requerida, se realizan sondeos y pruebas "in situ" antes de que el equipo de compactación dinámica se retire, ya que en ese momento pueden tomarse decisiones si la mejora se ha logrado o no.

Se sabe que las propiedades del suelo mejoran con el tiempo. Para medir esta mejora se realizan sondeos y pruebas adicionales del sitio aproximadamente un mes después de que los trabajos han concluido. La Fig. 3.5 muestra la mejora de un suelo realizada en base a las pruebas.



Nota: Carga por un apilamiento cónico de piedra de 10.1 m de altura y 24.4 m de diámetro, con peso volumétrico de 1.78 tm<sup>3</sup>.

Fig. 3.5 Resultado de la prueba de carga

Los depósitos granulares muestran un aumento marcado en el valor de la prueba de SPT en compactación dinámica a causa del reacomodo de partículas.

Otra medida de comprobación es registrar la velocidad de caída de la masa. Con este parámetro se calcula la energía entregada en un solo golpe. Se han realizado estudios para obtener la velocidad media de la masa que se muestran en la Tabla 3.7. Para masas con cable, la velocidad medida en el punto de impacto es el 90 % de la velocidad teórica para masas con caída libre. Puede utilizarse un radar para medir la velocidad de caída de la masa y corroborar si el equipo realiza el trabajo satisfactoriamente.

Tabla 3.7. Velocidad de la masa antes del impacto.

Sitio	Peso de la masa (T)	Altura de caída menor de 0,6 m	Velocidad teórica (m/s)	Velocidad media (m/s)	Relación Vel. Media Vel. Teórica
Becancour, Canada	15	3	7.7	7.1	0.92
		6.1	10.9	9.6	0.88
		17.7	18.6	16.8	0.90
Tulsa, Oklahoma	16.3	5.5	10.4	9.3	0.9
		11.6	15.1	13.1	0.87
		22.3	20.9	18.3	0.88
St. Mary's Georgia	29	29.9	24.2	23.8	0.98
		29.9	24.2	23.6 (Radar)	0.97
Great Lakes, Illinois	5.4	5.5	10.4	9.5	0.91
		10.1	14.1	13.0	0.92
Roseville, California	31.8	33.5	25.7	23.8	0.93
Vernal, Utah	27.2	32.9	25.4	23	0.9

Nota: 1) El dispositivo del láser extiende 0,6 m encima de graduación por lo que las alturas de caída se ajustaron.  
 2) La masa en todos los sitios menos en Georgia fueron levantados por grúas que utilizan un cable en la técnica. La masa en Georgia fue levantada por cables pero con caída libre.  
 3) La energía de impacto se calculó con  $(0,5 \times W \times V^2) / g$ , donde g es la aceleración de la gravedad

Fuente: FHWA/RD-86/133, 1986.

### **3.4.5 Responsabilidades del dueño y contratista.**

La responsabilidad para el control depende si el trabajo se estructuró como un método o una especificación, es decir, si se escoge una “Especificación del Método”, el propietario proporciona los servicios que ayuden a controlar los trabajos para que el objetivo final se cumpla. Dependiendo de la respuesta del subsuelo, los ajustes en la operación puede ser necesario, entonces tanto el representante de campo, como el propietario, deben acordar dichos cambios. Si se escogió una “Especificación de Desempeño”, el contratista proporciona generalmente el control en campo y la comprobación se realiza con sondeos para confirmar que el valor de diseño se obtenga, de no ser así debe ajustarse el programa de compactación para obtener el resultado deseado. En este tipo de proyectos debe haber un ingeniero en campo por parte del contratante para controlar, registrar, e interpretar las operaciones de los trabajos en caso de que cuestionamientos o disputas entre ambas partes surjan más tarde.

## **3.5 AJUSTES DURANTE LA APLICACIÓN DE LA TÉCNICA.**

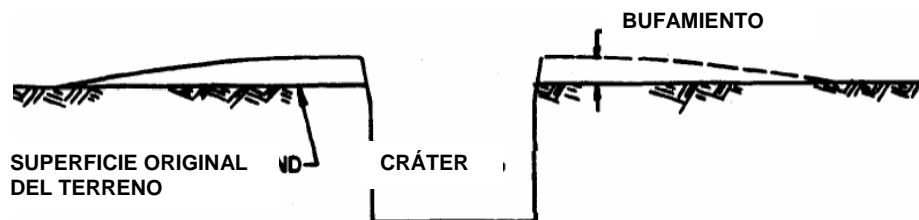
### **3.5.1 Sincronización de fases múltiples o pasos.**

Durante la etapa de diseño es difícil determinar si será necesario utilizar varias fases. Si el suelo es sumamente permeable o tiene un grado bajo de saturación, una fase en la aplicación de energía será suficiente, pero si tiene baja permeabilidad, como los suelos de las Zonas 2 o 3 mencionadas en capítulos anteriores, o los depósitos son saturados, la aplicación de la técnica debe hacerse en varias fases. Lo anterior es para permitir que el exceso de agua se disipe y no afecte en la aplicación de la energía. Entre esos dos extremos de permeabilidad, se requiere el buen juicio y la experiencia de la contratista para planear apropiadamente el número de fases; es por ello que se debe realizar siempre un módulo de prueba para depurar mejor la aplicación de energía en sus diferentes fases.

El número de fases requerido es difícil de determinar en el avance del trabajo del sitio. Al inicio de la construcción se deben instalar piezómetros para la medición de la presión de poro en el agua del suelo y medir el incremento y disminución de la disipación de dicha presión en cada golpe de la masa. Los golpes iniciales quizás no causen un aumento significativo en la presión de poro, pero

golpes repetitivos podrían tener como resultado valores muy altos que podrían tomar mucho tiempo para disiparse. La información generada de las lecturas de campo será útil en la planificación del número apropiado de golpes para cada cuadrícula y el número de fases que se pueda aplicar para la energía requerida.

El bufamiento del suelo representa una medida indirecta de la presión de poro. La Fig. 3.6 ilustra el bufamiento del suelo, que indica que el material se ha desplazado plásticamente sin ningún cambio de volumen durante la compactación. La energía se transmite al agua y en este momento, la compactación dinámica resulta ineficaz. Las mediciones del bufamiento del suelo se pueden obtener en puntos estratégicos de las huellas instalando puntos de control posteriores al primer impacto y midiendo el cambio en el siguiente golpe de la masa. Si se establecen suficientes puntos de observación, se puede calcular el bufamiento del cráter. Con ello se puede comparar el desplazamiento volumétrico dentro del cráter, que se determina también de lecturas de niveles. Cuando el bufamiento periférico de suelo es igual al cambio en el volumen de cráter, la deformación plástica ocurre sin compactar. No se debe aplicar energía adicional si esta condición ocurre hasta después de un período de descanso que permita la disipación de la presión de poro.



*Fig. 3.6 Esquema del movimiento del suelo debido al desplazamiento volumétrico.*

En los sitios donde existe una capa estable, no es necesario agregar material; en ese caso la capa superficial se puede nivelar después de la compactación dinámica, removiendo el material suelto que se encuentre entre los cráteres. Esta capa se puede compactar con un equipo normal de compactación superficial, como rodillos.

### **3.5.2 Espesor de trabajo en material granular.**

Si el suelo es muy suave, la masa puede hundirse por su propio peso a una profundidad mayor que la recomendable. Cuando esto ocurre, será difícil de extraer la masa porque el suelo puede derrumbarse encima de ella o puede desarrollarse una fuerza de succión cuando se trate extraer,

teniendo como consecuencia el daño al cable y una baja producción del trabajo. Siempre que los sitios sean muy suaves, debe colocarse una plataforma de trabajo de material granular, para prevenir el “atascamiento” de la masa. El espesor de la capa estabilizadora se limita para que la masa no pierda su eficiencia en la profundidad deseada a compactar y puede ajustarse cuando el trabajo ya se este ejecutando; esta capa de material grueso aumenta también los costos.

### **3.5.3 Control del agua en el suelo.**

En sitios donde el nivel freático está a menos de 2 m de la superficie, la profundidad del cráter se aproxima al nivel freático y la eficacia de la compactación se reduce. En algunos sitios se cavan zanjas de desagüe en el perímetro para reducir el nivel freático; en otros sitios el nivel del terreno se eleva colocando material adicional que de una distancia mayor entre el nivel freático y la superficie de trabajo; si esto no es posible, se bombea el agua de los cráteres conforme se vaya aplicando la compactación. Puede también agregarse grava u otro material granular a los cráteres formados para que los trabajos se ejecuten eficazmente.

### **3.5.4 Vibraciones del suelo.**

Si los trabajos se realizan cerca de construcciones vecinas, pueden llegar a ellas vibraciones. Para evitar esto deben medir su magnitud para controlarlas. Como el suelo es muy complejo, puede que las vibraciones varíen, por lo que se debe regular la energía para mantenerlas en un nivel por debajo de las permisibles; esto se alcanza ajustando el golpe de la masa, cavando zanjas de aislamiento o compactando en capas.

### **3.5.5 Energía absorbida por capas débiles.**

Algunos depósitos contienen capas de arcilla o material orgánico que absorben la energía, evitando se transmita completamente a los depósitos por tratar. Una buena exploración del subsuelo revelará la presencia de estas capas, sin embargo, se pueden encontrar bolsas aisladas y quizás tengan que tratarse después que el trabajo se este realizando, para lo cuál se aplicará energía adicional a éstas. Si los depósitos débiles están cercanos a la superficie del terreno, se retiran y reemplazan con material conveniente; alternatively, se introduce el material granular a estos depósitos y se estabiliza mezclándolo con el material existente.

### **3.5 Conclusiones capitulares.**

- El uso de masas o grúas sobredimensionadas que dañen la estructura del relleno o suelo por tratar impiden el mejoramiento a la profundidad deseada.
  
- Definir al inicio del proyecto el tipo de especificación que se desee utilizar marca la forma en como se ejecutarán los trabajos y es indispensable que estas sean escogidas con base a la experiencia del proyectista.
  
- La verificación de los trabajos durante el desarrollo de la técnica es importante, permiten conocer si el grado de mejora es el correcto, de lo contrario pueden hacerse modificaciones que logren el resultado requerido.
  
- Siempre es importante realizar el método en diferentes fases, para mantener un control de la energía que se esta aplicando al terreno tratado.

# **IV CASOS DE APLICACIÓN DEL MÉTODO.**

## **4.1 INTRODUCCIÓN.**

Innumerables tipos de materiales han sido tratados por medio de la compactación dinámica, tanto naturales como rellenos, con tamaños que van desde enrocamientos hasta limos arcillosos. Naturalmente los resultados obtenidos dependen de las características iniciales de dichos materiales. Cuando se requiere tratar una superficie extensa, el tratamiento puede resultar más económico, comparado con cimentaciones profundas y otros métodos de mejoramiento.

La compactación dinámica se ha utilizado para mejorar el subsuelo en áreas industriales, de tanques de almacenamiento, de bodegas con cargas vivas altas, terraplenes para aeropuertos, carreteras, ferrocarriles y desarrollos urbanos entre otros (Mayne, 1984). El objeto de este capítulo es presentar algunos de los proyectos donde se ha aplicado esta técnica y conocer los resultados posteriores al tratamiento.





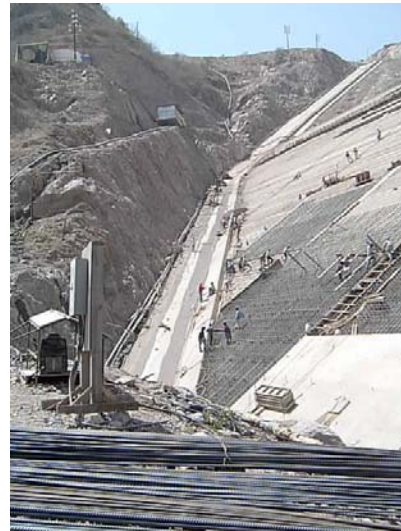
**Figura 4.1 Compactación dinámica.**

## **4.2 CASOS DE APLICACIÓN EN MÉXICO.**

En nuestro País se ha utilizado compactación dinámica en las siguientes obras.

### **a) Presa Peñitas, Chiapas.**

Debido a la alta sismicidad de la región donde se localiza la Presa Peñitas y por existir en el terreno de cimentación de la cortina y ataguías depósitos aluviales con arenas limosas de baja compacidad, susceptibles de licuación, se decidió mejorar éstos mediante compactación dinámica.



**Fig. 4.2 Trabajos en la presa Peñitas, Chiapas.**

Los requisitos establecidos por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) para el tratamiento eran: alcanzar una compacidad relativa de 70% entre 0 y 8 m de profundidad y mayor del 60% entre 8 y 15 m. El nivel del río se encontraba en la Elev. 60 m/snm y el nivel freático estaba entre las Elevs.

53 y 56 m. Se usaron dos tipos de equipo para compactar la formación aluvial: un trípode de 42 m de altura para levantar un bloque de acero de 37 t, compuesto por placas de 10 cm de espesor y 2.5 x 2.5 m, con una altura de caída de 27 m, y una draga Bucyrus-Erie 88 para levantar una masa de acero de 15 t de 2 x 2 m en la base, desde una altura de 20 m (Vieitez, 1979).

Por las condiciones del sitio, los trabajos se realizaron en dos etapas. En una primera etapa se trató el ramal izquierdo, más una "isla" formada en la bifurcación del río; en una segunda etapa se trató el ramal derecho. En la primera etapa el área se dividió en tres zonas paralelas al eje de la cortina; la zona central fue compactada con energía más alta, alcanzando un volumen de cráteres producidos por los impactos de 1571.38 m<sup>3</sup> en 51,140 m<sup>2</sup>.

**Tabla 4.1 Valores requeridos en los trabajos de compactación dinámica de la Presa Peñitas.**

Masa		Malla m x m	Número de golpes	Energía (t/m <sup>2</sup> )	Asentamiento cm
Peso (t)	Altura de caída (m)				
37	27	20 x 20	20	50	6.4
37	27	20 x 20	14	35	4.3
37	27	14 x 14	7	35	4.9
15	20	Continuo	1.4/m <sup>2</sup>	75	6.7

Fuente: Vieitez, 1979.

En la segunda etapa se usó una misma energía de compactación: 999 t-m para el trípode y 300 t-m para draga. Las líneas de compactación estaban separadas 10 m entre si. Se compactó una línea si y otra no. Luego se compactaron las líneas restantes para completar la segunda fase. El área tratada en esta etapa fue de 27.188 m<sup>2</sup>. No se presentaron efectos de bufamiento y abultamiento del terreno. Los asentamientos inducidos fueron del orden de 20 cm y la disipación de la presión intersticial fue rápida, por lo que el tratamiento se realizó en 45 días.

#### **b) Planta Industrial El Prieto, Veracruz.**

En un área de 340 x 110 m junto al río Panuco, se construyó una nave industrial con carga de almacenamiento importante y maquinaria que produce vibración. El proyecto requería sobre elevar el nivel del terreno mediante un terraplén de 3m de altura, por lo que se depositó arena con poca grava. Para evitar la remoción del suelo suelto existente y mejorar el nuevo relleno, se compactó dinámicamente el terraplén. El cliente había comprado grúas para su proceso industrial por lo que

él mismo efectuó la compactación del área siguiendo especificaciones establecidas, dejando caer un peso desde una cierta altura. Se realizaron pruebas para determinar el número de golpes necesarios de la masa. Se utilizó un bloque de concreto de 2 x 2 m y 0.8 m de altura con 7.5 t de peso, dejado caer desde 6 m de altura. Esto se consideró suficiente para compactar los 3 m de espesor del terraplén. Mediante pozos a cielo abierto se verificó el efecto de compactación en todo el espesor del terraplén.



**Fig. 4.3 Masa de concreto empleada para compactar el subsuelo**

**c) Centro comercial en Puebla.**

En un área de 180 x 40 m en planta, se construyeron edificios hasta de tres niveles, con claros entre columnas de 8.5 m y descargas en ellas de 120 t. El subsuelo consistía en una capa de arcilla, de 0.9 m de espesor, seguida por una capa de toba calcárea muy porosa, de estructura abierta, con características de suelo colapsable. A continuación, entre 2.5 y 3 m de profundidad, se encontró arena muy suelta y a 4 m una capa de limo orgánico negro de 1 m de espesor. La estratigrafía mostró variaciones, pero todos los sondeos realizados mostraron suelos de reducido peso volumétrico y relación de vacíos alta. El nivel de aguas freáticas estaba a 4.5 - 5.0 m de profundidad.

Como cimentación se desechó el uso de las pilas apoyadas en un estrato resistente a 8 m de profundidad, debido a los hundimientos que produciría una capa de arcilla subyacente. Se optó por el empleo de compactación dinámica y cimientos superficiales. Los cráteres que se formaron durante la compactación redujeron la excavación que tendría que hacerse para las zapatas en

50%. En un sitio fuera del área construida, se excavó una zanja a través de un cráter en el cual se apreció la deformación de las capas bajo el impacto, con las de toba y arena deformada. La profundidad de 4.5 m fue el límite alcanzado por la compactación dinámica. Se usó una masa de 11 t de peso y altura de caída de 8.3 m. La capa de limo debajo de 4.5 m se encontraba muy cementada y por tanto difícil de compactar. La profundidad de los cráteres fue de 60 cm (Blanco, 1988).

**d) Talleres y oficinas en Ensenada.**

Consistían en naves tipo industrial, de 21 x 120 m en planta y un edificio de oficinas de 30 x 50 m. El subsuelo estaba constituido por una capa de relleno de arena fina, mal graduada, suelta, de 2 a 4 m de espesor, que se encontraba sobre arenas finas, uniformes, naturales, hasta 7 m de profundidad, seguidos por depósitos de arcillas arenosas y arenas arcillosas duras, con algunos lentes de grava. El nivel freático se encontró a 3 m de profundidad.

Según estudios sismológicos, a 14 - 34 km de distancia existen tres fallas capaces de generar sismos de magnitud moderada, además de que las vibraciones producidas por equipos de la planta podrían provocar la densificación de los suelos arenosos sueltos.

Se decidió aplicar compactación dinámica utilizando una grúa local. Previamente al tratamiento se hicieron excavaciones de 1.5 m de profundidad para desplantar las zapatas, aumentar la profundidad mejorada y remover la costra superficial dura y pavimento. Se usó una masa de 14 t de peso con altura de caída de 6.8 m. Se produjeron hundimientos por los impactos del orden de 40 cm, con un valor de  $n(k)$  igual a 0.5. La profundidad de compactación resultó de 6.8 m.

En el área del edificio de oficinas se impactó únicamente el lugar de cada zapata. Los primeros golpes ocasionaron huellas de 10 a 15 cm de profundidad; desde el inicio se generaron grietas horizontales en las paredes de las excavaciones de las zapatas, de 2 a 3 cm de ancho, a 0.5 m de profundidad, así como una grieta en todas las paredes con inclinación de aproximadamente  $70^\circ$  con respecto a la horizontal. Las grietas evidenciaron el hundimiento vertical de la zona golpeada con respecto a la zona circundante. En la superficie del terreno también se observaron

hundimientos, pero no se apreciaron hundimientos que fueran evidencia de deformaciones de cortante. Tampoco se observaron hundimientos mayores de 5 cm en las orillas de los cráteres.

En el edificio de talleres se aplicó también compactación dinámica en los sitios que ocuparían las zapatas y algunas máquinas pesadas. Se utilizó el mismo bloque y altura de caída, con una energía de impacto de  $36 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ . Se usó una grúa montada en rieles que tenía disponible el cliente. Se revisó que las vibraciones inducidas por la compactación dinámica no provocaran daños en los edificios vecinos. Las presiones de contacto de diseño de zapata después del tratamiento fueron de  $15 \text{ t}/\text{m}^2$ .

**e) Edificio en Acapulco.**

Se trató de un edificio de 16 pisos en la zona de playa. El subsuelo consistía en depósitos arenosos producto de la descomposición del granito, cubiertos por una capa de rellenos artificiales de 3 m de espesor. Estos depósitos se excavaron para alcanzar el nivel de desplante de los cimientos. Bajo los rellenos había una capa de arena gruesa a media, uniforme, que llegaba a 6 m de profundidad. La resistencia a la penetración estándar aumentaba casi linealmente con la profundidad a partir de 2 m, siendo mayor de 10 golpes a 5.5 m. El nivel de agua freática estaba a 5 m de profundidad.

La cimentación del edificio se desplantó a 4.5 m de profundidad. En el desplante de una fracción del predio se encontraron fragmentos de granito y arenas sueltas tanto arriba como abajo del nivel freático. El mejoramiento arriba del nivel freático era relativamente sencillo, removiendo los materiales, tendiéndolos y compactándolos por capas, pero la excavación bajo el agua freática resultaba muy costosa por el bombeo necesario. Por otra parte, la presencia de fragmentos de granito a poca profundidad con tamaños de 3 a 4 m, dificultaba notablemente el uso de una cimentación profunda.

Por lo anterior, se optó en cimentar el edificio sobre una losa corrida, desplantada 0.7 m arriba del nivel freático, previa densificación de la arena bajo ella mediante compactación dinámica. Se usó

una masa de 9 t de peso y altura de caída de 5 m. La profundidad máxima de mejoramiento fue de 3 m.

**f) Hospital en el suroeste del DF.**

En el área que ocuparía el nuevo cuerpo de un Hospital, existía una capa de escoria de 2 a 3 m de espesor subyacente por roca basáltica. La escoria estaba compuesta por fragmentos, gravas, arenas y limos, en estado suelto. La superficie de la roca subyacente era muy irregular y porosa, por lo que la excavación hasta roca sana se dificultaría. Se decidió utilizar la técnica de compactación dinámica, golpeando los sitios donde se localizarían las zapatas para densificar la escoria. Previamente al golpeo se inspeccionó la roca subyacente con perforaciones y un periscopio a través de ellas para detectar oquedades.



**Fig. 4.4 Trabajos de compactación dinámica.**

Uno de los bloques de concreto usados en la compactación se fracturó después de muchos impactos. La presencia de la roca bajo la escoria favoreció el tratamiento. Se observó trituración de los granos, que en este caso fue benéfico para aumentar área de contacto entre ellos. Se logró compactar también la capa superficial debido a la textura rugosa de los granos y a la presencia de finos. Comparado con experiencias anteriores en el sitio, la compactación dinámica resultó más económica y rápida que la remoción y excavación del material. Se hicieron pruebas de placa en la superficie, antes y después de compactar, y determinaciones de pesos volumétricos.

### 4.3 Casos de aplicación en EE.UU.

Algunas aplicaciones de compactación dinámica en los Estados Unidos son los siguientes:

#### a) *Jacksonville, Florida.*

En un sitio de la isla Blount donde existían materiales producto de dragado, heterogéneos, se aplicó compactación dinámica en un módulo de prueba de 14 m<sup>2</sup>, que yacía sobre un suelo constituido por limo orgánico blando, en un área pantanosa. Antes del tratamiento se colocó en la superficie una capa de 1 a 2 m de espesor de arena fina a media, bandeada con buldózer. La compactación dinámica se realizó sobre esta capa con una masa de 18 t de peso y altura de caída de 23 m, en tres fases con energía total aplicada de 335 t/m<sup>2</sup> (Mayne, 1983). En cada fase se formaron cráteres de 25 m<sup>3</sup> espaciados 5 m centro a centro. El agua expulsada del suelo llenó los cráteres y emergió a la superficie. Se hicieron mediciones de asentamientos inducidos en cada fase así como de la presión de poro entre dos fases consecutivas y se evaluó el cambio de las características geotécnicas del suelo después del tratamiento. En la interpretación de los resultados se corrigieron los valores medidos de asentamientos para tomar en cuenta los desplazamientos laterales fuera de la plataforma de trabajo, midiendo el bufamiento superficial periférico. El análisis detallado indicó un mejoramiento considerable del suelo bajo los sitios de impacto después de cada fase. El control del mejoramiento se realizó con sondeos de penetración estándar y ensayos presiométricos.

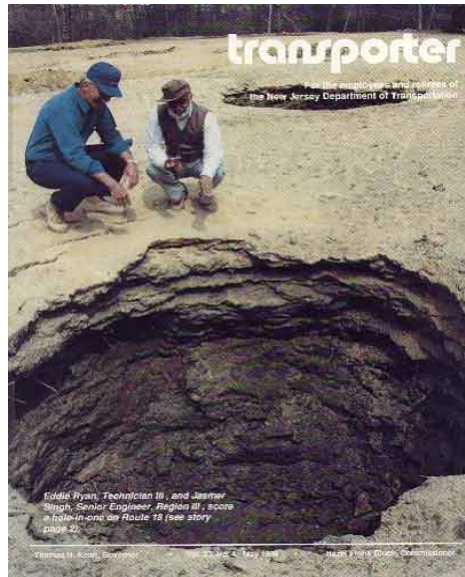


Fig. 4.5 Trabajos realizados en terraplén dragado del río.

#### b) *Nueva Jersey.*

En Tinton, N.J., se construyó una calzada sobre un relleno sanitario de 7 m de espesor. Para reducir los asentamientos que provocaría ese relleno se empleó compactación dinámica con una

masa de 20 t de peso, dejada caer desde 15 m de altura (Sano y Miyagi, 1984). Se provocaron cráteres de 2.5 m de profundidad, los cuales se rellenaron con arena antes de aplicar una fase adicional con energía menor para el terminado (planchado).



**Fig. 4.6** Cráter producido en el relleno

**c) Virginia.**

Para mejorar el sitio donde se construiría un edificio en Newport News, en un subsuelo constituido por limos arenosos sueltos se aplicó compactación dinámica con una masa de 8 t de peso y altura de caída de 15 m. Se efectuaron pruebas de penetración estándar y de dilatómetro para verificar que el asentamiento esperado fuera el adecuado para soportar la estructura. Los trabajos se realizaron junto a estructuras vecinas sin provocar daños por vibración. En dos lados del predio se colocó un sistema de retención con troqueles en una excavación para verificar que no ocurriera algún daño de la estructura vecina durante el tratamiento.



**Fig. 4.7** Trabajos de compactación dinámica cerca de estructuras



**d) Nuevo México.**

Para una carretera que cruzará un relleno sanitario, en Albuquerque, cerca de estructuras existentes, se utilizó compactación dinámica para mejorar el material de dicho relleno y reducir asentamientos posteriores a la construcción de la vía. Se utilizó una masa de 15 t de peso y altura de caída de 18 m, en tres fases. Posteriormente se realizó una fase adicional de “planchado”. El asentamiento generado por el tratamiento fue de 60 cm. Se realizaron pruebas de verificación SPT, CPT, PMT y dilatómetro, para la aceptación del trabajo. Se realizó un control de la vibración para vigilar eventuales daños en las estructuras vecinas (Raybould, 1980).



**Fig. 4.8** Trabajos para mejora del sitio en la carretera.

**e) Condado en Virginia.**

Se empleó compactación dinámica para mejorar un depósito de escombros y desperdicios de construcción, mezclados con suelos limosos y arcillosos, para la construcción de un conjunto habitacional, debido a los hundimientos excesivos que se generarían sin tratamiento. Se empleó una masa de 8 t de peso y altura de caída de 22 m. Las vibraciones quedaron siempre por debajo de los valores permisibles para colindancias. El asentamiento logrado fue de 45 cm. Se realizaron pruebas de penetración después del tratamiento para verificar las condiciones del subsuelo.



**Fig. 4.9 Compactación dinámica en depósitos de escombros.**

**f) Virginia.**

Para la construcción de una nave industrial en un predio donde existían depósitos de suelos aluviales formados por arenas limosas y arenas arcillosas, con capas delgadas de arcilla y nivel freático a 2.5 m de profundidad, se empleó la compactación dinámica como técnica para mejorar el terreno. Se utilizó una masa de 17 t de peso y altura de caída de 15 m. Las pruebas de penetración realizadas después de la compactación verificaron que se había logrado el mejoramiento hasta los 9 m especificados. Las profundidades del cráter fueron del orden de 1.2 – 2.4 m. Se utilizó arena como material de relleno en los cráteres (*Menard, 2004*).

**g) Raleigh, Carolina del Norte.**

El acceso principal de un hotel había experimentado asentamientos debido a la descomposición de un basurero que se encontraba bajo dicho acceso. Se empleó compactación dinámica, con una masa de 8 t de peso y altura de caída de 18 m, para mejorar el terreno de cimentación. Se registraron cráteres de 1.8 m de profundidad, las que se rellenan con arena. Las operaciones de compactación dinámica fueron complicadas por la proximidad del hotel, lo que obligó a un control cuidadoso de vibraciones.



**Fig. 4.10** *Mejoramiento en la vía de acceso al hotel.*

#### **4.4 CASOS DE APLICACIÓN EN OTRAS PARTES DEL MUNDO.**

También en otras partes del mundo se ha empleado exitosamente la técnica de compactación dinámica, como se trata a continuación.

##### **a) Venezuela.**

En el estado de Miranda se aplicó compactación dinámica en un área donde se construiría un conjunto de nueve edificios de diecisiete pisos.



**Fig. 4.11** *Masa de 15 T y altura de caída de 18 m.*

El subsuelo consistía en depósitos aluviales, granulares, finos, cuya compacidad relativa era suelta a medianamente compacta hasta 10 m de profundidad. El nivel freático se encontraba a 2 m bajo la superficie. Las características del tratamiento (número de fases y energía en cada una de ellas) variaron en las diferentes plataformas, de acuerdo con las características iniciales de los suelos. El

número de fases fue de 4 a 12, según el espesor del relleno a mejorar y las estructuras proyectadas. Se utilizó una masa de 15 t de peso con altura de caída de 18 m. El desarrollo del tratamiento se controló con ensayos presiométricos antes, durante y después de la compactación. Los resultados de dichos ensayos indicaron un mejoramiento notorio en los primeros 5 m, existiendo cierto efecto de compactación hasta 8 m de profundidad.

#### **b) Emiratos Árabes Unidos.**

Para la construcción de viviendas en Abú Dhabi, se acondicionó una plataforma de 350 ha, con material arenoso colocado en capas sin compactar. Para evitar que el asentamiento en cimentaciones excediera 2.5 cm en los terraplenes importantes, cuya altura alcanzaba 25 m, éstos se trataron con compactación dinámica. Se utilizaron 7 grúas con masas de 35 t dejadas caer libremente desde 25 m de altura sin pérdida de energía por frenado o fricción (*Menard, 2002*).



*Fig. 4.12 Aplicación de la técnica.*

#### **c) Qatar.**

En la zona industrial de Qatar, se realizó un tratamiento con compactación dinámica en un área de 42,000 m<sup>2</sup>, para una planta de energía y desalación. El subsuelo estaba constituido por 5 m de arena suelta y capas de caliza dura. El agua freática se encontraba a 1.0 m bajo el nivel del terreno. Se requería mejorar al suelo para que tuviera una capacidad de carga de 20 – 25 t/m<sup>2</sup>, (200 - 250 kN/m<sup>2</sup>) con limitante de hundimientos diferenciales permanentes. Durante la compactación dinámica, y después del tratamiento, se realizaron pruebas con cono eléctrico (CPT) y presiómetro (PMT), así como pruebas de placa.



Fig. 4.13 Trabajos de compactación dinámica y huellas realizadas en el proyecto.

d) **Francia.**

Para la ampliación del aeropuerto de Niza, con dos pistas paralelas, de 3200 m de longitud ganadas al mar, se utilizó compactación dinámica. Lo complicado del proyecto era colocar cerca de 20 millones de m<sup>3</sup> de relleno y ganar 200 hectáreas para la construcción de la plataforma de las pistas. El subsuelo consistía en 12 a 20 m de relleno, principalmente arenoso, suelto. Se propuso una profundidad máxima de mejoramiento de 20 m con una masa de 180 t de peso y altura de caída de 23 m. Se utilizó una grúa diseñada y construida especialmente para esta obra y capaz de levantar una masa de 100 t con altura de 40 m. La presión de poro fue monitoreada a distintas profundidades. Durante y después del tratamiento se realizaron pruebas de CPT y PMT, para evaluar el mejoramiento.



Fig. 4.14 Trípode utilizado en los trabajos de compactación dinámica.

e) **Alemania.**

Para la construcción de un astillero, en Papenburg, en un subsuelo constituido por una capa de relleno hidráulico, de 5 m. de espesor, colocado sobre arena limosa, aluvial, con bolsas de turba,

arcillas blandas y ocasionalmente bolsas de limo, se aplicó compactación dinámica con una masa de 18 t y altura de caída de 25 m. La energía desarrollada varió entre  $110 \text{ t/m}^2$  y  $230 \text{ t/m}^2$  en 2 – 3 fases. La capacidad de carga, en términos de presión límite medida con presiómetro, se incrementó 5 veces. Los depósitos locales de turba mostraron ligero aumento de su resistencia al corte con el tiempo. Todas las instalaciones del astillero se cimentaron superficialmente y con una presión de contacto de  $9 \text{ t/m}^2$ .



*Fig. 4.15 Masa de 18 t altura de caída 25 m.*

**f) Suecia.**

Se trata de un relleno de enrocamiento para la construcción de instalaciones portuarias en el astillero de Uddevalla. Para construir un nuevo dique seco se realizó una excavación en un afloramiento de granito; los fragmentos extraídos se emplearon para construir los terraplenes circundantes. Además, se dragó una capa de arcilla marina que existía alrededor del afloramiento de granito y se vaciaron también fragmentos de granito al mar, en un espesor de 30 m, para formar un enrocamiento. La compactación dinámica se realizó con un bloque de 40 t de peso y 40 m de caída libre, aplicado sobre ese relleno y sobre una berma submarina, situada a 10 m bajo el nivel del mar, y construida para crear un terreno de apoyo aceptable para un muelle de gravedad, a base de bloques de concreto prefabricados. Se alcanzaron asentamientos del orden de 5 a 8% del espesor del relleno. El control de los trabajos se realizó midiendo el incremento en la velocidad de propagación de ondas, obteniendo módulos de Young superiores a las  $3,000 \text{ t/m}^2$ .



Fig. 4.16 Primera fase de los trabajos en el relleno.

**g) Emiratos Árabes Unidos.**

Para un hotel en Abú Dhabi Corniche, frente al Golfo Pérsico, se requerían 6 millones de  $m^3$  de arena para formar una plataforma de 980,000  $m^2$  formada de un terraplén hidráulico, producto del dragado del fondo del mar. El riesgo de erosión marina en el borde de la plataforma obligó a construir la protección del terraplén. Se empleó compactación dinámica para evitar la construcción de ataguías costosas. Se usaron dos grúas equipadas de una masa de 25 t en una rejilla cuadrada de 6 x 6 m, las otras áreas fueron tratadas por otras dos grúas usando una masa de 15 t en una rejilla cuadrada de 6 x 6 m (Menard, 2004).



Fig. 4.17 Plataforma formada de un terraplén hidráulico.

**h) Osaka, Japón.**

Para el nuevo aeropuerto, en una isla artificial situada a 5 km al suroeste de Osaka, se colocaron 17 millones de m<sup>3</sup> de relleno en terrenos ganados al mar, construyendo una plataforma de 520 has. Los suelos entre 20 y 30 m de profundidad eran arena suelta sobre una capa de arcilla blanda. Para la compactación dinámica se utilizó un trípole de 120 t de peso y altura de caída de 55 m.



**Fig. 4.18** Aeropuerto terminado y trípole utilizado en el proyecto.

**4.5 Conclusiones capitulares.**

- Los trabajos de investigación son siempre un componente mayor en esta técnica de mejoramiento de suelos, por lo que continúa ampliándose el número de casos en que se pueda aplicar esta técnica.
  
- En los casos mostrados en este capítulo, se comprueba que la técnica es eficiente en diferentes tipos de rellenos, pero especialmente en los materiales granulares.
  
- No existe una limitante en el equipo empleado, debido a la facilidad de construir torres o trípodas que proporcionen alturas de caída elevadas.
  
- Puede emplearse en condiciones especiales, como es el de sitios de antiguos basureros, rellenos sanitarios, suelos licuables y rellenos ganados al mar.



# V. PROYECTO DE MINATITLAN, VER.

## **5.1 Descripción del proyecto.**

El presente capítulo indica el procedimiento constructivo empleado en el proyecto de la Refinería de Minatitlan, Ver., por la técnica de compactación dinámica, mostrando los lineamientos considerados para su elección, programa de trabajo y equipos y maquinaria empleados para su desarrollo y verificación.

Se refiere a la ampliación y modernización de la Refinería Lázaro Cárdenas en Minatitlan, Ver., junto al Río Coatzacoalcos. Se contempla la construcción de 10 plantas de proceso adicionales a las 11 existentes, con inversión de 17 mil millones de pesos y tiempo de construcción estimado de 3 a 4 años.

Debido a la magnitud de la obra, ésta se dividió en seis paquetes. Las estructuras de las plantas industriales serán de concreto reforzado y acero, con mayor cantidad las últimas; entre ellas se encuentran torres de proceso, silos, hornos, chimeneas, recipientes poco flexibles y relativamente pesados, edificios de oficinas, tanques horizontales de almacenamiento, calderas, compresores,

tanques de almacenamiento verticales, transformadores, bombas, soportes de tuberías y torres de enfriamiento y cisternas.



Fig. 5.1 Refinería Lázaro Cárdenas y localización del proyecto.

El área de ampliación se ubica en una zona típica de laguna marginal, lo que implica la presencia de condiciones de subsuelo difíciles, motivo por el cual los estudios geotécnicos se realizaron en varias etapas.

## 5.2 Condiciones del sitio.

La Refinería se localiza en la “Planicie Costera del Golfo de México”, en la cual predominan terrenos bajos y pantanosos con algunos lomeríos. La región es una penillanura, donde el Río Coahuacoalcos no erosiona más en sentido vertical, sino que lo hace lateralmente, divagando por la extensa llanura de inundación formando cauces y meandros temporales, además de grandes extensiones de aguas someras y de pantanos.

La región de Minatitlán y sus alrededores puede dividirse en dos zonas: a) una *zona alta*, donde existen alternancias de arenas limosas y arcillas arenosas, que parecen ser suelos residuales de la formación Filisola, bajo las que yacen arenas limosas más compactas y arcillas duras, consideradas como parte de la formación Filisola no intemperizada y b) una *zona baja*, donde prevalecen depósitos aluviales de llanuras de inundación, caracterizadas por arenas finas, sueltas y arcillas blandas, de alta compresibilidad, turbas y otros suelos típicos de pantano.



*Fig. 5.2 Tipo se suelos donde se desplantaran las nuevas instalaciones.*

### **5.3 Trabajos preliminares.**

#### *5.3.1 Estudios geotécnicos.*

Para determinar las características geotécnicas, que definen el comportamiento del subsuelo, se realizaron estudios geotécnicos preliminares. Los trabajos de campo de esos estudios comprendieron la ejecución de 50 sondeos del tipo mixto en una primera etapa y 29 sondeos del mismo tipo en la segunda etapa. Los sondeos se llevaron a profundidades comprendidas entre 35 y 60 m. También se excavaron pozos a cielo abierto, se realizaron sondeos con cono eléctrico y se instalaron piezómetros abiertos y bancos de nivel, estos últimos a 50 y 60 m de profundidad.

Las muestras obtenidas en los sondeos y pozos a cielo abierto se ensayaron en laboratorio para clasificar los materiales y determinar sus propiedades índice y mecánicas, en particular de resistencia al corte y compresibilidad.

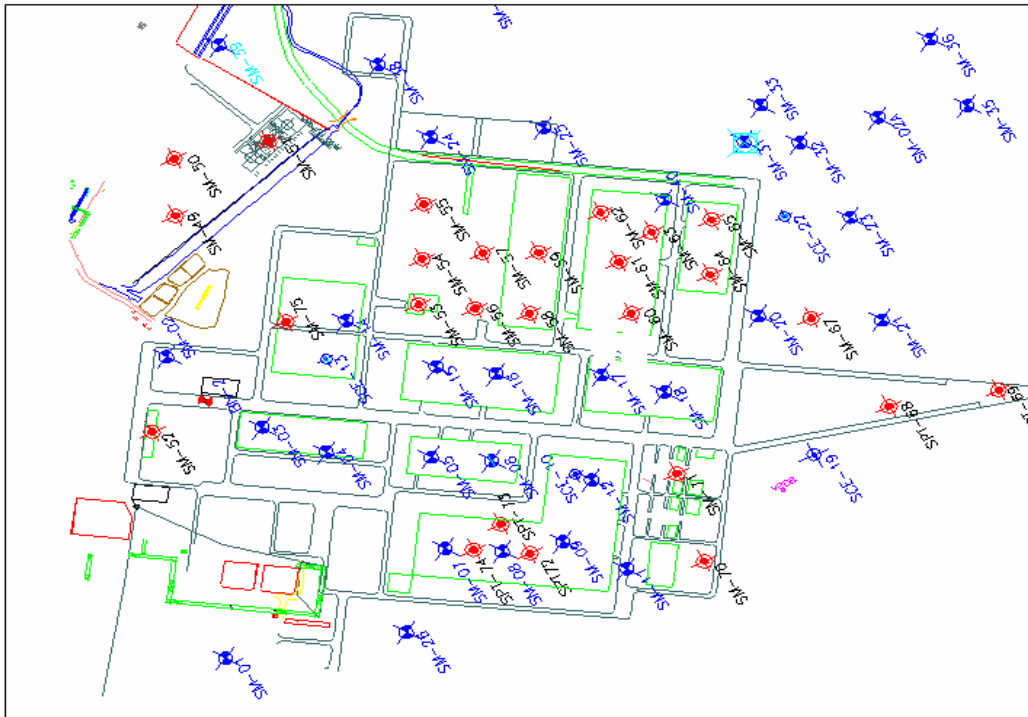


Fig. 5.3 Localización de los sondeos mixtos en el sitio a tratar.

Los resultados de los estudios geotécnicos preliminares denotaron la marcada heterogeneidad del subsuelo; con presencia de arcillas muy compresibles, en ocasiones con materia orgánica, intercaladas con capas de arena fina de compacidad variable, en algunas zonas susceptibles de licuación. Dadas estas características, fueron importantes considerar los asentamientos por consolidación primaria y secundaria, además de limitar las zonas donde pudiera presentarse licuación de arenas y definir el método de mejoramiento de suelos más adecuado.

### 5.3.2 Análisis del subsuelo.

Con base en la zonificación geotécnica del sitio, se decidió que las nuevas instalaciones se localizaran en la parte baja del área, que corresponde a áreas de inundación y de pantano. El problema principal de esta zona son los asentamientos que se ocasionarán en cimentaciones superficiales o poco profundas. En el subsuelo destacan los depósitos "costaneros", cuya heterogeneidad es reflejo de procesos superpuestos de transporte y de sedimentación, además de periodos alternados en que los suelos emergían de las aguas o en que se encontraban bajo ellas.

### 5.3.3 Terraplenes de precarga.

Para disminuir los asentamientos por consolidación de las capas compresibles del subsuelo, se construyeron cinco terraplenes de precarga, de dimensiones y características similares. Dos terraplenes se ubicaron en áreas destinadas a las plantas y el resto en el nuevo camino de acceso. Los terraplenes en la zona de las plantas son los más importantes; en uno de ellos se instalaron drenes prefabricados y en otro no.

En esos terraplenes se realizaron además módulos de prueba de compactación dinámica antes de aplicar ésta, con el objeto de conocer el comportamiento o la mejora del suelo. Además, se valoró el espesor de arena potencialmente licuable antes de aplicar el método y se consideró la cercanía de estructuras existentes y grado de afectación que podrían tener por la vibración generada.



**Fig. 5.4 Colocación de los terraplenes de precarga.**

## 5.4 Mejoramiento con compactación dinámica.

### 5.4.1 Módulos de prueba.

Se realizaron pruebas de mejoramiento en los rellenos arenosos situados entre 0 a 6 m de profundidad. Las dimensiones de los módulos de prueba fueron de 25 x 25 m. En los trabajos previos se conformó una plataforma de trabajo, se realizó una exploración previa del subsuelo y se localizaron los puntos de tratamiento. La exploración previa consistió en un sondeo mixto localizado al centro de cada módulo y un sondeo de cono al centro de cada uno de los cuadrantes. Durante la ejecución de la compactación dinámica se ejecutaron sondeos de verificación, ya que la técnica se ejecutó en tres fases.

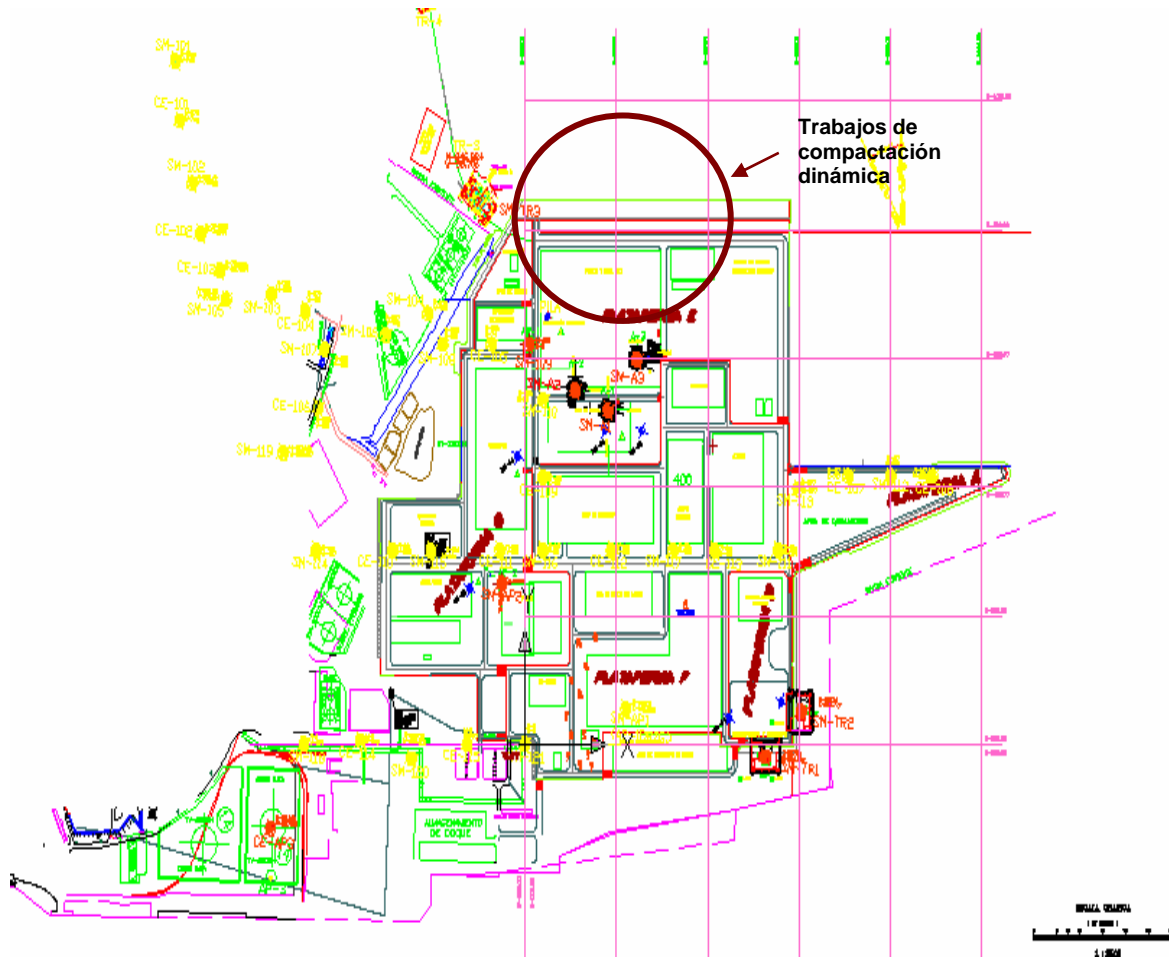


Fig. 5.5 Localización del área de compactación dinámica.

a) Malla.

El área tratada de 25x25 m, se dividió en cuatro cuadrantes o sectores. Cada sector tuvo diferentes características en cuanto a la energía impartida y a la presencia o no de drenes (Tabla 5.1).

Tabla 5.1 Características de los sectores tratados por compactación dinámica.

Sector	Altura de caída (m)	N° de golpes/m <sup>2</sup>	N° de impactos	Drenes
1	20	1.5	6	Si
2	20	1.5	6	No
3	15	1.7	10	Si
4	15	1.7	10	No

b) Proceso.

En primer término se dio un impacto en toda el área de tratamiento con una altura de caída de 20m y peso de la masa de 15 t. Posteriormente en los sectores 1 y 3 se colocaron drenes prefabricados con una distribución triangular de 3 x 3 m hasta una profundidad de 10 m (Fig. 5.6). Los drenes permitieron la disipación de presión de poro casi instantáneamente, lo cual se comprobó

físicamente por el flujo de agua hacia la superficie a través de ellos. Posteriormente se respetó la secuencia de impactos (Paso 1, Paso 2 y Paso 3) con sus respectivas energías, las cuales se muestran la Tabla 5.1 y Fig. 5.6. En ellas se observa que en los sectores 1 y 2 se aplicó mayor energía.

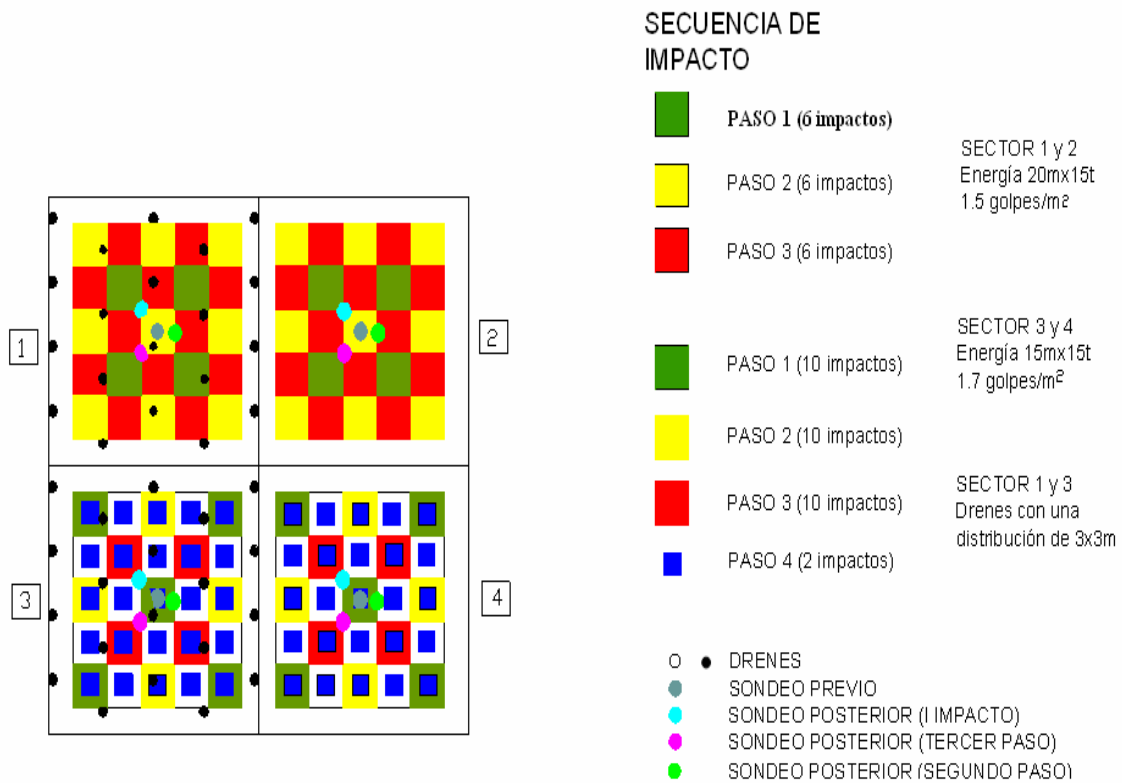


Fig. 5.6 Mallas de los cuatro sectores.



Fig. 5.7 Trabajos de prueba en la plataforma realizada.

*c) Material de incorporación.*

Los impactos generados por la masa, con huella de  $2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$ , produjeron cráteres que se rellenaron con material del lugar (arena limosa). Las cantidades de relleno en cada sector son las anotadas en la Tabla 5.2.

**Tabla 5.2 Volumen de relleno para cada sector.**

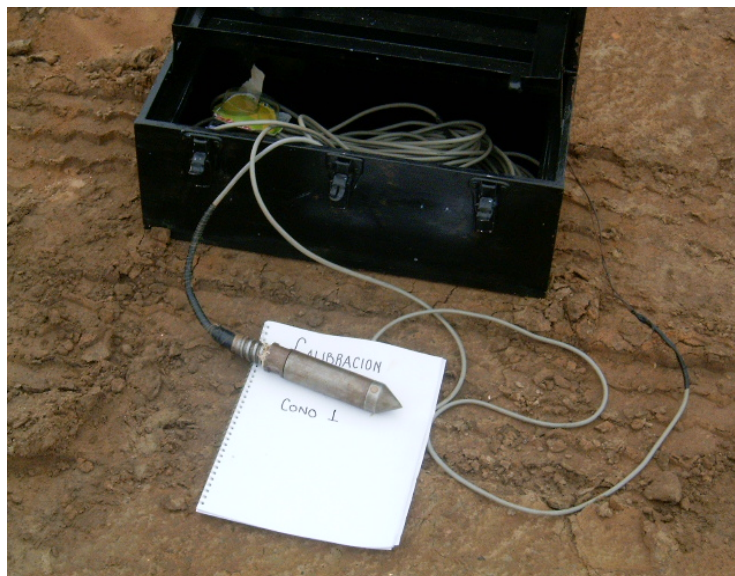
Sector	Vol. de relleno ( $\text{m}^3$ )
1	87
2	131
3	88
4	97

*d) Controles iniciales.*

El control y el seguimiento de los trabajos se realizaron registrando la altura de izaje de la masa, el número de impactos y las dimensiones de los cráteres generados por estos, además de ejecutar sondeos de cono durante el proceso de tratamiento (después de la segunda fase o paso), para verificar la nueva compacidad del terreno.

*e) Controles posteriores.*

Para los controles de la eficacia del tratamiento se efectuaron sondeos de cono eléctrico (CPT) durante y al término de aquél. Con estos resultados se conoció la profundidad de mejoramiento.



**Fig. 5.8 Cono eléctrico.**



*e.1) Trabajos de exploración.*

En el sondeo mixto realizado previamente al centro del área de tratamiento, hasta 20 m de profundidad, se definió la siguiente estratigrafía (Fig. 5.9):

**0 a 3.5 m:** Arena fina, con poco contenido de finos, de compacidad media.

**3.5 a 4.3 m:** Arcilla y limo, con contenido de agua medio de 60% y 2 a 3 golpes en pruebas SPT.

**4.3 a 5.5 m:** Arena limosa.

**5.5 a 9.0 m:** Arcilla limosa, color verde.

**9.0 a > 20 m:** Arena fina, gris, arcillosa, con lentes de materia orgánica.

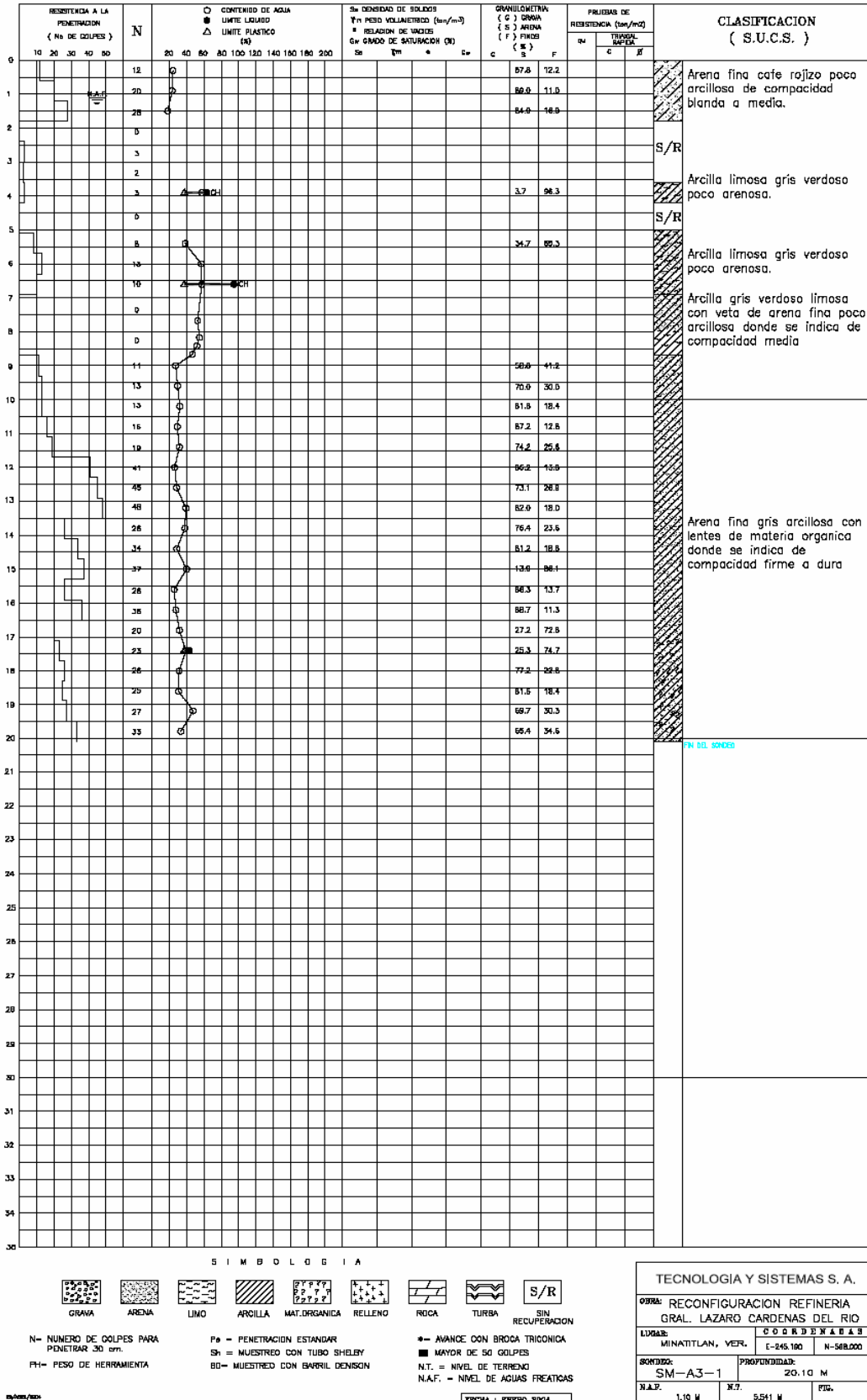
*e.2) Comparación entre condiciones previas y posteriores al mejoramiento.*

Como ya se citó, en la exploración previa se realizaron cuatro sondeos de cono eléctrico al centro de cada cuadrante. Estos sondeos se compararon con los realizados posteriormente, del mismo tipo. Con base en esta comparación se determinó el grado de mejoramiento inducido por la compactación dinámica. En la Tabla 5.3 y Figs. 5.10 a 5.13 se muestra la secuencia de los sondeos de cono que se realizaron durante y al finalizar el tratamiento.

SONDEO	REALIZADO DESPUÉS DEL PRIMER IMPACTO	REALIZADO DESPUÉS DEL PASO DOS	REALIZADO DESPUÉS DE FINALIZAR EL TRATAMIENTO
A3-1'			
A3-1''			
A3-1'''			
A3-1''''			
A3-2'			
A3-2''			
A3-2'''			
A3-3'			
A3-3''			
A3-3'''			
A4-3'			
A4-3''			
A4-3'''			

**Tabla 5.3 Sondeos de cono eléctrico**

Se calculó un factor de mejoramiento en función del promedio de los valores de resistencia de penetración de punta correspondiente a 1 m espesor y después se dividió entre el valor correspondiente a la mitad del espesor, 0.50m. Las gráficas estadísticas muestran la frecuencia de mejora, exponen el porcentaje de resistencia de punta a la penetración antes de la mejora y después del tratamiento. Estas gráficas se muestran en la Fig. 5.14 a 5.16.



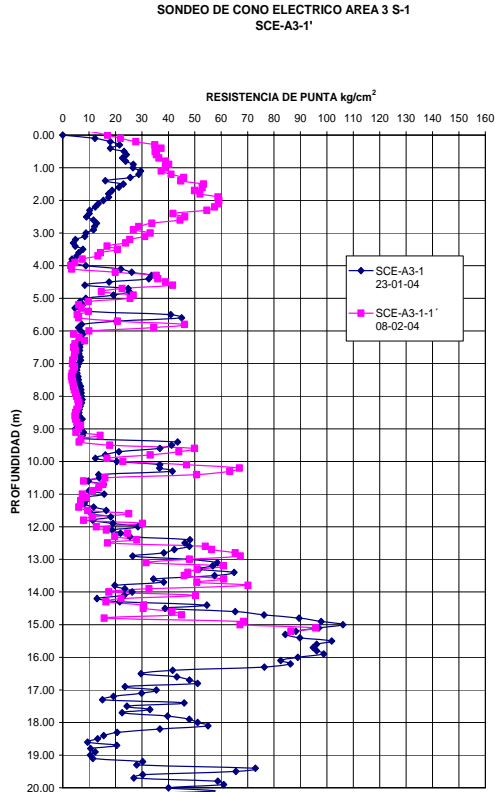


Fig. 5.10 Sondeo realizado después del primer impacto.

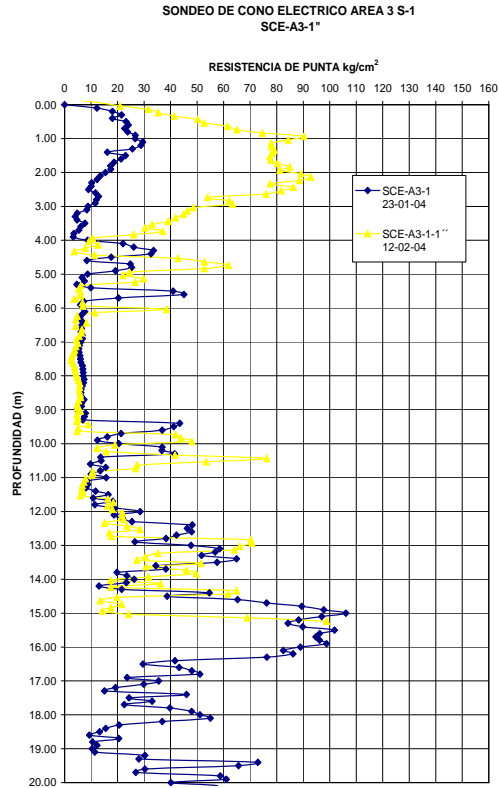


Fig. 5.11 Sondeo realizado después del paso 1 y 2.

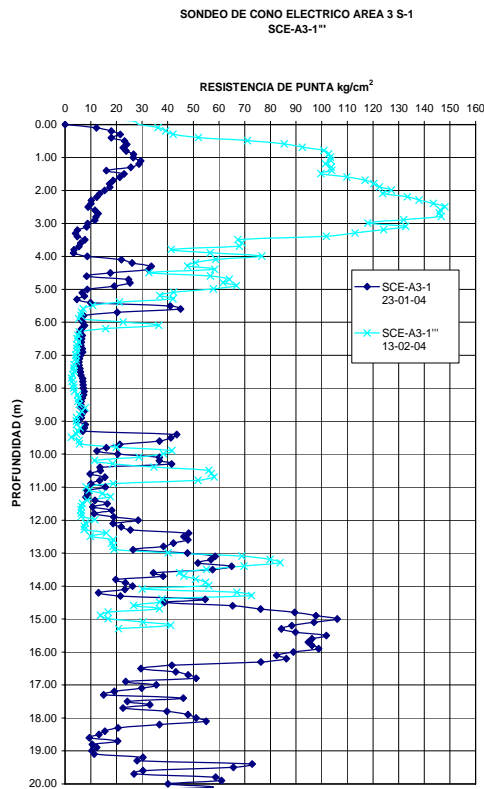


Fig. 5.12 Sondeo al final del tratamiento.

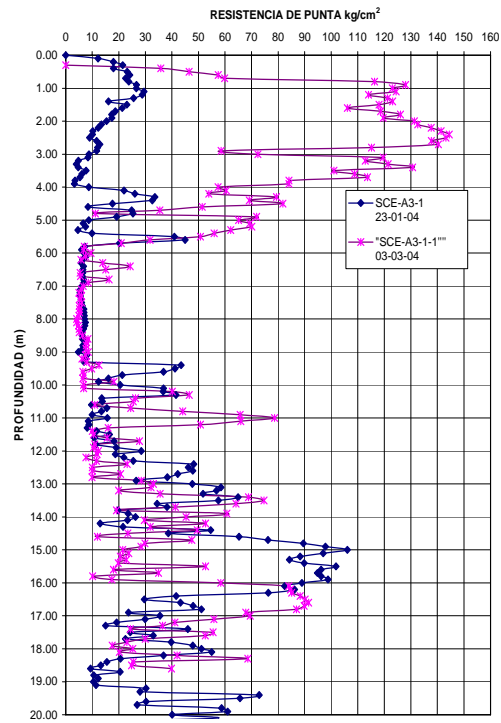


Fig. 5.13 Sondeo 15 días después del tratamiento.

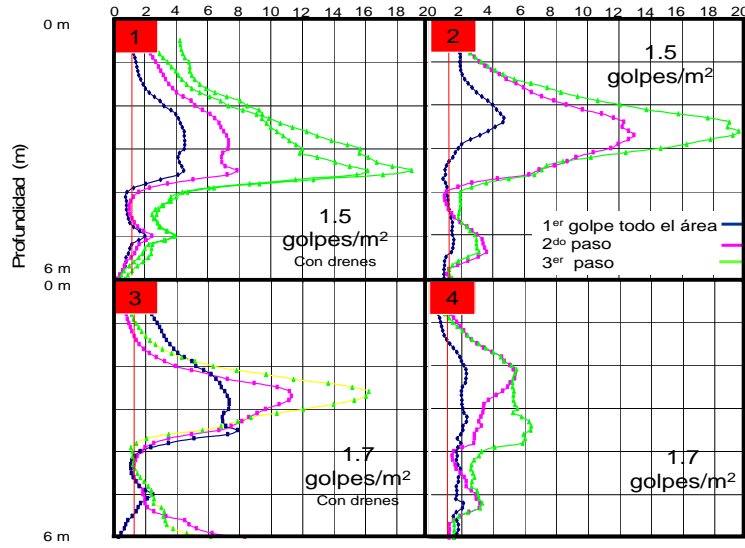


Fig. 5.14 Factor de mejora de los cuatro cuadrantes

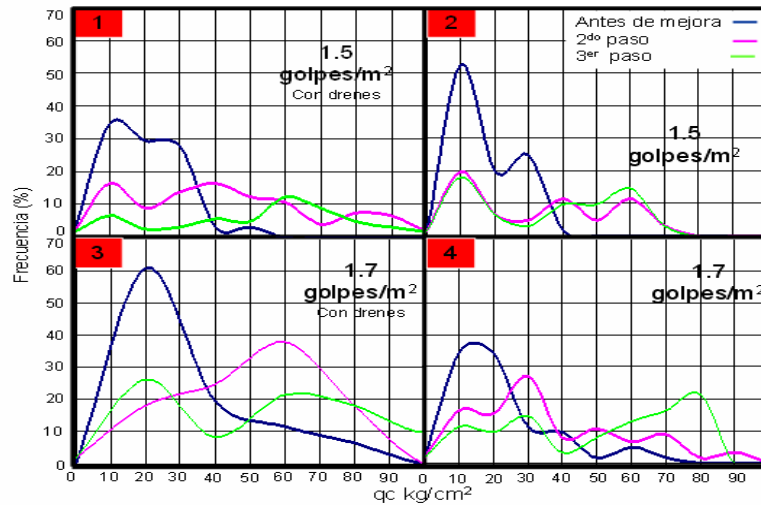


Fig. 5.15 Frecuencia de resistencia antes y después del mejoramiento.

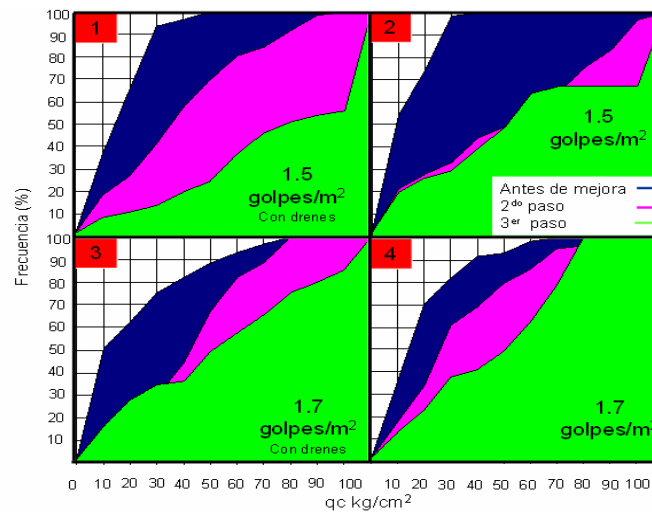


Fig. 5.16 Frecuencia de resistencia antes y después de mejoramiento.

## **5.5 Ejecución de los trabajos.**

Con los módulos de prueba, se obtuvo información valiosa para aplicar la técnica con mayor eficiencia. Esta información se proporcionó a las empresas concursantes en la licitación para que presentaran su presupuesto en la aplicación del método. El Contratista elegido realizó los trabajos de compactación dinámica empleando una masa de acero con peso de 15 t, dejada caer desde una altura de caída de 20 m y diseñada para una profundidad de mejoramiento de 8 m, aunque para el proyecto solo se requería 5 m. La descripción del procedimiento se resume a continuación.

**Preparación del sitio.** Se conformó una plataforma estable en la que la grúa alcanzara un área mayor al ejecutar los golpes de cada fase sin la necesidad de desplazarse continuamente. Cuando se requirió el desplazamiento continuo de la grúa, la plataforma estable permitió hacerlo de una manera óptima. La superficie de la plataforma se niveló con buldózer (Fig. 5.16).



**Fig. 5,16 Preparación de una plataforma estable.**

**Implantación.** Una vez realizada la preparación del sitio, los peones de la cuadrilla trazaron la cuadrícula. Para ello contaron con una malla de acero colocada en el suelo, y pintaron con cal el perímetro de cada cuadrícula para cada fase. Esta etapa se muestra en la Fig. 5.17.



Fig. 5,17 Colocación y trazo de la cuadrícula para el inicio de cada fase.

**Revisión y mantenimiento.** Conjuntamente, al iniciar la jornada de labores se revisó el equipo, maquinaria y herramientas, para evitar cualquier inconveniente en los trabajos. Esto también incluyó el mantenimiento de las grúas, en especial de los cables de izaje, las balatas, el clutch y cambios de combustibles y lubricantes.



Fig. 5,18 Revisión y mantenimiento a los equipos utilizados.

**Aplicación de la técnica.** Como ya se citó, el trabajo de compactación dinámica se realizó con una masa constituida por placas de acero (Fig. 5,19) con peso de 15 t, dejada caer de una altura de 20 m aplicando una energía de 300 t/m en 3 fases, con huella de 2 x 2 m. Se emplearon cuatro grúas link-belt sobre orugas, LS 418 y LS 518 (Fig. 5,19), con capacidad de 100 y 150 t respectivamente. El rendimiento de cada máquina fue de 57 huellas por jornada, con jornadas de 11 horas.



**Fig. 5,19 Placa de acero y grúa utilizada para los trabajos de compactación dinámica.**

Los trabajos se ejecutaron en 3 fases para permitir la disipación de la presión de poro, la cual se condujo en canales abiertos; en algunas zonas se requirió bombeo para agilizar el inicio de la siguiente fase. En la jornada vespertina se utilizó equipo de iluminación adicional. El consumo de diesel por máquina por jornada fue en promedio de 300 a 350 lts. En algunos sitios se realizó una sustitución parcial del material arcilloso por material granular para evitar la absorción de la energía en esa capa.



**Fig. 5,20 Excavación de zanja para conducir el agua.**



**Fig. 5,21 Equipo de iluminación utilizado en la jornada vespertina.**

**Registro de la compactación.** En cada fase de golpeo, se registró la profundidad del cráter, para verificar que se encuentra dentro de los valores permisibles. También se registró el espaciamiento de la cuadrícula, la altura de caída, tipo de masa empleado, número de golpes aplicado, número de fases sobre el área, lecturas de vibración y el asentamiento del suelo. Esto permite comparar el avance en la obra y el programa inicial; en caso de existir una diferencia entre el avance realizado y el que debería tenerse, se modifica la forma de trabajo para cumplir con el programa establecido.

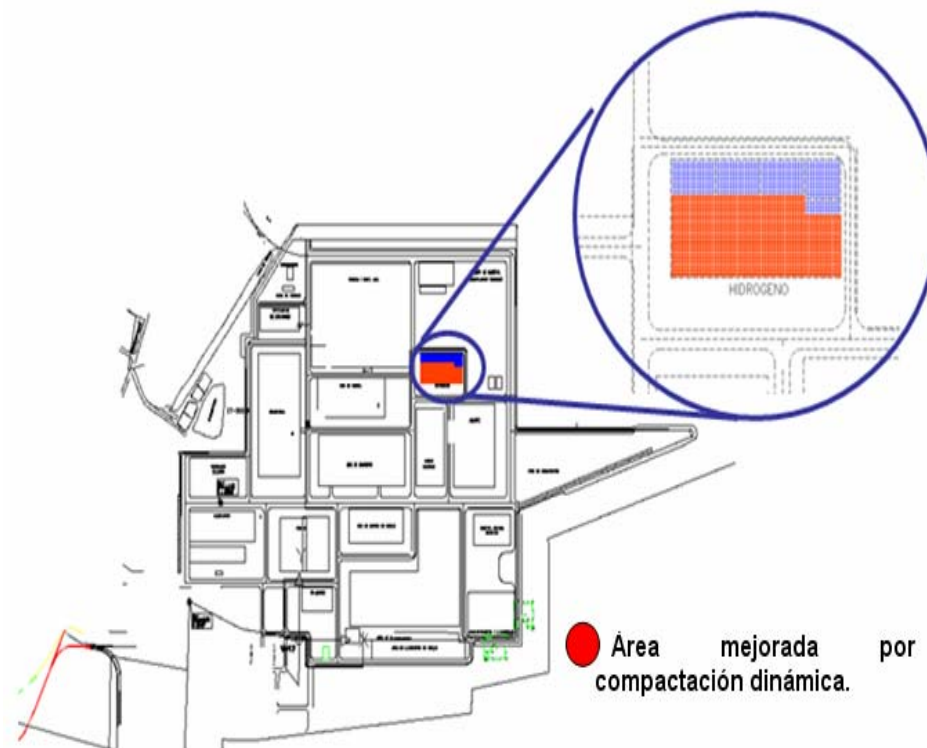


Fig. 5.22 Registro del área terminada por el mejoramiento en planos.

La Fig.5.23 muestra un formato típico de registro para trabajos de compactación dinámica.



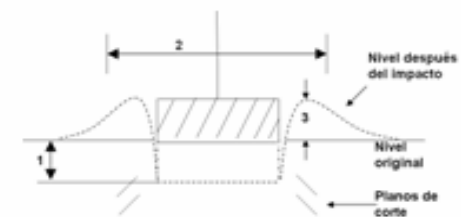
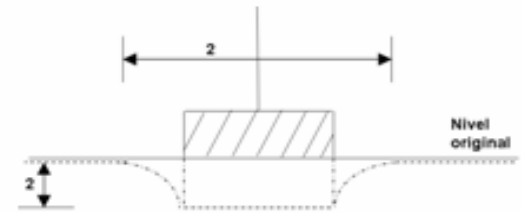
<b>MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELO: COMPACTACIÓN DINÁMICA</b>
------------------------------------------------------------

Huella de la masa	2 m	Zona a tratar	A3
Altura	20 m		
Masa	15 t		

<b>OBRA NO 0310</b>
<b>FECHA: 05 / 02 / 04</b>

SECTOR	PUNTO	Nº IMPACTO	1	2	3	TIPO
			PROFUNDIDAD CRÁTER	LADO CRÁTER	ALTURA ABUNDAMIENTO	
4	J7	1	27	2.48	NO	Arena C/F*
4	J9	1	23	2.50	NO	Arena C/F
4	H7	1	21	2.48	NO	Arena C/F
4	H9	1	25	2.20	NO	Arena C/F
3.4	F7	1	21	2.30	NO	Arena C/F
3.4	F9	1	24	2.30	NO	Arena C/F
3	D7	1	22	2.48	NO	Arena C/F
3	D9	1	25	2.35	NO	Arena C/F
3	B7	1	21	2.38	NO	Arena C/F
3	B9	1	23	2.55	NO	Arena C/F
4	K6	1	28	2.30	NO	Arena C/F
4	I6	1	25	2.40	NO	Arena C/F
4	G6	1	21	2.25	NO	Arena C/F
3	E6	1	22	2.30	NO	Arena C/F
3	C6	1	17	2.30	NO	Arena C/F
3	A6	1	22	2.20	NO	Arena C/F
4	K10	1	18	2.30	NO	Arena C/F
4	K8	1	20	2.15	NO	Arena C/F
4	I8	1	21	2.25	NO	Arena C/F
4	I10	1	27	2.30	NO	Arena C/F
4	G10	1	21	2.25	NO	Arena C/F
4	G8	1	20	2.20	NO	Arena C/F
3	E8	1	20	2.20	NO	Arena C/F
3	E10	1	22	2.30	NO	Arena C/F
3	C10	1	15	2.20	NO	Arena C/F
3	C8	1	17	2.20	NO	Arena C/F
3	A10	1	19	2.30	NO	Arena C/F
3	A8	1	26	2.30	NO	Arena C/F

\* C/F : con finos



Firma del operador

Firma jefe de Obra

**Verificación del procedimiento.** Las pruebas de verificación para conocer la mejora del sitio se realizaron al menos 15 días después del tratamiento. El cliente solicitó a los contratistas realizar un sondeo de cono eléctrico por cada 500 m<sup>2</sup> de área y uno de penetración estándar por cada 2500 m<sup>2</sup>, a una profundidad mínima de 8,40 m. Las pruebas de SPT se realizaron con máquina rotatoria montada sobre patines o sobre vehículo.



**Fig. 5,23** Sondeo de penetración estándar posteriores a los trabajos de compactación dinámica.



Fig. 5.24 Sondeo de cono eléctrico posterior a los trabajos de compactación dinámica.

**Aspectos de seguridad.** Para la seguridad del personal se acordonó el área de trabajo trazando en el suelo el perímetro con cal y posteriormente restringiendo el paso mediante barreras, como muestra la Fig. 5.24.



Fig. 5.24 Trazo y acordonamiento del área de trabajo.

Todos los trabajadores contaron con equipo de seguridad proporcionado por la empresa, como casco con barbiquejos, lentes, guantes, overol y botas con casquillo. Los lugares de trabajo se indicaron con señalizaciones.



Fig. 5,25 Señalamientos de seguridad en el área de trabajo.

**Equipo de trabajo.** La brigada de trabajo en campo consistió fundamentalmente en un jefe de grupo, un supervisor, un mecánico, operadores, maniobristas y chofer. El personal administrativo se conformaba por el ingeniero residente, el conductor de obra, el coordinador de obra, un contador, un encargado de control de calidad, velador y soldador.



Fig. 5,26 Brigada de campo para los trabajos de compactación dinámica.

**Costos.**

En el proyecto se consideró que el pago de los trabajos de mejoramiento masivo de suelos fuera a precios unitarios, conforme a los volúmenes y cantidades marcadas en el contrato y que, en caso de requerirse la ejecución de trabajos por cantidades adicionales o por conceptos no previstos, su pago sería conforme a lo establecido a la cláusula del contrato. Las siguientes tablas muestran algunos costos por la aplicación de esta técnica, incluyendo conceptos.

**Tabla 5.4 Costo por gastos administrativos**

Concepto	Costo semanal
Asesoría externa	\$ 8,000
Personal administrativo	\$ 94,222
Consumos diversos	\$ 8,537
Diesel y Lubricantes	\$ 12,551
Herramientas	\$ 22,400
Renta interna	\$ 90,029.00
Reparaciones menores	\$ 42,820
<b>Total</b>	<b>278,559.00</b>
* Acumulado del mes	

**Tabla 5.5 Costo por renta interna**

Concepto	Costo por semana
Grúa LS – 518	\$ 84,771.00
Ford F-350	\$ 4156.00
Contenedor 40 P	\$ 1102.00
<b>Total</b>	<b>\$ 90,029.00</b>

**Tabla 5.6 Costo por renta a terceros**

Concepto	Unidad	P.U	No de equipos	Costo semanal
Planta de soldar	1	\$ 339.29	1	\$ 7.00
Generador 45 KVA	Hrs	\$ 92.00	1	\$ 150.00
Torre de iluminación	1	\$ 435.48	1	-
Equipo de Telecomunicaciones	1	\$ 66.50	1	-
Auto Nissan	Unidad	\$ 8, 568.28	1	-
Torre Iluminación LT4	1	\$ 450.00	1	\$ 7.00
Oficina movil (8 x 32)	1	\$ 176.61	1	-
Oficina movil (8 x 20)	1	\$ 189.13	1	-
Unidad sanitaria	1	\$ 26.67	1	-
<b>Total</b>				<b>\$ 164.00</b>

**Tabla 5.7 Costo de obra por semana**

Concepto	Costo
Monto de obra	\$ 545,382
Costo directo	\$ 350,924
M.B. (VALOR)	\$194,458
M.B. (%)	35,66%

Tabla 5.8 Costo del procedimiento

Concepto	Unidad	P.U.	Semanal
Movilización de Compactación Dinámica	Lote	\$ 215,000.00	-
Compactación Dinámica 1gp/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	\$ 199.63	\$ 2,062,551.00
Compactación Dinámica 1.5 gp/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	\$ 299.50	\$ 29,950.00
<b>Total</b>			<b>2,092,501.00</b>

Tabla 5.9 Costos diversos

Conceptos	Unidad	Costo
Uniformes y Ropa protección	Lote	\$ 1,619.00
Refecciones Nal.	Lote	\$ 869.00
Combustibles y Lubricantes	Lote	\$ 3,746.00
Agua, Gas y Luz	Lote	-
Útiles de Oficina	Lote	-
Útiles para Computadora	Lote	-
Mantenimiento y Reparación de vehículos	lote	-
Boletos de avión, autobús y ferrocarril.	Lote	-
Hotel y Restaurante	Lote	-
Correo, Teléfono y Telégrafo	Lote	\$ 417.00
Gastos varios de obras	Lote	\$ 1,286.00
Reparaciones internas	Lote	-
Gastos varios no deducibles	Lote	\$ 600.00
Gastos de despensa personal	Lote	-
Cadena para grúa LS – 518	1	\$ 102,816.00
Materiales de almacén central	1	\$ 12,042.00
Cadena para grúa LS – 418	1	\$ 8,548.00

## 5.6 Conclusiones capitulares.

- Existen diferentes formas de ejecutar los trabajos de compactación dinámica, la elección de éste dependerá de un estudio detallado y las especificaciones dadas al proyecto.
- Es importante realizar módulos de prueba que permitan conocer el mejoramiento logrado al emplear la técnica, para seleccionar el equipo adecuado.
- El observar el procedimiento de esta técnica en campo es importante, permitió tener un panorama claro de toda la información recopilada a lo largo de esta tesis.

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## **Conclusiones.**

1.- La tesis recabó información del procedimiento de la técnica de mejoramiento masivo de suelos mediante compactación dinámica, incluyendo aplicabilidad, equipos y herramientas, rendimientos y costos, así como ventajas y limitaciones con respecto a otros métodos de mejoramiento.

2. La compactación dinámica es un procedimiento confiable si existe un control adecuado durante su ejecución, ya que éste permite efectuar cambios en el programa o a las especificaciones establecidas en el proyecto de ser necesario. Debe tenerse en cuenta lo siguiente:

a) Es mas eficiente en suelos permeables, con nivel freático a profundidades mayores de 2 metros con respecto a la superficie del terreno, sin capas duras o blandas que afecten la profundidad de mejoramiento establecido.

b) Puede emplearse en condiciones especiales, como es el de sitios de antiguos basureros, rellenos sanitarios, suelos licuables, y rellenos ganados al mar. En esta tesis se tratan brevemente algunos casos de aplicación en nuestro País y en otras partes del mundo.

- c) Tiene limitantes cuando los sitios por mejorar se encuentran en zonas urbanas, debido a las vibraciones que se producen, al ruido y a posible voladura de materiales que pueden dañar construcciones o servicios cercanos. El tamaño de las grúas puede ocasionar problemas al momento de dejar caer el peso de la masa, debido al efecto de latigazo que se produce en la pluma.
  - d) Otra limitación es la profundidad de tratamiento debido al equipo que se requiere; solo en algunos proyectos especiales se justifica el uso de grúas de grandes dimensiones. Cuando existen taludes bajo el nivel freático, pueden producirse desplazamientos al aumentar las presiones de poro durante la compactación.
  - e) Muestra grandes ventajas con respecto a otros métodos de mejoramiento debido a la disponibilidad del equipo, maquinaria, herramientas y materiales y menor costo, siempre y cuando se cuente con información adecuada y suficiente de las condiciones del subsuelo.
3. Los trabajos de investigación son siempre un componente mayor en esta técnica de mejoramiento de suelos y aún están muy activos sobre varios rubros. Continúa ampliándose el número de casos en que se aplica este método.
4. La verificación del tratamiento puede realizarse con sondeos y pruebas de campo, cuyo tipo dependerá de la confiabilidad, disponibilidad de equipo y costo.
5. El conocimiento alcanzado de la técnica en esta tesis puede servir de apoyo para futuras líneas de investigación, ya sea para extender el conocimiento de la misma o como comparación en el empleo de otros métodos de mejoramiento.



### **Recomendaciones.**

1. Es necesario estudiar detalladamente las condiciones del subsuelo y definir si es adecuado usar la compactación dinámica para el mejoramiento.
2. Se requiere realizar sondeos y pruebas adicionales a las obtenidas en una exploración inicial, para conocer con mayor detalle las características del terreno y planear adecuadamente el programa de trabajo que se empleará.
3. Las tablas incluidas en esta tesis pueden servir de referencia para la aplicación del método, pero siempre se requerirá del buen juicio en su evaluación o consultar un especialista en el método.
4. Para obtener los resultados deseados con la técnica de compactación dinámica, deben estudiarse otras alternativas viables mejoramiento.
5. El caso tratado en el Capítulo 5 ilustra una forma de ejecutar los trabajos; sin embargo, pueden existir variantes de ejecución de la técnica, por lo que se recomienda realizar un estudio detallado aplicado específicamente al caso que se trate.
6. Durante la aplicación de la técnica de compactación dinámica debe realizarse un seguimiento continuo del procedimiento, con registros y pruebas antes y después de su aplicación para conocer sus efectos y controlar su aplicación.
7. Se recomienda hacer un estudio detallado de todos los trabajos que se requiera para la correcta aplicación de la técnica de mejoramiento y evitar cambios en el programa de trabajo que alarguen tiempos y aumenten costos.
8. Debe evitarse el uso de grúas ó masas sobredimensionadas que dañen la estructura del relleno o suelo por tratar y que impidan el mejoramiento a la profundidad deseada.

9. Es recomendable extender la investigación de esta técnica, aplicabilidad con otras técnicas, para facilitar el procedimiento en sitios que no son adecuados para emplearla, como suelos arcillosos.

10. Se recomienda realizar una investigación detallada de esta técnica para emplearse en suelos o rellenos poco favorables para este tratamiento y ser una opción más cuando se requiera seleccionar un método de mejoramiento.

11.- Una futura investigación entre la combinación de esta y otras técnicas de mejoramiento de suelos ayudará a obtener resultados más favorables para el tratamiento de un relleno o suelo.

**a) Bibliografía.**

1. **STAMATOPULOS, ARIS C. , KOTZIAS, PANAGHIOTIS C.** "Mejoramiento de Suelos por precarga" Editorial Limusa 1990. pp 18-42.
2. **VIEITEZ UTESA, LUIS** "Mejoramiento masivo de suelos" Sociedad Mexicana Mecánica de Suelos, A.C.1979 pp 7-10,41-99,117-155.
3. **BLANCO AMADOR, ANTONIO.** "Construcción especializada en geotecnia". Sociedad Mexicana Mecanica de Suelos, A.C. 1988 pp 105-108, 115-122.
4. **"IN SITU DEEP SOIL IMPROVEMENT"**. Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers – ASCE National Convention in Atlanta, Georgia. Octubre 1994. pp 1-90.
5. "Conferencia Internacional de Mecanica de Suelos" Sociedad Mexicana Mecanica de Suelos, A.C. 1957. pp 111-114.

**b) Artículos.**

6. **MAYNE, P.W.** "Ground Improvement by Dynamic Compaction," Civil Engineering Practice: Geotechnical and Ocean Engineering, Vol. 3, Chapter 11, Technomic Publishing, N.J, pp. 405-422. (1988).
7. **MAYNE, P.W., JONES, J.S., AND DUMAS, J.** "Ground Response to Dynamic Compaction", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 6, pp. 757-774., 1984.
8. **MAYNE, P.W. AND JONES J.S.** "Impact Stresses During Dynamic Compaction", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 10, pp. 1342-1346., 1983.
9. **ROBERT G. LUKAS.** "Dynamic compaction, Geotechnical engineering circular No 1," U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. (1995).
10. **SANO, Y; MIYAGI, K.** The international journal of powder metallurgy and powder technology. Vol. 20 No 2, "Dynamic Compaction and the Effect of Air Contained Within Powder Pores", pp. 115-118, 120-124, 126-129. Abril. 1984.
11. **RAYBOULD, D.** The international journal of powder metallurgy and powder technology. Vol.16, No 1. "The Cold Welding of Powders by Dynamic Compaction". pp. 9-19. Jan. 1980.
12. **Soilds and Estructures. Freyssinet Magazine**, Sep-Dic 2002, DGI-Menard, Inc. Ground Improvement Specialists.
13. **Soilds and Estructures. Freyssinet Magazine**, No 220 Segundo semestre 2004, DGI-Menard, Inc. Ground Improvement Specialists.
14. **Soilds and Estructures. Freyssinet Magazine**, No 221 Segundo semestre 2004, DGI-Menard, Inc. Ground Improvement Specialists.
15. "Upgrading of existing landfills by dynamic consolidation a geotechnical aspect ir kenny yee, menard geosystems sdn bhd, kuala lumpur, master builders journal, sept.1999. pág. 15

16. **WEST-OST-TRANFER-UMWELT**, 1993. Leipzig. "Upgrading of Existing Landfills by Dynamic Consolidation, The Methodo of Dynamic Consolidation with special regard the compaction of waste". Pág. 35

17. **Report FHWA/RD-86/133**, Desing & Construcción Guidelines, Federal Highway Administration, July 1986.

18. **Dynamic Compaction of Nuclear Waste**, Civil Engineering - ASCE, Vol. 62, No. 3, pp. 64-65, March 1992.

### **c) Páginas web.**

<http://www.menard-soiltraitement.com>

<http://www.DCTeratecEn.com>

<http://www.freyssinet.com/intranetFI.nsf/web/publications>

<http://www.grinaker-1ta.com/files/annual/1133870019.pdf>

<http://www.imcmexico.com.mx/tablamaquinas>.

<http://www.hydro-crane.com/link-belt/>

<http://www.linkbelt.com/>

<http://www.imcmexico.com.mx/>

## **APENDICE A EJEMPLO DE UNA ESPECIFICACION DEL METODO, PREPARADA PARA RELLENOS HETEROGENEOS.**

### **Descripción del sitio.**

La existencia de depósitos de rellenos bajo el trazo propuesto del eje principal de la vía de ferrocarril, aproximadamente entre las estaciones 435 y 445, así como los rellenos a lo largo de la rampa sureste entre las estaciones 435 y 447, deben densificarse en el lugar mediante compactación dinámica. Las operaciones de compactación dinámica se realizarán antes de construir cualquier terraplén para el camino. A lo largo del eje principal de la vía el relleno tiene espesor de 1.5 a 4.5 m y consiste principalmente de arcilla colocada al parecer como parte de la construcción de un terraplén de ferrocarril. El relleno a lo largo de la rampa sureste tiene espesor de 4.5 a 9 m y es un antiguo tiradero de basura con gran variedad de materiales. Se realizaron sondeos exploratorios en toda esa área, cuyos perfiles se incluyen en la información proporcionada.

### **Descripción de las operaciones de la compactación dinámica.**

La compactación dinámica es un proceso por el cual una masa es levantada y dejada caer repetidamente desde una cierta altura para impactarse en la superficie del terreno, transmitiendo una alta energía de compactación en el suelo. La profundidad de mejoramiento depende del peso de la masa y de la altura de caída. El grado de mejoramiento depende de la cantidad de energía aplicada por unidad de área. La masa debe levantarse y dejarse caer mediante un cable simple con un malacate adecuado.

La masa deberá resistir los esfuerzos causados por el impacto. La energía de compactación debe aplicarse en dos fases, las cuales se indican en los dibujos como sitios primarios (fase 1) y sitios secundarios (fase 2). Después de la aplicación de la primera fase, habrá un periodo de espera de tres días antes de aplicar la segunda fase en el sitio adyacente. Se pueden requerir diferentes fases para completar la energía especificada. Una fase se describe como cualquiera de los eventos siguientes, o que ocurra primero:

- A. La aplicación de todas los golpes especificados en un punto de la cuadrícula, ó
- B. Cuando la profundidad de cráter alcance 1.5 a 2.0 m, independientemente del número de golpes en un punto de la cuadrícula.

Después que se ha completado la última fase, la superficie del terreno deberá nivelarse y se aplicará una fase con bajo nivel de energía llamado “planchado”. La fase de planchado consistirá en dejar caer la masa desde 4.5 m de altura para impactar la superficie con un espaciamiento cerrado.

#### **Equipo de compactación dinámica.**

La energía para la compactación dinámica debe lograrse con una masa de 18.2 t de peso, y una altura de caída mínima de 18 m. El contratista proporcionará el equipo capaz de levantar y dejar caer la masa repetidamente sin una cantidad significativa de tiempos muertos; también proporcionará el equipo para nivelar la superficie del terreno entre las diversas fases.

El contratista contará como mínimo con dos grúas y dos masas para las operaciones de compactación dinámica. Cada masa será de 18.2 t y la presión de contacto (peso de la masa dividido entre el área de su base) estará en el rango de 0.38 a 0.72 kg/cm<sup>2</sup>. El contratista marcará con estacas de madera o banderolas todos los puntos de la cuadrícula que se muestran en los planos. La masa será dejada caer dentro de las marcas de la cuadrícula con aproximación de  $\pm 0.3$  m. Después de cada fase y después de nivelada la superficie, se remplazarán las estacas o banderolas con otras para la próxima fase.

#### **Preparación del sitio.**

El sitio debe estar limpio de árboles y vegetación; sin embargo, si existe escombros, incluyendo fragmentos de concreto que no puedan romperse con la compactación dinámica, éstos deben removerse. La superficie del terreno debe nivelarse; esto no significa que las cunetas o

depressiones adyacentes al ferrocarril deban rellenarse antes de la compactación dinámica, ya que se intenta aplicar la energía desde la superficie existente. Sin embargo, cualquier zanja debe ser emparejada para dar acceso a las grúas. Los montículos a apilamientos pequeños de escombros deben extenderse y nivelarse lo más cercano al nivel de la superficie.

### **Aplicación de la energía.**

Los planos indican los límites de operación de la compactación dinámica, la cual se propone a lo largo del eje principal, desde la estación 435 a la estación 445, y a lo largo de la rampa sureste, desde la estación 434+75 a la estación 447. Los puntos de impacto propuestos se muestran en una cuadrícula con espaciamiento de 4.6 m centro a centro. Los círculos o cuadrados sin relleno del dibujo representan los puntos primarios de impacto (fase 1) y los círculos o cuadrados rellenos son los puntos de impacto secundarios (fase 2).

El área total para la compactación dinámica puede dividirse en pequeñas secciones de trabajo. Cuando una sección se termine se podrá empezar otra. Sin embargo, el contratista nivelará la superficie del terreno al término de cada jornada de trabajo para razones de seguridad y para prevenir estancamientos de agua dentro de los cráteres si llueve. Dentro de cualquier sección, la secuencia de construcción consistirá en una fase primaria de compactación dinámica en todos los puntos especificados, seguido por la nivelación del terreno y luego la fase secundaria, seguido de los trabajos de nivelación. El trabajo de compactación dinámica propuesto, esta dividido en dos partes, Área A y Área B. Se aplicarán diferentes cantidades de energía de compactación en cada área, como se trata a continuación.

**Área A.** En esta área, el relleno tiene espesor comprendido entre 1.5 y 4.5 m y está formado principalmente por arcilla colocada como parte del terraplén original de la vía ferroviaria. En esta área se aplicará una energía de  $160 \text{ t}\cdot\text{m}^2$  exclusivamente en una fase de planchado. Esta energía puede lograrse con cinco golpes en cada punto de cuadrícula, utilizando la masa de 18.2 t y 18 m de altura de caída. Se anticipó que esta cantidad de energía podría aplicarse en una fase;

sin embargo, la aplicación de ésta se detendrá si la profundidad del cráter excede 1.5 a 2 m. Cuando esto ocurra la superficie del terreno se nivelará y se aplicarán una o varias fases adicionales. Después de aplicar los cinco golpes en cada punto de la cuadrícula, se densificará la superficie del terreno con una fase de "planchado", que consistirá en aplicar tres golpes con una masa de 18.2 t, desde una altura de 4.6 m y espaciamiento de cuadrícula de 3 m centro a centro. Esto tendrá como resultado una energía adicional de  $30 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ , aumentando la cantidad total de energía para el Área A en  $190 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ .

**Área B.** En el área B el relleno tenía espesor de 6 a 9 m y corresponde a un antiguo basurero. La energía que se aplicará en esta área es  $540 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$  exclusivamente de una fase de planchado. Esta cantidad de energía puede lograrse con 17 golpes en cada punto de la cuadrícula, utilizando una masa de 18.2 t. y altura de caída de 18 m. Debido a la limitación en la profundidad de cráter de 1.5 a 2.0 m, será necesario aplicar la energía en varias fases. Se anticipan al menos 2 fases. Entre cada fase, la superficie del terreno se nivelará y conformará para permitir el tránsito del equipo de construcción para aplicar el tratamiento.

Después de los 17 golpes, se aplicará la fase de planchado para densificar la capa superficial del terreno. El planchado consistirá en tres golpes con la masa de 18.2 t, altura de caída de 4.6 m y espaciamiento de 3 m centro a centro. Esto tendrá como resultado una aplicación adicional de energía de  $30 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$  para un total de energía de  $570 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ .

#### **Trabajos adicionales.**

Por las condiciones del subsuelo, en algunos sitios se requerirá aplicar energía adicional. Esta decisión se hará en el campo bajo responsabilidad del ingeniero que controla la operación, cuando el trabajo esté en marcha. Los trabajos adicionales se pagarán a una tasa prorrateada basada en el presupuesto establecido para la aplicación de energía. Puede también ser necesario importar material, como grava y fragmentos de roca, para estabilizar la superficie del terreno. La necesidad



de relleno adicional se determinará hasta que el proyecto esté en ejecución. Debe considerarse un concepto de pago para relleno granular en caso de ser necesario.

**Monitoreo.**

*A. Por representantes del Departamento Estatal de Carreteras.*

Cuando se estén realizando los trabajos de compactación dinámica, debe efectuarse su control o monitoreo, el cual será pagado por el Departamento Estatal de Carreteras. Este monitoreo incluirá, pero no estará limitado, el registro de la profundidad de los cráteres, vibraciones del suelo en construcciones adyacentes y bufamientos junto a los cráteres, decidiendo la necesidad de fases adicionales en algunos sitios o la importación de material granular para estabilizar terrenos débiles. El monitoreo incluye también sondeos del suelo en sitios seleccionados para determinar la profundidad y grado de mejoramiento.

*B. Por el Contratista.*

El contratista será responsable de determinar las elevaciones del terreno en un patrón cuadrulado de 30 m. Estas elevaciones deben obtenerse antes de efectuar la compactación dinámica; se harán mediciones adicionales de elevaciones después de la nivelación del terreno que sigue a cada fase de la compactación dinámica. Las elevaciones se obtendrán en los mismos puntos, para hacer el asentamiento del terreno inducido por la compactación dinámica. El contratista también será responsable de contar el número de golpes en cada punto de la retícula, para asegurarse que está aplicándose la energía apropiada. Si el ingeniero supervisor requiere fases adicionales, éstas serán registradas también por el contratista. En caso de necesitarse relleno granular en algunos sitios, el contratista registrará la cantidad de relleno que fue acarreado al sitio.

**Protección del personal y propiedades vecinas.**

Se requerirá de un programa detallado de seguridad para la protección del personal en el sitio de trabajo o fuera de la obra y para estructuras vecinas. Este programa de seguridad debe someterse

al Departamento Estatal de Carreteras antes de iniciar el trabajo, para su revisión. El programa de seguridad debe incluir la distancia que debe existir entre el punto del impacto de la masa y el personal más cercano, para que no sean golpeadas por partículas que vuelen por el impacto en el suelo. También debe incluir la forma como el cable debe estar conectado a la masa y la frecuencia con que deben hacerse verificaciones del estado del cable y del equipo para prevenir fallas durante el tratamiento. Deben incluirse fotografías de las estructuras cercanas que pueden ser afectadas por las operaciones de compactación dinámica. Todos los aspectos asociados con el programa de seguridad no serán pagados por separado, sino que serán incluidos en el costo de las operaciones de compactación dinámica.

### **Registros.**

El contratista llevará y mantendrá los registros detallados de las operaciones de construcción, es decir, los sitios donde se han aplicado impactos, el número de impactos por huella, las profundidades de los cráteres, el número de fases, las elevaciones del terreno en cada fase. Estos resultados deben estar disponibles diariamente en la Residencia. Semanalmente se someterá esa información al Ingeniero de Campo que represente al Departamento Estatal de Carreteras. Cualquier circunstancia que afecte al trabajo o al mejoramiento como resultado de la compactación dinámica debe notificarse al Ingeniero de Campo.

### **Bases de pago.**

El trabajo se pagará con base a las cantidades medidas en  $m^2$  de la compactación dinámica, como se muestre en los planos. Si son necesarios trabajos adicionales basados en observaciones de campo o en sondeos hechos cuando el trabajo este realizándose, estos serán pagados a una tasa prorrateada de energía con base en  $m^2$ , según el concepto del presupuesto.

## **APENDICE B EJEMPLO DE UNA ESPECIFICACIÓN DEL MÉTODO PREPARADA PARA MEJORAMIENTO EN RELLENOS SANITARIOS**

### **Descripción del trabajo.**

El trabajo consistirá en densificar con compactación dinámica el área marcada en los planos de un relleno sanitario. Se evitará aplicar la técnica donde la profundidad del nivel freático sea menor de 2 m; en ese caso, se colocará una capa de material granular con espesor de 0.6 m.

### **Relleno sanitario.**

Antes de realizar la compactación dinámica, el contratista nivelará el terreno, colocando una plataforma de 0.6 m de espesor con material granular. Esta capa servirá para el desplazamiento y movilización adecuados de los equipos, además de facilitar el drenado del agua. El relleno será de fragmentos de caliza o dolomita, con tamaño máximo de 300 mm. No tendrá más del 15% de material que pase la malla de 41 mm y no más del 5% que pase la malla de 20 mm. Después de cada fase se rellenarán los cráteres con material adicional para conservar el nivel de la superficie.

### **Descripción de las operaciones de compactación dinámica.**

La compactación dinámica es un proceso por el cual una pesada masa es levantada y dejada caer repetidamente desde una altura especificada para impactarse en la superficie del terreno, transmitiendo una alta energía de compactación al suelo. La profundidad de mejoramiento depende del peso de la masa y de la altura de caída. El grado de mejoramiento depende de la cantidad de energía aplicada por unidad de área. La aplicación de la técnica puede realizarse por caída libre de la masa o mediante un cable simple con malacate. La masa deberá resistir los altos esfuerzos causados por el impacto. La masa generalmente es construida de acero para resistir el impacto continuo, aunque para algunos proyectos se utilizan una masa de concreto.

### **Requisitos específicos de trabajo.**

El área de trabajo se muestra en los planos, identificada como relleno sanitario BFI, que se extiende hasta profundidades del orden de 6 a 9.

El contratista empleará una masa de 18.2 t de peso, dejada caer desde una altura de 23 m. Los puntos de impacto propuestos se muestran en un patrón de cuadrícula con espaciamento de 4.6 m centro a centro. La energía se aplicará en dos fases, los cuadrados sin relleno representan la fase primaria (Fase 1) y los círculos intermedios la fase secundaria (Fase 2). Habrá un periodo de espera de siete días antes de aplicar la segunda fase en el sitio adyacente. La energía aplicada sin incluir el planchado será de 630 t-m/m<sup>2</sup>. El trabajo requerirá 16 impactos en cada huella. La aplicación de la energía se detendrá si la profundidad del cráter excede 1.5 m.

Si la profundidad del cráter es mayor de 1.5 m antes de aplicar toda la energía, se requerirán fases adicionales, Al término de cada fase los cráteres serán rellenos con material adicional hasta el nivel del suelo. Después que se ha completado la última fase, la superficie del terreno deberá nivelarse y se aplicará una fase con bajo nivel de energía llamado "planchado". En la fase de planchado se aplicará una energía de 46 t-m/m<sup>2</sup>. La presión del contacto, que es el peso de la masa dividido entre el área de su base, estará en el rango de 4000 a 6000 Kg/m<sup>2</sup> y de 1900 a 3800 Kg/m<sup>2</sup> para el planchado.

#### **Sondeos y pruebas de presiometro en el suelo.**

Se realizarán pruebas de penetración estándar (SPT) para conocer el grado y profundidad de mejoramiento logrado durante la aplicación de la técnica. La profundidad del sondeo será igual al espesor del relleno existente más 1.5 m, obteniendo muestras a cada 0.8 m, con tubo partido conforme a las normas ASTM D-1586. Se realizarán aproximadamente 25 sondeos. El contratista será responsable de complementar las pruebas y entregar los resultados finales al propietario.

Mientras se realizan los sondeos SPT, también se realizarán pruebas de presiometro Menard dentro de las perforaciones, a intervalos seleccionados por un representante del Departamento. El pago para los sondeos será hecho conforme al contrato al precio unitario por "sondeo" como lo establezca la propuesta.

### **Trabajos adicionales.**

De acuerdo a los resultados de los sondeos, tal vez se requiera aplicar energía adicional en ciertas áreas. Estos trabajos adicionales serán pagados como un exceso al contrato básico, pero se pagará en una tasa prorrateada en base al presupuesto establecido. Dentro de los trabajos adicionales solo se podrá aplicar un máximo del 10 % de la energía establecida en el proyecto.

### **Monitoreo.**

Se harán mediciones de las elevaciones y cantidad de material adicional por parte del contratista. Las elevaciones del terreno se obtendrán en un patrón cuadrulado de 30m. Las elevaciones deben obtenerse antes de la compactación dinámica en esa área; se harán mediciones adicionales de elevaciones después de cada fase en los mismos puntos, para determinar el asentamiento del terreno inducido por la compactación dinámica. En caso de necesitarse relleno granular en algunos sitios, el contratista registrará la cantidad de relleno que fue acarreado al sitio.

### **Pruebas de carga.**

Se realizarán 4 pruebas de carga constante antes y 4 pruebas después de la compactación dinámica en sitios elegidos por el Ingeniero de campo. El propósito de estas pruebas es conocer la reducción del asentamiento en el relleno ocasionado por el tratamiento.

### **Protección del personal y propiedades vecinas.**

Se requerirá de un programa detallado de seguridad para la protección del personal en el sitio de trabajo o fuera de la obra y para estructuras vecinas. Este programa de seguridad debe ser sometido al Departamento Estatal antes de iniciar el trabajo, para su revisión. El programa de seguridad debe incluir la distancia que debe existir entre el punto del impacto de la masa y el personal más cercano, para que no sean golpeadas por partículas que vuelen por el impacto en el suelo. También debe incluir la forma como el cable debe estar conectado a la masa y la frecuencia con que deben hacerse verificaciones del estado del cable y del equipo, para prevenir fallas durante el tratamiento. Deben incluirse fotografías de las estructuras cercanas que pueden ser

afectadas por las operaciones de compactación dinámica. Todos los aspectos asociados con el programa de seguridad no serán pagados por separado, sino que serán incluidos en el costo de las operaciones de compactación dinámica.

**Registros.**

El contratista mantendrá los registros detallados de las operaciones de construcción, es decir, los sitios donde se han aplicado impactos, el número de impactos por huella, las profundidades de los cráteres, el número de fases, las elevaciones del terreno en cada fase. Estos resultados deben estar disponibles al día, en la Residencia. Semanalmente se someterá esa información al Ingeniero de Campo que represente al Departamento Estatal. Cualquier circunstancia que afecte al trabajo o al mejoramiento como resultado de la compactación dinámica debe notificarse al Ingeniero de Campo.

**Bases de pago.**

El trabajo se pagará con base a las cantidades medidas en m<sup>2</sup> de la compactación dinámica, como se muestre en los planos. Si son necesarios trabajos adicionales basados en observaciones de campo o en sondeos hechos cuando el trabajo esté realizándose, éstos serán pagados a una tasa prorrateada de energía con base en m<sup>2</sup>, según el concepto del presupuesto.

## **APENDICE C EJEMPLO DE UNA ESPECIFICACIÓN DE DESEMPEÑO PARA COMPACTAR RELLENOS SANITARIOS.**

### **Descripción del trabajo.**

El área a tratar por compactación dinámica se indica en planos.

El trabajo consistirá en densificar por compactación dinámica (DC) el área mostrada en los planos donde existe un relleno sanitario. El trabajo será realizado por especialistas en esa técnica, quienes encontrarán los requisitos planteados a continuación. El Contratista proporcionará toda la supervisión, equipo (inclusive grúas), trabajo y materiales necesarios para la terminación del mejoramiento para este proyecto.

### **Descripción de las operaciones de la compactación dinámica.**

La compactación dinámica es un proceso por el cual una masa es levantada y dejada caer repetidamente desde alturas hasta de 36 m para impactar en la superficie del terreno, con alta energía de compactación. La profundidad de mejoramiento depende del peso de la masa y de la altura de caída.

### **Calificación del contratista especializado.**

El contratista especializado se comprometerá a entregar documentación pertinente que muestre que ha realizado como mínimo los siguientes trabajos en EE.UU.:

Proporcionado toda la supervisión, mano de obra, materiales y equipos, para densificar exitosamente con compactación dinámica al menos 25 proyectos distintos, utilizando masas de 13 a 27 t de peso y alturas de caída mayores de 24 m, por caída libre, para mejorar el suelo del material del relleno tanto para evitar licuación, densificación y aumento de capacidad de carga. Además 5 de los proyectos documentados, compactados exitosamente, deberán ser similares a este proyecto en cuanto al tipo de relleno sanitario, profundidad densificada, energía utilizada y tipo de grúas.

### **Pruebas.**

Para comprobar el mejoramiento del sitio no se realizarán pruebas de penetración estándar (SPT), de cono (CPT) ó de dilatómetro, debido a la penetrabilidad y heterogeneidad de los materiales. Por ello se realizarán pruebas de carga antes y después de la compactación dinámica para conocer el grado de mejoramiento en el terreno. El contratista instalará una placa de asiento de 46 x 46 cm, aproximadamente 30 cm bajo el nivel del terreno existente, con un tubo de acero de 5 cm de diámetro que se extienda desde la placa hasta un terraplén de 4.5 m por arriba del nivel del terreno natural. Posteriormente el terreno será cubierto con material granular en una altura de 3 m, en forma cónica y de 9 m de diámetro, en el sitio elegido por el Ingeniero de Campo. El asentamiento deberá monitorearse durante siete días. Después de la compactación dinámica, se realizará otra prueba similar, en un sitio adyacente al primero. Si el asentamiento no se ha reducido en un 75 %, se aplicará compactación adicional hasta lograr la reducción deseada. Esta prueba será responsabilidad del Contratista y se realizará bajo la supervisión de un Ingeniero profesional, independiente, registrado, quien entregue 6 copias de los reportes de prueba al propietario.

### **Monitoreo.**

Se realizará una inspección diaria de las operaciones, verificando ubicación del área de trabajo, número de golpes, profundidad de la huella, peso de la masa, altura de caída, número de fases. Además se determinarán las elevaciones del terreno en un patrón cuadrículado que el contratista crea conveniente. Estas elevaciones deben obtenerse tanto antes de la compactación dinámica, como después de las nivelaciones que siguen a cada fase. Las elevaciones se obtendrán en los mismos puntos para determinar el asentamiento del terreno inducido por el tratamiento. El contratista también será responsable de contar el número de golpes en cada punto de la retícula para asegurarse que esta aplicándose la energía apropiada. Si el ingeniero de campo requiere fases adicionales, éstas serán registradas también por el contratista. En caso de necesitarse relleno granular en algunos sitios, el contratista registrará la cantidad de relleno que fue acarreado al sitio.



### **Protección del personal y construcciones vecinas.**

Se requiere proporcionar un programa detallado de seguridad para la protección del personal en el sitio de trabajo, para el personal fuera de obra y para las estructuras vecinas. Este programa de seguridad debe someterse antes del inicio del trabajo para la revisión por el Departamento Estatal de Carreteras. El programa de seguridad debe incluir las distancias requeridas entre el punto del impacto de la masa y el personal mas cercano, para que no sean golpeadas por partículas que vuelen producto del impacto en el suelo. También debe incluir el mecanismo de conexión del cable a la masa, así como fotografías detalladas de las estructuras que pueden ser afectadas por las operaciones de compactación dinámica e incluirlos dentro del acatamiento del plan de seguridad. Todos los detalles del programa de seguridad no serán pagados separadamente, sino incluidos en el costo de las operaciones de compactación dinámica.

### **Equipos.**

La contratista proporcionará el equipo, los materiales y personal requerido para lograr los resultados especificados por el proyecto. Se utilizará el número de grúas necesario para reducir en un 75 % el potencial de licuación en el área, dentro del tiempo estimado.

### **Elaboración del trabajo.**

El Contratista proporcionará el programa de obra detallado donde muestre el avance diario, rendimientos y horarios. Se colocará en el sitio una plataforma de grava, cemento, escombros y arena u otro material conveniente, hasta una altura de 1.2 m sobre el nivel del terreno, antes de empezar la compactación dinámica, para facilitar el desplazamiento de los equipos utilizados y conducir el exceso de agua de la presión de poro. Los trabajos de compactación se realizarán como mínimo en 4 fases, requiriendo al término de cada fase rellenar los cráteres con material granular. Esta decisión se hará en el campo, bajo responsabilidad del ingeniero que controla la operación mientras se ejecuta.

La profundidad de los materiales por mejorar varía entre 3 a 6 m. Debe emplearse una masa de 13.6 t de peso, dejada caer a una altura de 20 m, para obtener una energía mínima aplicada de 76 t-m/m<sup>2</sup>, utilizando un espaciamiento de cuadrícula de 2 x 2 m. Al término de las fases establecidas por el contratista se realizará una fase adicional de planchado del terreno, utilizando el mismo equipo pero aplicando una energía menor, conforme el contratista lo crea conveniente.

**Bases de pago.**

El trabajo se pagará con base a las cantidades medidas en m<sup>2</sup> de la compactación dinámica, como se muestre en los planos. Si son necesarios trabajos adicionales basados en observaciones de campo o en sondeos hechos cuando el trabajo este realizándose, estos serán pagados a una tasa prorrateada de energía con base en m<sup>2</sup>, según el concepto del presupuesto.