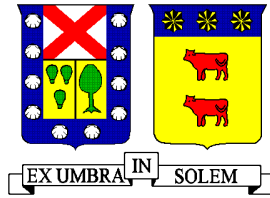


UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAISO - CHILE



RESPUESTA SÍSMICA DE SUELOS TIPO F SEGÚN NCH 433 OF. 1996 MODIFICADA EN 2012  
TRATADOS CON TÉCNICA SOIL MIXING

EDUARDO OLAF RUGGERY GONZÁLEZ

Memoria para optar al Título de  
Ingeniero Civil

Profesor Guía  
Oscar Taiba

Octubre 2017



### **Dedicatoria**

Este trabajo está dedicado a todas las personas que de alguna forma formaron parte de mi vida durante la etapa universitaria. Mención especial para mi madre e hijo, quienes siempre han creído en mí y me han apoyado incondicionalmente.

## **Agradecimientos**

Agradezco a todas aquellas personas que conocí en la universidad, en especial a aquellas que aún forman parte importante de mi vida y con los que he formado lazos de amistad. Por otro lado, agradezco a mi madre, por el apoyo incondicional, a mi hijo, por ser mi principal motivación y a toda mi familia, incluidos los que ya no están.

### **Abstract**

The subject developed in this study deals with the analysis of soil seismic response that according to the NCh 433 standard classified as Type F, using the finite element method and after the application of the Soil Mixing improvement technique, to contrast results and quantify the effects of applied treatment.

Soils classified as Type F, do not allow seismic categorization with the average shear velocity of the upper 30 meters of the terrain,  $V_{s30}$ , and therefore require special amplification studies for their characterization. In particular this type of land may correspond to potentially liquefiable soils susceptible to vibration densification, collapsible, organic or saturated fine soils, most of which are defined as soft soils, whose characteristics, according to design standards, are undesirable, associating important restrictions to the structures that are based on these. That said, it is pertinent to use new methods that allow to grant these soils propitious properties for their use as foundation grounds.

A technique of improvement applicable in soft terrains is the Soil Mixing method, either in its wet or dry variant, for both superficial and deep treatments. The method records a proven experience in the world and basically consists of the injection of cement material (lime or cement) to form columns by mechanical mixing with the natural terrain.

In order to simulate the application of the method, a modeling with the software of Finite Elements, Plaxis 2D, is carried out, both of the soil in its natural state, and of the treated soil, after subjecting them to a high intensity seismic excitation. The above in order to compare the dynamic responses obtained and analyze variables associated with the liquefaction phenomenon. In relation to the latter, the results are favorable, as the "excesses of pore water pressures" obtained in the strata susceptible to liquefying decrease when applying the treatment. On the other hand, when analyzing the seismic response of the terrain analyzed from the response spectra does not necessarily improve, because important amplifications are observed for low periods of the spectrum, but if there is a reduction of the spectral accelerations for higher periods to 0.5 seconds. In spite of the above, the response spectrum obtained is, for the most part, less than the spectrum specified in the standard, determining that, if the problems of liquefaction, support capacity and all those characteristics that define the soil as Type F, it is possible to assume that the terrain classifies into a higher category.

Finally, based on the results obtained and considering the work of other authors, it is not possible to assume that the application of the technique in soft soils is favorable in terms of the dynamic response, since in most cases important amplifications are obtained in the spectral accelerations of the surface. These amplifications, although it is not possible to identify their direct cause, are influenced by several factors: predominant frequency of seismic signal, amplitude of seismic signal, predominant period of natural and improved soil, increase in improved terrain stiffness and resonance, by proximity between the predominant frequency of the seismic signal and fundamental frequency of the soil.

## Resumen

El tema desarrollado en este estudio trata el análisis de la respuesta sísmica de suelos que según la norma NCh 433 clasifican como Tipo F, mediante la utilización del método de los elementos finitos y luego de la aplicación de la técnica de mejoramiento Soil Mixing, para contrastar resultados y cuantificar los efectos del tratamiento aplicado.

Los suelos que clasifican como Tipo F, no permiten ser categorizados sísmicamente con la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno,  $V_{s30}$ , por lo cual requieren estudios especiales de amplificación para su caracterización. En particular, este tipo de terrenos puede corresponder a suelos potencialmente licuables, susceptibles de densificación por vibración, colapsables, orgánicos o suelos finos saturados, que, en su mayoría, se definen como terrenos blandos, cuyas características, según los códigos de diseño, son indeseables, asociando importantes restricciones a las estructuras que sobre estos se fundan. Dicho esto, es pertinente la utilización de nuevos métodos que permitan otorgar a estos suelos las propiedades propicias para su uso como terrenos de fundación.

Una técnica de mejoramiento aplicable en terrenos blandos es el método Soil Mixing, ya sea en su variante húmeda o seca, tanto para ejecutar tratamientos superficiales como profundo. El método registra una experiencia probada en el mundo y consiste básicamente en la inyección de material cementante (cal o cemento) para formar columnas mediante la mezcla mecánica con el terreno natural.

Para simular la aplicación del método se realiza una modelación con el software de Elementos Finitos, Plaxis 2D, tanto del suelo en su estado natural, como del terreno tratado, luego de someterlos a una excitación sísmica de alta intensidad. Lo anterior con el fin de comparar las respuestas dinámicas obtenidas y analizar variables asociadas al fenómeno de licuefacción. En relación con esto último, los resultados son favorables, dado que los “excesos de presiones de agua de poros” obtenidos en los estratos susceptibles de licuarse disminuyen al aplicar el tratamiento. Por otro lado, al analizar la respuesta sísmica del terreno a partir de los espectros de respuesta, esta no necesariamente mejora, debido a que se observan importantes amplificaciones para los periodos bajos del espectro, pero si se produce una reducción de las aceleraciones espectrales para periodos superiores a 0,5 segundos. A pesar de lo anterior, el espectro de respuesta obtenido es, en su mayor parte, menor que el espectro especificado en la norma para suelo Tipo D, determinándose que, si se solucionan los problemas de licuefacción, capacidad de soporte y todas aquellas características que definen al suelo como Tipo F, es posible asumir que el terreno clasifica en una categoría superior.

Finalmente, a partir de los resultados obtenidos y considerando los trabajos de otros autores, no es posible asumir que la aplicación de la técnica en suelos blandos es favorable en términos de la respuesta dinámica, dado que en la mayoría de los casos se obtienen amplificaciones importantes en las aceleraciones espectrales de la superficie. Estas amplificaciones, si bien no es posible identificar su causa directa, están influenciadas por varios factores: frecuencia predominante de la señal sísmica, amplitud de la señal sísmica, periodo predominante del suelo natural y mejorado, aumento de la rigidez del terreno mejorado y efectos de resonancia, por cercanía entre frecuencia predominante de la señal sísmica y frecuencia fundamental del suelo.

## Símbolos y Acrónimos

$a_{\max}$	: Aceleración máxima del suelo.
$a_s$	: Relación de área mejorada.
$a_w$	: Factor del material cementante.
$c$	: Cohesión.
$C_{60}$	: Factor de corrección para obtener el número de golpes del ensayo SPT para una energía del 60%.
CSR	: Relación de tensiones cíclicas.
CRR	: Relación de resistencia cíclica.
C/A	: Razón de peso del material cementante con el peso total de mezcla, incluyendo agua de mezcla.
$c_u$	: Resistencia al corte no drenado.
$D_f$	: Profundidad del suelo de fundación.
$E_{50}$	: Módulo de Young.
$E_{\text{ref}50}$	: Rigidez secante en ensayos triaxiales.
$E_{\text{ref}oed}$	: Rigidez tangente para carga primaria edométrica.
$E_{\text{ref}ur}$	: Rigidez en descarga-recarga.
$F_c$	: Contenido de grano fino (se puede sustituir por la cantidad de sílice y alúmina).
$G_0$	: Módulo de corte inicial.
$G^e$	: Módulo de corte plástico.
$G_{\max}$	: Módulo de corte máximo.
$G_0^{\text{ref}}$	: Módulo de corte inicial o máximo de referencia.
$G_s$	: Peso específico del suelo.
$G_w$	: Peso específico del agua.
$I_p$	: Índice de plasticidad.
$k$	: Permeabilidad.
$k_{0nc}$	: Coeficiente de presión lateral de tierras.
$K_B^e$	: Módulo volumétrico a un nivel de esfuerzo de referencia.
$K_G^e$	: Módulo de corte a un nivel de esfuerzo de referencia.
$K_G^p$	: Módulo de corte plástico.
$K_u$	: Módulo volumétrico del suelo no drenado.
$m$	: Razón de generación de calor o evaporación de agua en el suelo.
$M$	: Madurez.
MSF	: Factor de escala para obtener las tensiones de corte cíclicas para un sismo de magnitud $M$ .
$N$	: Número de golpes obtenidos en el ensayo SPT.
$np$	: Exponente del módulo de corte plástico.

$N_{60}$	: Número de golpes obtenidos en el ensayo SPT para una energía del 60%.
$N_1$	: Índice de Penetración Estándar normalizado por presión de confinamiento de 0.1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.
$(N_1)_{60}$	: Valor normalizado del SPT a partir de la presión de sobrecarga del suelo.
$O_c$	: Materia orgánica contenida (puede ser sustituida por pH o pérdida por ignición). ( $\text{kN/m}^2$ ).
$p'$	: Esfuerzo efectivo promedio.
$p_{ref}$	: Esfuerzo de referencia (100 kPa).
PPR	: Razón de presiones de poro.
$PPR_{max}$	: Razón de presiones de poro máximas.
QA	: Aseguramiento de la calidad (quality assurance).
QC	: Control de calidad (quality control).
$q_u$	: Resistencia a la compresión simple.
$q_{utc}$	: Resistencia a la compresión simple después del tiempo de curado.
$q_{u28}$	: Resistencia a la compresión simple a los 28 días.
$q_{u7}$	: Resistencia a la compresión simple a los 7 días.
$q_{u91}$	: Resistencia a la compresión simple a los 91 días.
$q_{uf}$	: Resistencia a la compresión simple de suelo estabilizado in situ ( $\text{kN/m}^2$ ).
$q_{ul}$	: Resistencia a la compresión simple de suelos estabilizados manufacturados en laboratorio.
$r_d$	: Factor de reducción de tensiones.
$r_u$	: Razón de presiones de agua de poros en exceso.
$r_{umax}$	: Razón de presiones de agua de poros en exceso máxima.
$R_f$	: Relación de falla $n_f/n_{ult}$ .
RQD	: Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032.
$S_u$	: Resistencia al corte no-drenada del suelo.
$t_c$	: Periodo de curado.
$t_m$	: Tiempo de mezcla de la lechada.
$t_r$	: Tiempo restante (Tiempo entre el final del proceso de mezcla y el inicio del moldeo).
$T_c$	: Temperatura de curado.
$T_{c0}$	: Temperatura de referencia ( $10^\circ\text{C}$ ).
$T_S$	: Periodo característico del sitio.
$V_s$	: Velocidad de onda de corte.
$V_{s30}$	: Velocidad de ondas de corte promedio en los 30 metros superiores del terreno.
$w_l$	: Límite líquido del suelo.
$w_i$	: Contenido inicial de agua del suelo original.
$W_c$	: Peso seco del cemento contenido en $1 \text{ m}^3$ de suelo.
$w_0$	: Contenido de agua original del suelo.
$w_p$	: Límite plástico del suelo.

$w_t$	: Contenido de agua del suelo estabilizado con cemento después de la hidratación.
$W/C$	: Relación agua cemento.
$\alpha$	: Contenido del material cementante.
$\beta$	: Razón agua material cementante.
$\gamma_{07}$	: Deformación angular en el que el módulo de corte se ha reducido al 70 %.
$\varepsilon_f$	: Deformación axial en la falla.
$\varepsilon_{vf}$	: Deformación volumétrica en la falla.
$\varepsilon_{qu}$	: Deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple.
$\eta$	: Cantidad de agua evaporada debido al calor, por unidad de peso de CaO (0.478g/g).
$\lambda$	: Razón de agua requerida para la hidratación.
$\mu$	: Razón de Poisson.
$\nu$	: Relación de Poisson.
$\xi_{eq}$	: Razón de amortiguamiento equivalente.
$\rho_w$	: Densidad del agua.
$\rho_s$	: Densidad del suelo estabilizado.
$\sigma_1 - \sigma_3$	: Esfuerzo desviador.
$\sigma_v$	: Tensiones verticales totales.
$\sigma'_v$	: Tensiones verticales efectivas.
$\tau$	: Tensiones de corte.
$\tau_m$	: Esfuerzo de corte movilizado.
$\phi$ "o" $\phi'$	: Ángulo de fricción interna.
$\phi_m$	: Ángulo de fricción interna movilizado.
$\phi_{cv}$	: Ángulo de fricción interna a volumen constante.
$\phi_p$	: Ángulo de fricción peak.
$\psi$	: Ángulo de dilatancia.
$\omega_n$	: Frecuencias naturales del suelo.

## Tabla de Contenidos

1.	Capítulo I .....	1
1.1.	Introducción.....	1
1.2.	Objetivos Generales.....	3
1.3.	Objetivos Específicos .....	3
1.4.	Alcances del estudio .....	3
1.5.	Metodología de trabajo.....	4
1.6.	Estructuración de la Memoria.....	5
2.	Capítulo II .....	6
2.1.	Estado del Arte .....	6
2.2.	Clasificación y Evolución de los Procesos de Mezcla .....	7
2.3.	Método Deep Soil Mixing (DSM).....	10
2.4.	Material de Aporte.....	11
2.4.1.	Cal.....	11
2.4.2.	Cemento.....	12
2.4.3.	Mezcla de Cal-Cemento.....	12
2.5.	Factores que Afectan el Aumento de la Resistencia del Suelo Estabilizado .....	12
2.6.	Elección del Material Cementante .....	14
2.7.	Incorporación del Material Cementante Vía Seca o Húmeda.....	14
2.7.1.	Método Húmedo .....	15
2.7.2.	Método Seco .....	17
2.8.	Capacidad de Soporte como Función del Método de Instalación .....	20
2.9.	Carga Máxima de Diseño en Columnas .....	21
2.10.	Consideraciones en Terreno y Laboratorio Previas al Diseño y Ejecución .....	22
2.10.1.	Consideraciones Previas al Diseño .....	22
2.10.2.	Consideraciones Previas a la Ejecución .....	23
2.11.	Control y Aseguramiento de la Calidad.....	23
2.12.	Suelo Tratado.....	24
2.13.	Patrones de aplicación de columnas por el método mecánico Deep Soil Mixing.....	25
2.13.1.	Mejoramiento tipo columnas en grupo.....	25
2.13.2.	Mejoramiento tipo muro .....	27
2.13.3.	Mejoramiento tipo grilla .....	27
2.13.4.	Mejoramiento tipo Bloque .....	28
2.14.	Propiedades Geomecánicas de las Columnas de Suelo Cemento .....	29
3.	Capítulo III.....	33
3.1.	Respuesta Sísmica del Suelo .....	33

3.2.	Clasificación Sísmica del Terreno .....	34
3.3.	Espectro de diseño.....	35
3.4.	Aceleración efectiva máxima del suelo .....	36
3.5.	Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima .....	36
3.6.	Factor de reducción de la aceleración espectral.....	37
3.7.	Coefficiente relativo al edificio.....	37
3.8.	Efecto del Suelo.....	37
3.8.1.	Amplificación geométrica.....	38
3.8.2.	Amplificación dinámica.....	38
4.	Capítulo IV.....	41
4.1.	Licuefacción de Suelos en Chile.....	41
4.2.	El Fenómenos de Licuación de Suelos .....	41
4.3.	Efectos de la licuefacción .....	43
4.4.	Susceptibilidad a la Licuefacción .....	43
4.5.	Evaluación del Potencial de Licuefacción .....	44
4.5.1.	Métodos Empíricos .....	45
4.5.2.	Métodos Analíticos .....	45
5.	Capítulo V .....	46
5.1.	Metodologías de Modelación de Suelos .....	46
5.1.1.	Modelación del Terreno Natural .....	46
5.1.2.	Modelación del Terreno Mejorado .....	47
6.	Capítulo VI.....	55
6.1.	Modelación en Plaxis.....	55
6.2.	Sub Programas de Plaxis 2D .....	55
6.3.	Formulación.....	56
6.4.	Tipos de Elementos .....	56
6.5.	Propiedades de los Materiales y Suelos .....	57
6.5.1.	Modelo Lineal Elástico.....	57
6.5.2.	Modelo Hardening Soil (HS) .....	57
6.5.3.	Modelo Hardening Soil Small (HSS).....	59
6.5.4.	Modelo UBCSAND.....	61
7.	Capítulo VII .....	65
7.1.	Modelación en EERA.....	65
7.2.	Interfaz del Programa .....	65
7.3.	Funcionamiento del Programa.....	66
7.3.1.	Definición de Materiales.....	66
7.3.2.	El Método Lineal Equivalente .....	67

7.3.3.	Tipos de Movimiento.....	67
7.3.4.	Parámetros Principales del Programa .....	68
8.	Capítulo VIII.....	69
8.1.	Caso de Aplicación.....	69
8.1.1.	Antecedentes del Suelo de Fundación de la Ciudad de Punta Arenas .....	69
8.1.2.	Exploración del Terreno y Resultados .....	72
8.1.3.	Ensayos de Laboratorio .....	74
8.1.4.	Perfil Sísmico.....	75
8.1.5.	Potencial de Licuación.....	76
8.1.6.	Clasificación Sísmica del Suelo.....	78
8.2.	Definición del Modelo.....	78
8.2.1.	Registros sísmicos utilizados en el análisis.....	78
8.2.2.	Profundidad del Substrato Rocoso.....	79
8.2.3.	Modelación en EERA .....	79
8.2.4.	Implementación en PLAXIS.....	83
8.2.5.	Obtención Amortiguamiento de Rayleigh .....	92
8.3.	Mejoramiento a Aplicar.....	95
8.3.1.	Configuraciones del Mejoramiento a Evaluar.....	96
8.3.2.	Consideraciones para el Diseño y Obtención de Parámetros .....	97
8.3.3.	Parámetros para la Modelación.....	97
8.4.	Modelación.....	98
8.4.1.	Geometría y Parámetros Generales de Proyecto .....	98
8.4.2.	Interfaz del Programa.....	98
8.4.3.	Materiales .....	98
8.4.4.	Estratigrafía.....	99
8.4.5.	Condiciones de Contorno.....	99
8.4.6.	Definición de la Malla de Elementos Finitos .....	100
8.4.7.	Definición de Fases de Cálculo.....	101
8.4.8.	Modelos Realizados.....	102
9.	Capítulo IX.....	107
9.1.	Resultados de la Modelación y Análisis de la Resultados .....	107
9.2.	Respuesta Sísmica del Terreno Natural y Mejorado.....	107
9.3.	Presiones de Poros .....	114
9.4.	Espectros de Respuesta y de Diseño.....	117
10.	Capítulo X.....	118
10.1.	Conclusiones generales del método Soil Mixing.....	118
10.2.	Conclusiones en relación las propiedades del suelo mejorado .....	119

10.3. Conclusiones Modelación y Análisis de la Respuesta Sísmica .....	119
Lista de referencias .....	122

## Lista de tablas

TABLA 2.1. CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DEEP MIXING BASADA EN LOS PROCESOS DE MEZCLA. (FUENTE: REF.[1]).	7
TABLA 2.2. FACTORES QUE AFECTAN EL AUMENTO DE LA RESISTENCIA DEL SUELO ESTABILIZADO. (FUENTE: REF. [1]).	13
TABLA 2.3. RESUMEN DE LAS PROPIEDADES INGENIERILES ESPERADAS DE LOS SUELOS TRATADOS CON DSM DESPUÉS DE LOS 28 DÍAS DE CURADO PARA VARIOS TIPOS DE SUELOS Y FACTORES DE CEMENTO. (FUENTE: DATA COURTESY OF GEO-CON, INC (1998) AND FHWA (2001)).	29
TABLA 2.4. DATOS TÍPICOS PARA SUELOS TRATADOS CON DEEP MIXING (FUENTE: REF.[18]).	30
TABLA 2.5. VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EL USO DEL DEEP MIXING PARA EL USO DEL DSM COMO MEJORAMIENTO DEL TERRENO.	31
TABLA 2.6. VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EL USO DEL DEEP MIXING PARA EL USO DEL DSM PARA MITIGAR LA LICUEFACCIÓN. (FUENTE: REF.[18]).	32
TABLA 3.1. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN. (FUENTE: NORMA NCh433 MOD. 2012).	35
TABLA 3.2. ACELERACIÓN EFECTIVA MÁXIMA. (FUENTE: NORMA NCh433 MOD. 2012).	36
TABLA 3.3. PARÁMETROS RELATIVOS AL TIPO DE SUELO. (FUENTE: NORMA NCh433 MOD. 2012).	36
TABLA 3.4. COEFICIENTE RELATIVO AL EDIFICIO. (FUENTE: NORMA NCh433 MOD. 2012)	37
TABLA 6.1. PARÁMETROS DEL MODELO HARDENING SOIL	59
TABLA 6.2. PARÁMETROS DEL MODELO UBC3D. (FUENTE: REF.[28]).	64
TABLA 6.3. VARIABLES DE ESTADO MODELO UBC3D. (FUENTE: REF.[28]).	64
TABLA 8.1. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO SPT. (FUENTE: REF. [35]).	73
TABLA 8.2. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO. (FUENTE: REF.[35]).	74
TABLA 8.3. PERFIL DE VELOCIDADES OBTENIDO. (FUENTE: REF.[34]).	75
TABLA 8.4. PROPIEDADES DE PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y CÁLCULO DE PRESIONES TOTALES Y EFECTIVAS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	76
TABLA 8.5. CÁLCULO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN LA PROFUNDIDAD. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	77
TABLA 8.6. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	78
TABLA 8.7. CARACTERÍSTICAS DEL REGISTRO SÍSMICO UTILIZADO EN EL ANÁLISIS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	78
TABLA 8.8. DEFINICIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO EN EL PROGRAMA EERA. (FUENTE: SOFTWARE EERA)	80
TABLA 8.9. ESTRATOS Y MODELOS CONSTITUTIVOS CORRESPONDIENTE PARA LA MODELACIÓN EN PLAXIS 2D. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	83
TABLA 8.10. COHESIÓN OBTENIDA PARA LA MODELACIÓN CON HSS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	84
TABLA 8.11. ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA OBTENIDOS PARA LA MODELACIÓN CON HSS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	84

TABLA 8.12. MÓDULO DE CORTE MÁXIMO OBTENIDO PARA LA MODELACIÓN CON HSS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	85
TABLA 8.13. MÓDULO DE CORTE PARA PEQUEÑAS DEFORMACIONES PARA LA MODELACIÓN CON HSS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	85
TABLA 8.14. MÓDULO SECANTE PARA LA MODELACIÓN CON HS Y HSS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	87
TABLA 8.15. MÓDULO TANGENTE Y MÓDULO DE RIGIDEZ CARGA/DESCARGA PARA LA MODELACIÓN CON HS Y HSS.	88
TABLA 8.16. PARÁMETROS OBTENIDOS PARA LA MODELACIÓN CON LOS MODELOS CONSTITUTIVOS HARDENING SOIL Y HARDENING SOIL SMALL. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	88
TABLA 8.17. COHESIÓN EN SUELOS ARENOSOS PARA MODELACIÓN CON UBCSAND. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	89
TABLA 8.18. ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA Y PEAK PARA MODELACIÓN CON UBCSAND. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	89
TABLA 8.19. MÓDULO DE CORTE ELÁSTICO PARA LA MODELACIÓN CON UBCSAND. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	90
TABLA 8.20. MÓDULO VOLUMÉTRICO ELÁSTICO PARA LA MODELACIÓN CON UBCSAND. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	90
TABLA 8.21. MÓDULO DE CORTE PLÁSTICO PARA LA MODELACIÓN CON UBCSAND. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	90
TABLA 8.22. RAZÓN DE FALLA PARA MODELACIÓN CON UBCSAND. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	91
TABLA 8.23. RESUMEN DE PARÁMETROS PARA MODELACIÓN CON UBCSAND. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	91
TABLA 8.24. RESUMEN DE PARÁMETROS A UTILIZAR EN LA MODELACIÓN. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	92
TABLA 8.25. PARÁMETROS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS EN EERA. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	93
TABLA 8.26. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS $\alpha R$ Y $\beta R$ PARA LOS DIFERENTES ESTRATOS MODELADOS EN EERA. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	94
TABLA 8.27. PARÁMETROS PARA EL MEJORAMIENTO CON CONFIGURACIONES SIMPLES. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	96
TABLA 8.28. PARÁMETROS PARA EL MEJORAMIENTO COMPLETO DEL TERRENO. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	97
TABLA 8.29. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS Y FACTOR DE CEMENTO PARA EL TRATAMIENTO DE ARENAS LIMOSAS. (FUENTE: DATA COURTESY OF GEO-CON, INC (1998) AND FHWA (2001))	97
TABLA 8.30. PARÁMETROS SÍSMICOS PARA LA MODELACIÓN. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	102
TABLA 9.1. PERIODO Y FRECUENCIA DEL TERRENO Y DE LA SEÑAL SÍSMICA	111
TABLA 9.2. REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA PERIODO DE 0.5 SEGUNDOS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	111
TABLA 9.3. REDUCCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS ESPECTRALES. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA)	112

## Lista de Figuras

FIGURA 2.1. SISTEMA HÍBRIDO MECÁNICO E INYECCIÓN A ALTA PRESIÓN. (FUENTE: REF. [1]).	9
FIGURA 2.2. INYECCIÓN A ALTA PRESIÓN. (FUENTE: REF. [1]).	10
FIGURA 2.3. LAS BOQUILLAS PUEDEN LOCALIZARSE EN LA VARILLA PRINCIPAL O EN LAS CUCHILLAS DE MEZCLA. (FUENTE: REF. [26]).	15
FIGURA 2.4. LA LECHADA PUEDE SER INYECTADA DURANTE LA FASE DE PENETRACIÓN Y DE RETIRADA, CON UNA INTENSIDAD QUE DEPENDE DE LAS CONDICIONES DEL SUELO. (FUENTE: REF. [26]).	15
FIGURA 2.5. EJECUCIÓN DE UNA COLUMNA DE DSM POR EL MÉTODO HÚMEDO. (FUENTE: REF. [26]).	16
FIGURA 2.6. MAQUINARIA TÍPICA UTILIZADA EN EL MÉTODO DSM HÚMEDO. (FUENTE: REF. [26]).	16
FIGURA 2.7. EQUIPAMIENTO PARA MEZCLA HÚMEDA.	17
FIGURA 2.8. PROCESO DE EJECUCIÓN DE UNA COLUMNA POR DSM VÍA SECA. (FUENTE: REF. [26]).	18
FIGURA 2.9. EJE KELLER PARA DRY SOIL MIXING. (FUENTE: REF. [26]).	19
FIGURA 2.10. EQUIPOS MÓVILES PARA EJECUTAR DSM VÍA SECA. (FUENTE: REF. [26]).	19
FIGURA 2.11. EQUIPAMIENTO PARA MEZCLA EN SECO.	20
FIGURA 2.12. CAPACIDAD DE CARGA DE LAS COLUMNAS. (FUENTE: WWW.ICTHECBIKIGY.US).	20
FIGURA 2.13. TIPOS DE FALLA EN COLUMNAS DE SOIL MIXING. (FUENTE: WWW.ICTHECBIKIGY.US)	21
FIGURA 2.14. COLUMNAS DE DSM EXPUESTAS. (FUENTE: REF. [26]).	23
FIGURA 2.15. MEJORAMIENTO TIPO COLUMNAS EN GRUPO. (FUENTE: REF. [1]).	25
FIGURA 2.16. GRUPOS DE COLUMNAS EN CONFIGURACIÓN DE MUROS TANGENTES. (FUENTE: REF. [1]).	26
FIGURA 2.17. GRUPOS DE COLUMNAS EN CONFIGURACIÓN DE BLOQUES TANGENTES. (FUENTE: REF. [1]).	26
FIGURA 2.18. MEJORAMIENTO TIPO MURO. (FUENTE: REF. [1]).	27
FIGURA 2.19. MEJORAMIENTO TIPO GRILLA. (FUENTE: REF. [1]).	28
FIGURA 2.20. MEJORAMIENTO TIPO BLOQUE. (FUENTE: REF. [1]).	28
FIGURA 3.1. FUNCIÓN DE AMPLIFICACIÓN DE UN SUELO UNIFORME SOBRE UNA ROCA RÍGIDA CON COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO NULO.	38
FIGURA 3.2. FUNCIÓN DE AMPLIFICACIÓN DE UN SUELO UNIFORME SOBRE UNA ROCA RÍGIDA CAPAZ DE AMORTIGUAR. .....	39
FIGURA 3.3. ESPECTROS NORMALIZADOS DE RESPUESTA MEDIOS (5% DE AMORTIGUAMIENTO) PARA DIFERENTES CONDICIONES LOCALES.	40
FIGURA 4.1. EFECTOS DE LA LICUEFACCIÓN DE SUELOS, TERREMOTO NIGATA, JAPÓN, 1964. (FUENTE: WIKIPEDIA).	42
FIGURA 5.1. MODELO LINEAL EQUIVALENTE – PROPAGACIÓN UNIDIMENSIONAL DE ONDAS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	47
FIGURA 5.2. PROCESO DE DISCRETIZACIÓN PARA UTILIZACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS. (FUENTE: REF.[27]).	47
FIGURA 5.3. TRASLACIÓN DE LAS CURVAS DE DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ (A) Y DE AMORTIGUAMIENTO (B) DEL SUELO NATURAL, PARA OBTENER LAS DEL SUELO EQUIVALENTE. (FUENTE: REF.[36]).	51
FIGURA 5.4. RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS DE UN TERRENO MEJORADO. (FUENTE: REF.[36]).	51

FIGURA 5.5. CONFIGURACIÓN DE MEJORA TIPO GRILLA UTILIZANDO DEEP SOIL MIXING. (FUENTE: REF. [20])	53
FIGURA 5.6. RAZÓN DE EXCESO DE PRESIÓN DE AGUA DE POROS PARA EL TERRENO NATURAL (CURVA COLOR NEGRO) Y MEJORADO (CURVAS COLOR ROJO Y AZUL). (FUENTE: REF. [20])	54
FIGURA 5.7. ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA EL SUELO NATURAL (CURVA COLOR NEGRO) Y EL TERRENO MEJORADO (CURVAS COLOR ROJO Y AZUL). (FUENTE: REF. [20])	54
FIGURA 6.1. FORMAS DE DEFINIR EL SISTEMA DE ELEMENTOS FINITOS. PLANE STRAIN O AXISYMMETRIC. (FUENTE: REF.[2]).	56
FIGURA 6.2. ELEMENTOS FINITOS EN FORMA TRIANGULAR UTILIZADOS EN PLAXIS 2D. (FUENTE: REF.[2])	56
FIGURA 6.3. SUPERFICIE DE FLUENCIA DEL MODELO HARDENING SOIL – ESPACIO DE ESFUERZOS PRINCIPALES (SUELO SIN COHESIÓN).	58
FIGURA 6.4. RELACIÓN HIPERBÓLICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA ENSAYOS TRIAXIALES. (FUENTE: REF.[4]).	58
FIGURA 6.5. CURVA DE REDUCCIÓN DE LA RIGIDEZ CON RANGOS TÍPICOS DE DEFORMACIÓN POR ESTRUCTURA. (FUENTE: REF.[4]).	60
FIGURA 6.6. PARÁMETROS HS SMALL. (FUENTE: REF.[4])	60
FIGURA 6.7. RELACIÓN ORIGINAL DE ENDURECIMIENTO DEL MODELO UBCSAND. BEATY Y BYRNE (1998). (FUENTE: REF.[28]).	61
FIGURA 6.8. INTERSECCIÓN DE LOS SEIS PLANOS Y SUPERFICIE DE FLUENCIA RESULTANTE EN EL ESPACIO DE FLUENCIA PRINCIPAL EN 3D. DESPUÉS DE TSEGAYE (2010). (FUENTE: REF.[28]).	61
FIGURA 7.1. CURVAS DE REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE CORTE Y AMORTIGUAMIENTO EN FUNCIÓN DEL NIVEL DE DEFORMACIÓN DE CORTE. (FUENTE: SUN ET AL., 1988, RODRÍGUEZ 2005).	66
FIGURA 7.2. TIPOS DE MOVIMIENTOS A APLICAR EN EERA. (FUENTE: REF.[29] )	67
FIGURA 8.1. PLANO GEOLÓGICO DEL SECTOR. (FUENTE: REF.[35]).	71
FIGURA 8.2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO. (FUENTE: REF. [35])	72
FIGURA 8.3. RESULTADOS DEL SPT EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD. (FUENTE: REF. [35]).	74
FIGURA 8.4. GRÁFICO DE DISPERSIÓN ESPECTRAL. (FUENTE: REF.[34]).	75
FIGURA 8.5. GRÁFICO DEL PERFIL DE VELOCIDAD EN LA PROFUNDIDAD. (FUENTE: REF. [34]).	76
FIGURA 8.6. GRÁFICO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DEL TERRENO ( $FS=CRR/CSR$ ). (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).	77
FIGURA 8.7. ACELEROGRAMA SISMO 27 DE FEBRERO DE 2010, ESTACIÓN UTFSM VALPARAÍSO, ORIENTACIÓN TRANSVERSAL.	78
FIGURA 8.8. CURVA DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO PARA ARCILLA... (MODULUS FOR CLAY (SEED AND SUN, 1989) UPPER RANGE AND DAMPING FOR CLAY (IDRISS 1990)). (FUENTE: SOFTWARE EERA).	80
FIGURA 8.9. CURVA DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO PARA ARENA. 'MODULUS FOR SAND (SEED & IDRIS 1970) - UPPER RANGE AND DAMPING FOR SAND (IDRISS 1990) - (ABOUT LRNG FROM SI 1970). (FUENTE: SOFTWARE EERA).	81
FIGURA 8.10. CURVA DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO PARA GRAVA. 'MODULUS FOR GRAVELS (ROLLINS 1998) - UPPER RANGE AND DAMPING FOR GRAVELS (ROLLINS 1998). (FUENTE: REF.[24])	81

FIGURA 8.11. CURVA DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO PARA ROCA. ATTENUATION OF ROCK AVERAGE AND DAMPING IN ROCK. (FUENTE: SOFTWARE EERA).....	82
FIGURA 8.12. RESULTADO OBTENIDO PARA EL ACELEROGRAMA A UNA PROFUNDIDAD DE 30 [M] MEDIANTE EERA, PARA EL SISMO OCURRIDO EL 27 DE FEBRERO DEL 2010, VALPARAÍSO, CHILE. (FUENTE: SOFTWARE EERA). ..	82
FIGURA 8.13. CURVA DE RAZÓN DE CORTE UTILIZADA PARA LA ARCILLA. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). .....	86
FIGURA 8.14. CURVA DE RAZÓN DE CORTE UTILIZADA PARA LA GRAVA. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).....	86
FIGURA 8.15. ESPECTRO DE FOURIER PARA CADA ESTRATO A PARTIR DEL REGISTRO SÍSMICO DE VALPARAÍSO, 2010. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).....	94
FIGURA 8.16. VARIACIÓN DE LOS PARÁMETROS $\alpha R$ Y $\beta R$ CON LA PROFUNDIDAD. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). 95	
FIGURA 8.17. MALLADO DE ELEMENTOS FINITOS PARA EL SUELO NATURAL. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). .....	100
FIGURA 8.18. MALLA DE ELEMENTOS FINITOS PARA UNA CONFIGURACIÓN DE SUELO MEJORADO. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). .....	100
FIGURA 8.19. MODELACIÓN DEL SUELO NATURAL EN PLAXIS 2D. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). .....	102
FIGURA 8.20. MODELACIÓN DE MEJORA A1 CON SOIL MIXING, 2 COLUMNAS. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). ....	102
FIGURA 8.21. MODELACIÓN DE MEJORA A2 CON SOIL MIXING, 2 COLUMNAS. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). ....	103
FIGURA 8.22. MODELACIÓN DE MEJORA A3 CON SOIL MIXING, 2 COLUMNAS. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). ....	103
FIGURA 8.23. MODELACIÓN DE MEJORA A4 CON SOIL MIXING, 2 COLUMNAS. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). ....	103
FIGURA 8.24. MODELACIÓN DE MEJORA B1 CON SOIL MIXING, 4 COLUMNAS. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). ....	104
FIGURA 8.25. MODELACIÓN DE MEJORA B2 CON SOIL MIXING, 4 COLUMNAS. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). ....	104
FIGURA 8.26. MODELACIÓN DE MEJORA B3 CON SOIL MIXING, 4 COLUMNAS. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). ....	104
FIGURA 8.27. MODELACIÓN DE MEJORA B4 CON SOIL MIXING, 4 COLUMNAS. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). ....	105
FIGURA 8.28. MODELACIÓN DE MEJORA 1 CON SOIL MIXING, CONFIGURACIÓN 1 COMPLETA. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). .....	105
FIGURA 8.29. MODELACIÓN DE MEJORA 2 CON SOIL MIXING, CONFIGURACIÓN 2 COMPLETA. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). .....	105
FIGURA 8.30. MODELACIÓN DE MEJORA 3 CON SOIL MIXING, CONFIGURACIÓN 3 COMPLETA. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). .....	106
FIGURA 8.31. MODELACIÓN DE MEJORA 4 CON SOIL MIXING, CONFIGURACIÓN 4 COMPLETA. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D). .....	106
FIGURA 9.1. ACELERACIONES EN LA SUPERFICIE DEL DEPÓSITO Y A 30M DE PROFUNDIDAD PARA EL SUELO NATURAL. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). .....	107
FIGURA 9.2. ACELERACIONES PARA EL SUELO NATURAL Y LA MEJORA 1 ( $as = 50\%$ , $h = 21 m$ ). (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). .....	108
FIGURA 9.3. ACELERACIONES PARA EL SUELO NATURAL Y LA MEJORA 2 ( $as = 50\%$ , $h = 13 m$ ). (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). .....	108
FIGURA 9.4. ACELERACIONES PARA EL SUELO NATURAL Y LA MEJORA 3 ( $as = 33\%$ , $h = 21m$ ). (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). .....	109

FIGURA 9.5. ACELERACIONES PARA EL SUELO NATURAL Y MEJORA 4 ( $a_s = 33\%$ , $h = 13m$ ). (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).....	109
FIGURA 9.6. ESPECTROS DE ACELERACIONES EN LAS SUPERFICIE. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). ....	110
FIGURA 9.7. ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTOS EN LA SUPERFICIE. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).....	111
FIGURA 9.8. ESPECTROS DE ACELERACIONES EN LA SUPERFICIE, TRATAMIENTOS CON 2 COLUMNAS, MEJORAS A1, A2, A3 Y A4. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). ....	112
FIGURA 9.9. ESPECTROS DE ACELERACIONES EN LA SUPERFICIE, TRATAMIENTOS CON 4 COLUMNAS MEJORA B1, B2, B3 Y B4 CON 4 COLUMNAS. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). ....	113
FIGURA 9.10. EXCESO DE PRESIONES DE PORO A LOS 72[s] DE INICIADO EL SISMO. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D).114	
FIGURA 9.11. EXCESO DE PRESIONES DE PORO A LOS 72[s] DE INICIADO EL SISMO PARA LA MEJORA 1. (FUENTE: CAPTURA PLAXIS 2D).....	115
FIGURA 9.12. PRESIONES EFECTIVAS PARA EL SUELO NATURAL Y MEJORADO. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).....	115
FIGURA 9.13. RAZÓN DE PRESIÓN DE POROS EN EXCESO PARA EL SUELO NATURAL Y SUELO MEJORADO. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).....	116
FIGURA 9.14. RAZÓN DE PRESIÓN DE AGUA DE POROS PARA EL SUELO NATURAL Y MEJORADO. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA).....	116
FIGURA 9.15. COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE SITIO Y ESPECTROS DE DISEÑO DE LA NORMA NCh433 OF 1996 MOD 2012. (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA). ....	117

## 1. Capítulo I

### 1.1. Introducción

Dada la importancia que adquieren los suelos singulares en nuestro país y debido al crecimiento acelerado de la población y de las ciudades, que conlleva a una mayor demanda del terreno, es cada vez más necesario implementar nuevas tecnologías que permitan desarrollar el diseño de fundaciones especiales, acorde a la gran diversidad de proyectos y condiciones naturales existentes. En este sentido, es pertinente ofrecer soluciones eficientes, incluso para las condiciones más desfavorables en lo que se refiere al estado natural del suelo, tales como: terrenos blandos con poca capacidad de soporte, depósitos de suelo cuyo comportamiento sísmico tiene como resultado una amplificación de las ondas de corte que viajan desde el fondo hasta la superficie y aquellos terrenos susceptibles de sufrir licuefacción ante eventos sísmicos de gran magnitud.

En Chile, debido a la naturaleza de país sísmico, el análisis de la respuesta dinámica de estos terrenos es de especial importancia, debido a las restricciones de diseño asociadas a estas condiciones. La norma NCh433 of. 1996 mod. 2012 define los parámetros que representan las características del suelo de fundación que influyen en el valor del esfuerzo de corte basal con que se diseñan las estructuras, luego de llevar a cabo exploraciones geotécnicas y determinar la clasificación sísmica del suelo, que depende principalmente de las velocidades de las ondas de corte promedio de los 30 m superiores,  $V_{s30}$ . Cuando el terreno presenta singularidades en su comportamiento mecánico, no pudiendo ser categorizado sísmicamente solo por  $V_{s30}$ , debe someterse a estudios especiales de amplificación y clasifican como suelos Tipo F o Especiales (Ref.: NCh 433).

Actualmente existen diversos métodos de mejora que aplican en terrenos que presentan características geotécnicas desfavorables y esta investigación se centra particularmente en la obtención de la respuesta sísmica de suelos Tipo F en estado natural y luego de aplicar un método de estabilización, mediante la fabricación de columnas de suelo-cemento, también denominado Soil Mixing. Esta técnica ha sido muy poco utilizada en Chile, pero en el extranjero se ha aplicado en una gran variedad de proyectos de ingeniería. Comúnmente ha sido utilizada en obras lineales (carreteras) y terraplenes proyectados sobre suelos blandos, proporcionando principalmente aceleración en la construcción, mejora de estabilidad, aumento de la capacidad portante y reducción de los asentamientos totales y diferenciales. Por otro lado, también ha sido aplicada exitosamente para mitigar los efectos de la licuefacción en terreno blandos.

En términos simples, el método Soil Mixing consiste en la mezcla mecánica de un material cementante con el suelo natural (Ref. [1]). Estos materiales pueden introducirse en el terreno ya sea por el “método húmedo”, donde se utiliza una lechada de material cementante, o por el “método seco” donde el material cementante en polvo reacciona químicamente con el agua intersticial durante el curado. Como material cementantes se utilizan principalmente agentes estabilizadores como cal viva, cal apagada, cemento o una combinación de estos.

La evaluación de la aplicación de la técnica para analizar los efectos en la respuesta sísmica de terrenos blandos, ha sido desarrollada por diversos investigadores extranjeros, ya sea a partir de la utilización de métodos unidimensionales o bidimensionales (Bouckovalas, Papadimitrou, Kondis y Bakas, Ref. [36]), así como también, con la aplicación del Método de Elementos Finitos (FEM), que permiten modelar el problema en 2D y 3D (ref.[20], [37] y [38]). Estos últimos implementados en avanzados softwares, que incluyen, además, modelos constitutivos para simular el comportamiento cinemático y dinámico de medios continuos, definidos en base a relaciones funcionales entre la tensión y deformación de diversos materiales y tipos de suelos (Ref. [4]). Incluso se han desarrollado modelos constitutivos especiales, como el UBC3D (Puebla et al. 1997, Ref.[28]), para analizar y simular el comportamiento del suelo ante fenómenos particulares como la licuefacción.

Namikawa y otros, 2007 (Ref. [37]) mediante la modelación con el método de elementos finitos en 3D, evaluaron la mitigación del fenómeno de licuefacción, luego de la aplicación de la técnica Soil Mixing, utilizando la configuración tipo grilla. Los resultados obtenidos fueron favorables en relación con los excesos de presiones de poro (E.P.P) medidos antes y después de aplicado el tratamiento. En este estudio se utilizaron modelos constitutivos simples, como el Lineal Elástico y Mohr Coulomb, que permitieron ratificar los efectos de mejora del tratamiento aplicado, al someter el terreno a una sollicitación sísmica de alta intensidad.

Por otro lado, algunos autores han analizado la respuesta sísmica de depósitos de suelos licuables mediante análisis sísmicos vía esfuerzos efectivos tridimensionales (Bradley y otros, 2013, Ref.[20]), obteniéndose también resultados favorables en relación a la disminución de los excesos de presiones de agua de poros, además de la disminución de los esfuerzos efectivos, pero, al momento de analizar el fenómeno de amplificación dinámica, los resultados indican que el mejoramiento causa un efecto amplificador de las aceleraciones espectrales, con respecto a las evaluadas en el suelo natural.

Otro estudio con resultados interesantes de mencionar corresponde al realizado por Bouckovalas y otros (Ref.[36]), quienes analizaron la respuesta sísmica de suelos tratados con inclusiones de manera unidimensional, a partir del método lineal equivalente, utilizando un material equivalente con propiedades no lineales, obtenido en función de las características del suelo natural y de las inclusiones rígidas. La respuesta sísmica obtenida para movimientos sísmicos de baja y alta intensidad indicó que el terreno tratado solo presentaba disminución de las aceleraciones espectrales en un rango de periodos acotado, superiores a 0.6 segundos, mientras que para los periodos intermedios (entre 0.25 y 0.5 segundos) se producen importantes amplificaciones.

Si bien el método ha sido aplicado satisfactoriamente para mitigar los efectos de la licuefacción en depósitos de suelos, en este estudio, además de evaluar este fenómeno, se busca analizar la respuesta sísmica de un suelo Tipo F ubicado en la ciudad de Punta Arenas, por medio de un análisis en 2D utilizando el método de los elementos finitos, con el fin de categorizar el terreno tratado en una clasificación más favorable para el diseño de estructuras que se funden sobre éste y además para medir los efectos de amplificación que se producen al rigidizar el suelo luego de la instalación de

columnas de suelo-cemento, identificando los factores que influyen en la respuesta sísmica de estos sistemas geotécnicos.

## **1.2. Objetivos Generales**

El objetivo general de esta memoria es analizar la respuesta sísmica en 2 dimensiones, de un suelo Tipo F según NCh 433 mod. 2012, luego de la aplicación de la técnica Soil Mixing, mediante la utilización del Método de Elementos Finitos.

## **1.3. Objetivos Específicos**

- Estudiar el estado del arte y orígenes de la técnica Soil Mixing, recopilando información técnica del método, variantes, metodología de construcción de las columnas, consideraciones previas al diseño y consideraciones previas a la ejecución.
- Indicar características adquiridas del suelo tratado, patrones de aplicación de la técnica y sus usos.
- Determinar y definir las propiedades geomecánicas de las columnas de suelo cemento, en función del suelo tratado.
- Determinar las ventajas y desventajas de la utilización de la técnica.
- Estudiar los factores relevantes que permiten estudiar la respuesta sísmica del suelo.
- Analizar el fenómeno de licuación asociado a suelos Tipo F.
- Metodologías de modelación suelos y definición de modelos constitutivos.
- Estudio del suelo Tipo F sobre el cual se simulará el mejoramiento, teniendo como antecedentes la información bibliográfica referente a los suelos y geología de la zona, el informe de mecánica de suelos y el informe de reconocimiento geofísico del lugar.
- Evaluar el potencial de licuación del suelo natural utilizando el método tradicional, basado en el procedimiento simplificado propuesto por Seed e Idriss en 1971.
- Simular el comportamiento del suelo natural y mejorado utilizando el software de elementos finitos PLAXIS. Para lo anterior se deben determinar todos los parámetros del suelo y del mejoramiento, en base a correlaciones con el ensayo SPT, experiencia en el extranjero e información bibliográfica, con el fin de que los modelos realizados simulen correctamente el comportamiento del terreno ante sollicitaciones sísmicas y los efectos del fenómeno de licuación.
- De los modelos realizados, obtener la respuesta sísmica del terreno, con el fin de evaluar la efectividad del mejoramiento considerando los fenómenos de amplificación sísmica y licuefacción de suelos.

## **1.4. Alcances del estudio**

El alcance de la investigación es presentar una mirada global de la técnica Soil Mixing y sus variantes, basándose en la experiencia internacional y en los aspectos técnicos más relevantes, para luego evaluar la respuesta sísmica de un

suelo categorizado según la normativa nacional como Tipo F, tanto en estado natural, como después de la aplicación de la técnica, mediante la utilización del método de los elementos finitos, FEM.

### **1.5. Metodología de trabajo**

- Investigación bibliográfica

Se presenta el estado del arte del método, los aspectos generales, los factores que afectan el cambio de las propiedades del suelo mejorado, los equipos y maquinaria utilizada, configuraciones de aplicación de la técnica y recomendaciones de diseño.

- Presentación caso de aplicación

Se dan a conocer los antecedentes del terreno donde se evaluará la aplicación del método Soil Mixing y dado que éste se encuentra ubicado en la ciudad de Punta Arenas, también se realiza una breve investigación para definir en detalle la zona a estudiar.

- Definición de modelos constitutivos y obtención de parámetros

Analizados los antecedentes del terreno natural y definidas las mejoras a aplicar, se seleccionan los modelos constitutivos con los que se modelarán los diferentes materiales, para luego calcular cada uno de los parámetros que definen el modelo.

- Estudio del potencial de licuación del terreno

Dado que los antecedentes indican que el terreno en estudio es susceptible de sufrir licuación, se evalúa este fenómeno mediante la utilización del método tradicional (Seed e Idriss, 1971).

- Modelación del suelo natural y de las diversas configuraciones del mejoramiento a evaluar.

Utilizando el software de elementos finitos PLAXIS 2D se realiza un análisis dinámico que modela el comportamiento del suelo natural y el del suelo mejorado ante eventos sísmico.

- Obtención de la respuesta sísmica y Análisis de Resultados

Luego de la modelación del terreno natural y mejorado, se obtienen los datos de interés, que permiten comparan las respuestas sísmicas y cuantificar el efecto del tratamiento.

- Conclusiones Generales

## 1.6. Estructuración de la Memoria

- Capítulo I : Introducción
- Capítulo II : El método Soil Mixing
- Capítulo III : Respuesta Sísmica de los Suelos
- Capítulo IV : Licuación de Suelos
- Capítulo V : Modelación de Suelos con Mejoramientos
- Capítulo VI : Modelación en Plaxis
- Capítulo VII : Modelación en EERA
- Capítulo VIII : Caso de Aplicación e Implementación del Modelo
- Capítulo IX : Resultados de la Modelación y Análisis de la Respuesta Sísmica
- Capítulo X : Conclusiones

## **2. Capítulo II**

Este capítulo tiene como objetivo general familiarizar al lector con los métodos de mejoramiento de suelos basados en procesos de mezcla disponibles actualmente en el mercado y particularmente, entregar detalles del estado del arte, orígenes, evolución, variantes, consideraciones de diseño y ejecución, propiedades geomecánicas del terreno mejorado y aplicaciones del método Soil Mixing, tomando como referencia la información bibliográfica y experiencia en el extranjero.

### **2.1. Estado del Arte**

El método Soil Mixing es una técnica de mejoramiento de suelos que ha sido utilizada principalmente en la estabilización de suelos blandos (arcillas blandas, limos blandos, terrenos orgánicos, arenas sueltas, etc.), mediante la adición de un material cementante y sin compactación, que se mezcla mecánicamente con el terreno natural, con el fin de mejorar las características geomecánicas del suelo, aumentar la estabilidad, resistencia al corte, capacidad portante, compresibilidad y controlar la permeabilidad, obteniéndose como resultado columnas de material mejorado tipo suelo-cemento.

Debido a que se trata de un método de mezcla mecánica, el material de mejora se introduce en el terreno a bajas presiones, obteniéndose como resultado un menor rechazo y un menor grado de sustitución del suelo original, que el obtenido con otras técnicas, como, por ejemplo, con el Jet Grouting. Lo anterior implica que el campo de aplicación del método se ve limitado, debido a la resistencia del suelo a desestructurarse a través de esta metodología, pero, aun así, ha ganado una buena reputación, debido a que se trata de una técnica limpia, que apenas produce vibraciones y ruido.

Soil Mixing fue desarrollado originalmente en Japón y en los Países Nórdicos en los años sesenta, con la diferencia que en Suecia era común el método en vía seca y en Japón en vía húmeda. En la actualidad ha ganado popularidad en el mercado mundial y durante las últimas 4 décadas, una gran cantidad de variantes del proceso Soil Mixing han sido propuestas como técnicas propias por diversas empresas constructoras y de ingeniería.

En los inicios solo se utilizaba la cal viva como material de aporte para estabilizar las arcillas plásticas y reducir asentamientos en las obras civiles como: carreteras, terraplenes, canales, zanjas, etc. Luego, en los años 80, durante la gran extensión de las carreteras en Suecia, Soil Mixing fue el método más utilizado para la mejora del suelo. Fue entonces cuando comenzó a emplearse el cemento en conjunto con la cal como material cementante en distintas proporciones de mezcla (25-75%, 50-50% y 75-25%). Luego, en los años 90, el material de aporte abarcaba otros materiales como bentonita, yeso, ceniza volante, etc. Por otro lado, también empezaron a utilizarse varios aditivos para mejorar las características del terreno y ampliar la aplicación del método a otros tipos de suelo que, hasta ese entonces, no eran tratables con columnas de cal y/o cemento. Desde ahí en adelante, el método ha sido mejorado a través de nuevas experiencias, desarrollos técnicos y perfeccionamiento de los equipos y maquinaria, permitiendo así

realizar columnas de mayor profundidad, mayor diámetro y de mejor calidad, variando las proporciones de mezcla de acuerdo con los distintos tipos de terreno, objetivos de mejora y requerimientos.

## 2.2. Clasificación y Evolución de los Procesos de Mezcla

Como ya se ha mencionado, el método Soil Mixing se utiliza desde hace ya más de 60 años, por lo cual ha evolucionado y ha dado origen a diferentes técnicas, derivadas a partir de los múltiples requerimientos, además de los avances tecnológicos, los estudios de las propiedades de los materiales y diversas investigaciones en relación al comportamiento de los suelos tratados. Lo anterior ha permitido proponer una clasificación de los procesos de mezcla existentes en la actualidad, donde se destacan diferencias en relación al material de aporte utilizado, las herramientas de mezcla, la ubicación de las paletas y cuchillas mezcladoras, el origen de la técnica y el sistema o método representativo.

Si bien este trabajo pretende concentrarse en la técnica Soil Mixing a partir de la mezcla mecánica del suelo natural y el material de aporte, ya sea por el método húmedo o seco, es relevante hacer mención a los diferentes mecanismos de mezcla existentes en la actualidad, dado que técnicas como el Jet Grouting ya han sido frecuentemente utilizadas en el país.

Tabla 2.1. Clasificación de los Métodos Deep Mixing basada en los procesos de mezcla. (Fuente: Ref.[1]).

Tipo de Ligante	Tipo de eje	Ubicación de la mezcla	Sistema representativo	Origen
Seco	Eje de rotación vertical	Cuchillas en el extremo inferior del	DJM (Japón), Método seco nórdico (Suecia)	Deep Mixing
Húmedo A	Eje de rotación vertical	Cuchillas en el extremo inferior del eje	CDM (Standard, MEGA, Land 4, LODIC, Column21, Memni2/3) (Japón), SCC (Japón), Mezcla Doble (Japón), SSM (USA), Keller (Europa Central), MECTOOL (USA)	Deep Mixing
Húmedo B	Eje de rotación vertical asistido por jet	Cuchillas e inyección de alta presión en la parte inferior del eje	JACSMAN (Japón), SWING (Japón), WHJ (Japón), GeoJet (USA), HidraMetch (USA), TURBOJET (Italy)	Deep Mixing
Húmedo C	Inyección a alta presión en la zona inferior del eje		Jet grouting - fluido único, fluido doble, fluido triple (Japón), X-Jet (Japón)	Deep Mixing
Húmedo D	Eje de rotación vertical	Barrena a lo largo del eje	SMW (Japón), Barrena Triple Bauer (Alemania), COLMIX (Francia), DSM (USA) MULTIMIX (Italia), CSM (Alemania, Francia)	Muro pantalla o Trinchera de corte
	Motosierra con eje de rotación horizontal, Zanjadora	Mezcla vertical por mezcladora vertical de mezcla continua	Mezclador de potencia (Japón, superficial a profundidad media, hasta 10 m), FMI (Alemania, superficial a profundidad media), TRD (Japón, hasta 35 m)	

La Tabla 2.1 presenta una clasificación de estos procesos, que incluye el primer sistema de clasificación adoptado y además incorpora los sistemas adicionales disponibles hasta el año 2010. La primera columna de la tabla desde la izquierda muestra el método de incorporación del material cementante, ya sea por vía húmeda (mezcla de agua con material cementante) o seca. La segunda columna muestra el mecanismo de conducción de la herramienta de mezcla o tipo de eje utilizado y la tercera, el tipo de herramienta de mezcla y su ubicación. Para los métodos con inyección a alta presión, la segunda y tercera columna es combinada. La cuarta columna muestra el nombre de la técnica, seguido por el país o región en el que fue originalmente desarrollado. Finalmente, la última columna muestra el origen de la técnica, ya sea desarrollada a partir del Soil Mixing o modificada a partir de un muro pantalla o un corte de trinchera.

Es importante destacar, que la mezcla profunda del material cementante y el suelo natural se denomina Deep Mixing y corresponde al método más utilizado en la actualidad, dado que permite fabricar columnas que alcanzan los 40m de profundidad.

Las técnicas en las cuales el material cementante es soplado neumáticamente en el suelo son llamados métodos en seco de Deep Mixing. Este método emplea mecanismos de mezcla que consisten en un(os) eje(s) vertical(es) rotatorio(s) con paletas (cuchillas) de mezcla al final de cada eje. En la penetración y/o etapa de retirada el material cementante es inyectado en el suelo mientras las cuchillas de mezcla rotan en el plano horizontal construyendo de esta forma una columna de suelo estabilizado en una operación. Las dos técnicas importantes para el método seco son la japonesa (DJM) y el método seco Nórdico. La máquina estándar DJM tiene un eje doble, en la que ambas velocidades, de penetración/retirada y rotación son bastante más lenta que las del método nórdico que utiliza una máquina de eje único. Si bien el método DJM se usa exclusivamente en Japón, el método Nórdico en seco es utilizado en los países nórdicos y en otras partes del mundo, aunque en menor grado. Según antecedentes bibliográficos, ambos métodos en seco, japonés y Nórdico no han experimentado cambios sustanciales durante las últimas dos décadas.

Por otro lado, las técnicas en las cuales la mezcla de agua-material cementante es bombeada en el suelo son generalmente llamadas métodos húmedos de Deep Mixing. Este método, como se muestra en la Tabla 2.1, tiene una gran cantidad de variantes y nuevas técnicas están apareciendo continuamente en el mercado.

Las técnicas Húmedas A señaladas en la Tabla 2.1 fueron desarrolladas para Deep Mixing y comparten el mismo mecanismo fundamental con el método en seco ya mencionado. El equipamiento tiene de uno a ocho ejes verticales rotatorios, equipados con bordes de corte y cuchillas en la parte inferior de cada eje. Además, importantes modificaciones y mejoras de la técnica básica se han propuesto como objetivo en muchas investigaciones, como, por ejemplo, CDM-LODIC sumó una barrena continua en la parte superior de los ejes para eliminar una cierta porción del terreno blando original, durante las fases de penetración y retirada, con el fin de reducir el desplazamiento de las estructuras existentes en los alrededores del lugar de ejecución de la operación. Por otro lado, el CDM-MEGA, CDM-Land 4 y CDM-Lemni 2/3 se enfocan en mejorar la productividad, ya sea por expansión del diámetro de las cuchillas

de mezcla o por aumento del número de ejes. Finalmente, II CDM-Column 21 y CDM-Double-Mixing emplean herramientas de mezcla sofisticadas para mejorar la uniformidad de la mezcla suelo-material cementante.

Las técnicas Húmedas B en la Tabla 2.1, son híbridas, que surgen a partir de la mezcla mecánica y mezcla inyectada a alta presión. En estas técnicas, una porción central de la columna es producida por el mismo proceso que el indicado en el método Húmedo A y el diámetro total se rige por el tamaño de las paletas que giran horizontalmente. Además de la mezcla mecánica, el equipamiento en este grupo tiene la tobera (boquilla) en el extremo exterior de la(s) cuchilla(s) rotatoria(s), desde la(s) cual(es) se inyecta la lechada a alta presión hacia el exterior, para de esta forma crear un suelo tratado en forma de anillo y con ello ampliar el diámetro de las columnas resultantes. Todos los métodos, excepto JACSMAN, utilizan jets horizontales y, por lo tanto, los diámetros exteriores del suelo con dicha forma dependen de las condiciones del terreno y de la presión aplicada. El JACSMAN utiliza un par de toberas en dos diferentes niveles: una tobera superior inclinada hacia abajo y una superior inclinada hacia arriba, a fin de hacer chocar dos jets a un punto prescrito para mantener el diámetro exterior constante (JACSMAN Association, 2011). El método híbrido es efectivo cuando la superposición de las columnas de suelo es considerable o cuando se requiere el contacto entre las columnas a una estructura existente.



*Figura 2.1. Sistema híbrido mecánico e inyección a alta presión. (Fuente: Ref. [1]).*

Las técnicas agrupadas en los métodos Húmedos C en la Tabla 2.1 son métodos con inyección a alta presión llamados Jet Grouting. La lechada (material cementante) a alta presión, con o sin adición de otros fluidos (también a alta presión), es inyectada en el suelo a altas velocidades desde las toberas localizadas en la parte inferior del eje del taladro (Japan Jet Grouting Association, 2011). Estos rompen la estructura del suelo completamente y reemplazan/mezclan las partículas del suelo in situ para crear una masa homogénea. Cuando los fluidos son inyectados horizontalmente, el diámetro de la columna de suelo estabilizado es difícil de controlar completamente y depende de la energía de inyección y de las condiciones del suelo original. La técnica X-jet inyecta el material cementante desde 2 toberas a diferentes niveles y 2 jets son diseñados para chocar entre sí en un radio determinado a fin de crear una columna estabilizada con diámetro uniforme. Como el tamaño del equipamiento es mucho más pequeño que el equipamiento mecánico de Deep Mixing, la técnica es bastante útil en situaciones con restricciones de espacio.



*Figura 2.2. Inyección a alta presión. (Fuente: Ref. [1]).*

Por último, las técnicas agrupadas en Húmedas D en la Tabla 2.1, parecen derivar de las técnicas para la construcción de muros pantalla o trincheras de corte y han sido recientemente modificados para satisfacer los requisitos de Deep Mixing. La mezcla se realiza por varios procesos, tales como barrenas continuas o discontinuas a lo largo del eje, cuchillas de corte rotatorias alrededor del eje horizontal, o transporte continuo y mezcla de suelo-material cementante mezclada por herramientas de mezcla tipo motosierra.

### **2.3. Método Deep Soil Mixing (DSM)**

Como ya se ha mencionado, el método Soil Mixing y su variante Deep Soil Mixing (DSM), que se enfoca en el tratamiento de depósitos de suelos blandos cuya profundidad a tratar puede llegar a los 40 metros, consiste en una técnica de mezcla mecánica entre el material inyectado y el terreno natural, a bajas presiones, para formar columnas de suelo-material cementante. Estas columnas se pueden disponer de forma aisladas o en configuraciones que implican la superposición de elementos.

Actualmente el Deep Soil Mixing corresponde a la variante más utilizada para el tratamiento de suelos en zonas con depósitos profundos blandos de arcillas compresibles o arenas sueltas con baja resistencia, sin embargo, la técnica puede ser aplicada en una variedad de condiciones de suelo y ha ganado creciente uso en países de Europa Central, debido a que tiene una importante ventaja, asociada a la adaptabilidad del método a requerimientos específicos del proyecto y a condiciones de sitio.

La técnica DSM ha sido aplicada exitosamente para dar solución a múltiples problemas, destacando principalmente los siguiente:

- Reducción de asentamientos
- Mitigación de los efectos de la licuefacción del suelo durante eventos sísmicos importantes.

- Aumento de la resistencia al corte al mejorar la estabilidad de taludes
- Reducción del tiempo de consolidación
- Tratamiento de terrenos contaminados
- Reducción de la carga activa de los muros de contención
- Aumentar la estabilidad de taludes
- Aumentar la carga pasiva para los muros de pilotes
- En general, para permitir la cimentación de todo tipo de estructuras: edificaciones, estanques, terraplenes, obras portuarias y marítimas, etc.

## **2.4. Material de Aporte**

El método Soil Mixing considera la mezcla del terreno natural con un material cementante, cuya cantidad, tipo y composición depende de múltiples factores y requerimientos propios del proyecto.

Tanto el nivel de mejora del suelo, como el coste total, están directamente afectados por el tipo y la cantidad del material de aportación utilizado.

Entre las características del suelo natural, la rigidez, la compacidad y el contenido de agua, son habitualmente las más importantes en la determinación de la cantidad de material cementante utilizado. Hoy en día existe una infinidad de tipos de materiales cementantes utilizables, pero los que predominan y los más utilizados son la cal y el cemento. Otros materiales que han sido empleados son: cenizas volantes, bentonita, yeso, etc.

### **2.4.1. Cal**

La cal más utilizada como material de aporte es el óxido de calcio,  $CaO$ , conocida como cal viva. El uso de cal se basa en la reacción entre ésta, el agua y minerales del terreno (minerales de arcillas). La reacción se caracteriza por alta disipación de calor (se han registrado temperaturas de hasta  $70^{\circ}C$ ), que adicionalmente permite que ésta reacción se acelere y contribuya a la reducción del contenido de agua en el terreno natural (aumenta el límite plástico y disminuye el índice de plasticidad).

La cal como material de aportación es adecuada para arcillas con contenido de humedad ( $\omega$ ) inferior al 100% y contenido de materia orgánica muy bajo. La cantidad necesaria para estabilizar el suelo blando inorgánico puede variar entre 70 y 90  $kg/m^3$  "o" 6 a 8% respecto al peso seco del suelo natural. La resistencia al corte aumenta significativamente con el incremento de la cantidad de cal hasta 10-12% respecto del peso seco del suelo, mientras que 15% se considera como el límite máximo, dado que sobre este porcentaje no se ha registrado el incremento de las características del suelo mejorado; solo aumenta la temperatura y el riesgo de ocurrencia de una reacción explosiva en el terreno.

### **2.4.2. Cemento**

Dado que no depende de la reacción con los minerales del terreno natural, el cemento puede utilizarse para casi todos los tipos de suelo, ya que, con aditivos es posible aplicarlo para la mejora de suelos con elevado contenido de materia orgánica y alto contenido de agua.

Generalmente para tratamientos con Soil Mixing se ha utilizado el cemento tipo Portland, pero otros tipos también son aplicables, teniendo en cuenta que el cemento con partículas más finas reacciona mejor con el terreno natural. Además, la resistencia al corte del suelo mejorado puede variar en función del tipo de cemento (Bergado et al., 1996 y Ahnberg et al., 1995). Por eso se recomienda utilizar siempre sólo un tipo de cemento para un mismo proyecto.

La resistencia al corte aumenta con la disminución del límite líquido y está limitada con el contenido de agua del suelo natural (max. 100%). También el nivel de pH condiciona el incremento de la resistencia al corte, ya que por debajo de un pH con valor 5 el incremento es muy reducido.

Un contenido de cemento de aproximadamente 4-13% respecto al peso del suelo seco es necesario para estabilizar los suelos arcillo-limosos, 6-16% para las arcillas y 16-40% para las arcillas orgánicas (Ahnberg et al., 1994).

### **2.4.3. Mezcla de Cal-Cemento**

Es el material-mezcla cementante que más se utiliza actualmente. Las proporciones habituales de cal-cemento son 50/50%, 25/75% y 75/25%, dependiendo de las condiciones del suelo natural y los objetivos de la mejora. La gran ventaja de esta mezcla es la reacción inicial de cal con agua que genera la disipación de temperatura, muy positiva para la reacción inicial de cemento-agua. Además, la lenta reacción entre la cal y minerales del terreno natural representa una ventaja para los efectos de estabilización a largo plazo. Generalmente la mezcla que más se utiliza es 50-50% (80% del mercado europeo). Por otro lado, en caso de requerir de una estabilización a largo plazo se recomienda usar una mezcla con 75% de cal y 25% de cemento.

## **2.5. Factores que Afectan el Aumento de la Resistencia del Suelo Estabilizado**

La base del diseño de las columnas de suelo mejorado es la resistencia al corte no drenado y la resistencia a la compresión simple después de los 28 días de curado para los terrenos tratados con cemento y en el caso de las columnas mejoradas con cal, después de los 90 días. Dicho esto, es pertinente detallar la influencia de los principales factores asociados al aumento de la resistencia, particularmente para los materiales cementantes ya descritos: la cal y el cemento.

La evaluación del suelo estabilizado es muy importante principalmente debido a que el mecanismo de aumento de la resistencia básica está estrechamente relacionado con las reacciones químicas entre el terreno natural y los materiales cementantes. Los factores que afectan la resistencia pueden ser divididos en 4 categorías principales: I. Características

del Material Cementante, II. Características y condiciones del suelo, III. Condiciones de Mezcla y IV. Condiciones de Curado.

En la siguiente Tabla pueden revisarse los factores más significativos en la evaluación de la resistencia, asociados a cada categoría principal:

*Tabla 2.2. Factores que afectan el aumento de la resistencia del suelo estabilizado. (Fuente: Ref. [1]).*

I. Características del ligante	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Tipo de Ligante</li> <li>2. Calidad</li> <li>3. Aditivos y agua de mezcla</li> </ol>
II. Características y condiciones del suelo (Especialmente importante para arcillas)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Propiedades físicas, químicas y mineralógicas</li> <li>2. Contenido orgánico</li> <li>3. Potencial de hidrógeno (pH) del agua intersticial</li> <li>4. Contenido de agua</li> </ol>
III. Condiciones de mezcla	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Grado de mezcla</li> <li>2. Tiempo de mezcla/re-mezcla</li> <li>3. Cantidad de ligante</li> </ol>
IV. Condiciones de curado	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Temperatura</li> <li>2. Periodo de curado</li> <li>3. Humedad</li> <li>4. Humectación y secado/ congelación y</li> <li>5. Presión de sobrecarga</li> </ol>

Las características del material cementante en la Categoría I afectan fuertemente la resistencia del suelo estabilizado, por lo tanto, la selección de un material apropiado es un problema importante, teniendo en cuenta además que en el mercado existe una gran cantidad de productos. El mecanismo básico de la mezcla estabilizadora ha sido extensamente estudiado desde ya hace muchos años atrás, identificándose en esta categoría factores relevantes como el tipo de material utilizado y su composición, la calidad de éste, los aditivos incorporados en la mezcla y el agua utilizada.

Los factores de la Categoría II (Características y condiciones del suelo) que corresponden a características inherentes a cada tipo de suelo y la forma en que ha sido depositado, donde resultan muy relevantes el pH y el contenido de carbono orgánico presente en el terreno natural. Es importante dejar en claro que, por lo general, es muy difícil cambiar estas condiciones en el sitio para llevar a cabo la mejora profunda.

En la Categoría III (Condición de Mezcla) los factores pueden ser fácilmente alterados y controlados en el lugar de ejecución, basándose principalmente en el juicio de los profesionales responsables del proyecto. Esta categoría involucra factores como el grado de mezcla, tiempo y cantidad de material cementante.

Finalmente, en la Categoría IV (Condiciones de Curado) en la mayoría de los casos los factores son fácilmente controlados en laboratorio, pero no en sitio. Algunos de los factores que se deben controlar son la temperatura, el periodo de curado, la humedad, humectación y secado y la presión de sobrecarga.

## **2.6. Elección del Material Cementante**

La elección del material a usar en terreno, como ya se ha señalado, depende de los requerimientos del proyecto. Por ejemplo, si la resistencia del suelo es la consideración más relevante, como es el caso de estructuras construidas en suelo arenosos sueltos, rellenos de suelos (reclaimed soils), turbas (peats) y arcillas blandas, el uso de mezcla profunda con cemento es normalmente preferido. La estabilización con cemento provee un aumento sustancial de la resistencia en el corto plazo, debido a la hidratación del cemento y a las reacciones puzolánicas, de cementación y aglomeración, así como también a los mecanismos de intercambio iónico y floculación (Sherwood 1995; Hosoya et al, 1996).

Por otro lado, en proyectos donde las propiedades de compresibilidad del suelo necesitan ser mejoradas para reducir asentamientos no deseados, cal y otras combinaciones de cal con cemento otros aditivos son típicamente utilizados en los tratamientos de DSM (Puppala, 2003). Estabilizadores producidos a partir de residuos industriales, incluyendo escorias y cenizas pueden ser utilizadas como co-aditivos para mejoras de ciertas propiedades. Usualmente, la dosificación química de estabilizadores usados en proyectos de DSM son reportados en rangos de 150 a 200 kg/m<sup>3</sup>, los que representan comúnmente el 8 a 12% del peso seco del suelo.

## **2.7. Incorporación del Material Cementante Vía Seca o Húmeda**

Según se ha mencionado, la incorporación del material cementante al terreno natural puede efectuarse en forma de lechada (método húmedo) o mediante aire comprimido (método seco). Para cada caso es necesaria la utilización de una herramienta especial que permite la ejecución de la mezcla a la profundidad necesaria. El diámetro de la columna resultante es aproximadamente constante en toda la profundidad del tratamiento y depende de la capacidad de la herramienta y de la metodología, ya sea vía húmeda o seca.

La ejecución se realiza mediante una mezcladora giratoria que perfora el terreno hasta alcanzar la profundidad de diseño, a partir de la cual empieza el proceso de inyección del aglomerante a través de la propia perforadora, mientras simultáneamente se extrae el varillaje a velocidad controlada.

La capacidad de los suelos para ser mezclados con el material cementante inyectado varía ampliamente dependiendo de su granulometría, resistencia, contenido de agua, plasticidad, estratigrafía, textura, etc.

### 2.7.1. Método Húmedo

El método Soil Mixing en vía Húmeda puede emplearse en todo tipo de suelos granulares blandos y/o arcillosos blandos, gracias al uso de herramientas y equipos de gran potencia para realizar los procesos de perforación y mezclado, y al uso de lechada de cementos u otro material cementante.

Si bien existen múltiples variantes para la ejecución del método húmedo, para efectos descriptivos se detallará la ejecución de la técnica profunda o Deep Soil Mixing desarrollada por Keller. En éste método, una herramienta especial de mezcla es introducida en el suelo, la cual cuenta con una varilla de perforación, paletas transversales y un extremo de perforación con cabezal, Figura 2.3. Es importante destacar que la perforación no causa vibraciones y se realiza mientras simultáneamente sale lechada de cemento desde las boquillas localizadas estratégicamente en el extremo de la barrena, Figura 2.4 y Figura 2.5 .

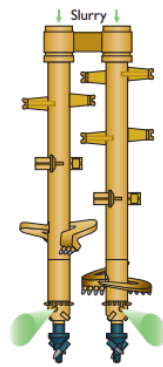


Figura 2.3. Las boquillas pueden localizarse en la varilla principal o en las cuchillas de mezcla. (Fuente: Ref. [26]).

La herramienta de mezcla también puede moverse desde arriba hacia abajo a lo largo del eje de la columna para homogeneizar la mezcla de suelo, asegurando la mezcla de lechada con el suelo en toda la profundidad.

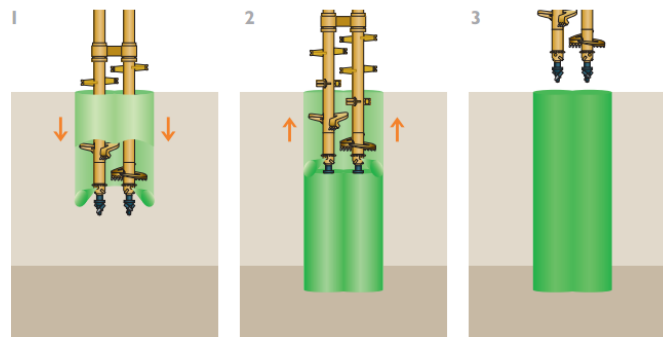


Figura 2.4. La lechada puede ser inyectada durante la fase de penetración y de retirada, con una intensidad que depende de las condiciones del suelo. (Fuente: Ref. [26]).



*Figura 2.5. Ejecución de una columna de DSM por el método húmedo. (Fuente: Ref. [26]).*

La composición y el volumen de la lechada inyectada se modifica según las propiedades requeridas del suelo estabilizado, siempre teniendo en cuenta la resistencia de diseño. La fluidez puede ser mejorada por adición de varios componentes en la lechada, como, por ejemplo, la bentonita.



*Figura 2.6. Maquinaria Típica utilizada en el método DSM húmedo. (Fuente: Ref. [26]).*

El tratamiento mediante el método húmedo puede alcanzar profundidades de hasta 40 m, formando columnas cuyos diámetros varían entre los 40 a 240 cm, dependiendo de la aplicación.

En la Figura 2.6 y Figura 2.7 se muestra el equipamiento comúnmente utilizado para la aplicación del método húmedo y como puede observarse, corresponden a equipo de gran potencia y tamaño.

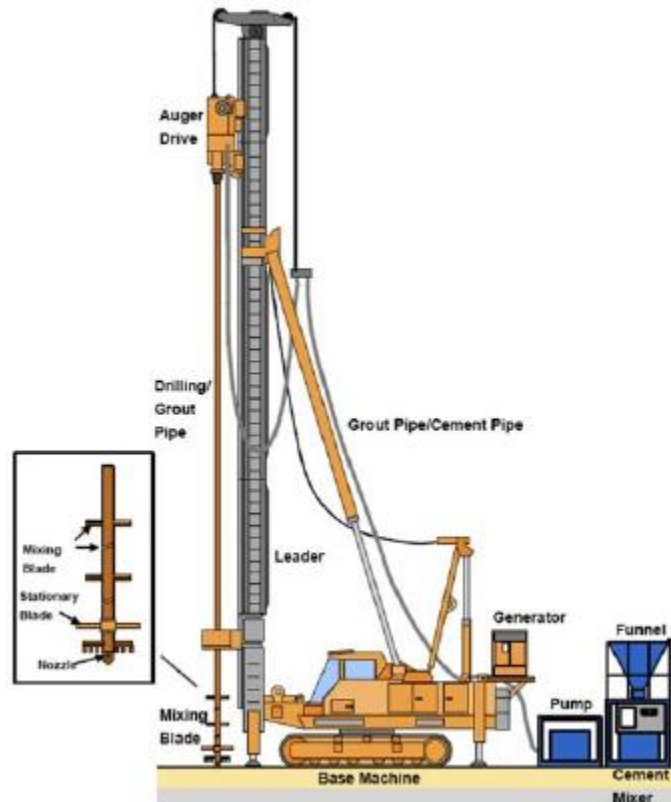


Figura 2.7. Equipamiento para Mezcla Húmeda

### 2.7.2. Método Seco

El método Soil Mixing en vía seca (o Método Seco) es utilizado para el tratamiento de suelos arcillosos blandos a extremadamente blandos, y con un elevado contenido de humedad, como son las turbas, marismas, humedales, fangos y otros suelos blandos. Además, los efectos estabilizadores pueden ser obtenidos en depósitos profundos de elevada humedad, incluyendo a suelos orgánicos, obteniendo resultados con una gran productividad, casi sin rechazo y a un costo efectivo. Lo anterior se debe a que, al contrario del método húmedo, la mezcla de suelo en seco es posible solo si el terreno tiene un contenido de humedad suficiente para la ocurrencia de la reacción química de estabilización entre el material cementante inyectado, el suelo natural y el agua intersticial.

En los suelos con contenido de humedad superiores al 35%, próximo al límite líquido, es donde se obtienen los mejores resultados en cuanto a soluciones técnico-económicas mediante este método.

En la ejecución de las columnas de suelo estabilizado en vía seca, la máquina base introduce en el terreno el varillaje y éste avanza a gran velocidad ayudado por una herramienta que cuenta con paletas de mezclado radial, situadas en la parte inferior de la barrena de perforación.

Durante la fase de perforación se corta el terreno preparándolo para su mezclado. Luego de alcanzar la profundidad de diseño, el material cementante es bombeado con aire comprimido desde los tanques de almacenamiento hasta el eje, donde se mezcla con el terreno, mientras la herramienta de corte y mezclado, que gira en sentido contrario a la fase de perforación, es retirada simultáneamente, obteniéndose un material estabilizado y homogéneo, Figura 2.8.

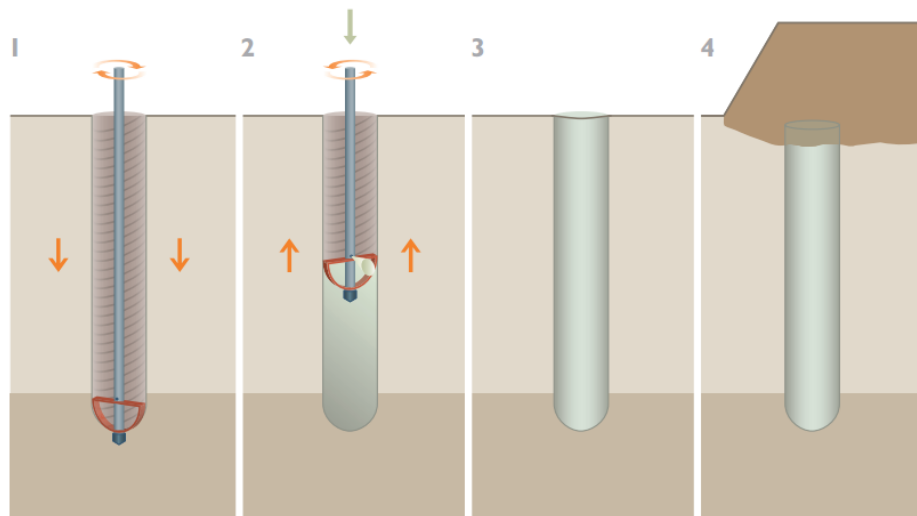


Figura 2.8. Proceso de ejecución de una Columna por DSM vía seca. (Fuente: Ref. [26]).

Mediante el método en vía seca pueden realizarse tratamientos de mejora hasta una profundidad de 25 a 30 m, con columnas cuyo diámetro máximo varían entre los 60 y 120 cm.

Comúnmente, la cantidad de aglomerante se ajusta variando la velocidad de rotación de la rueda de alimentación. La presión de aire y la cantidad de material cementante son automáticamente controladas para proveer la dosificación adecuada. Como regla general, ciertas empresas proponen utilizar cal, cemento o la mezcla de ambos para el tratamiento de arcillas plásticas y limos, mientras que para los suelos con alto contenido orgánico se utilizan escorias de alto horno (Keller).

En la Figura 2.9, Figura 2.10, Figura 2.11 se muestra el equipamiento utilizado comúnmente para la aplicación del método Deep Soil Mixing vía Seca, donde destacan los sistemas de almacenamiento o reserva del material cementante en polvo.



Figura 2.9. Eje Keller para Dry Soil Mixing. (Fuente: Ref. [26]).



Keller-Shuttle type 1010  
for Dry Soil Mixing

Rigs and shuttles  
in operation

Figura 2.10. Equipos móviles para ejecutar DSM vía seca. (Fuente: Ref. [26]).

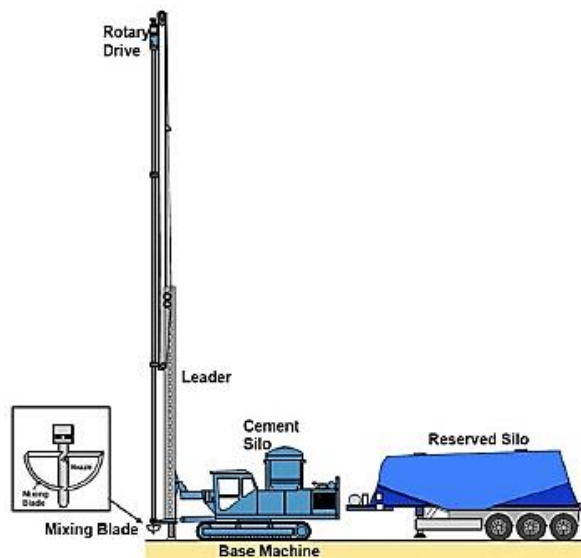


Figura 2.11. Equipamiento para Mezcla en Seco

## 2.8. Capacidad de Soporte como Función del Método de Instalación

La capacidad de carga de las columnas de suelo cemento formadas a partir del método Soil Mixing varían en función de las características del suelo y del método de instalación utilizado, ya sean formadas a partir de la técnica en húmedo o en seco.

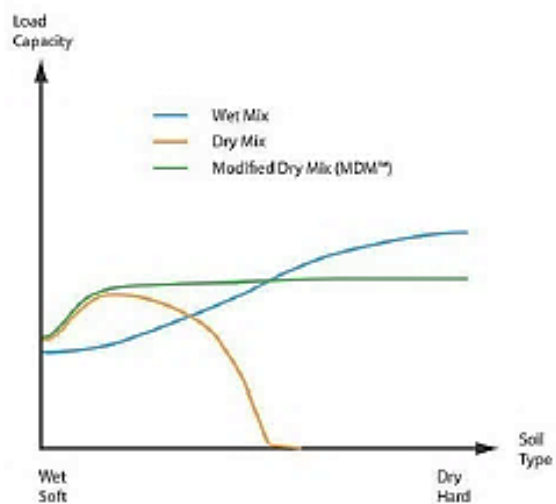


Figura 2.12. Capacidad de Carga de las columnas. (Fuente: [www.Icthecbikigy.us](http://www.Icthecbikigy.us)).

Para el método en seco, Figura 2.12 (Curva Naranja) existe un óptimo contenido de agua en el suelo, en el que se obtiene la más alta capacidad de carga interna en las columnas. Para suelos que son más húmedos que este óptimo, la resistencia obtenida será significativamente inferior. Por otro lado, para suelos que son más secos, existe en algún

punto una sequedad alcanzada en la que no hay suficiente agua presente para una reacción completa del material cementante con el suelo. Como una consecuencia de esto, la resistencia de la columna con mezcla en seco disminuye drásticamente, hasta que se alcanzan rápidamente niveles que son mucho más bajos.

El método con mezcla húmeda, Figura 2.12 (Curva azul), como ya se ha mencionado, utiliza una lechada, lo que en suelos muy húmedos (blandos) puede resultar en columnas con resistencias significativamente mejor que las obtenidas con el método seco, mientras que, en terreno más secos, es sabido que el método húmedo otorga una mayor resistencia a las columnas.

También existe un método de Mezcla en Seco Modificado (Modified Dry Mixing Method, MDM), Figura 2.12 (Curva Verde), que es idéntico al método de mezcla en seco para altos contenidos de humedad, ya que para estos no se incluye agua en la herramienta de mezcla, pero, en capas de suelo más secas, el proceso MDM, agrega automáticamente el agua requerida. Esto permite extender la aplicación del método seco, que es menos costoso, al rango de suelos que ha sido previamente reservado solo para el método de mezcla húmeda.

Finalmente, la mezcla en seco es usualmente preferida en proyectos situados donde los niveles de agua son altos y cerca de la superficie del suelo, siendo recomendada para los lugares áridos y secos, con niveles freáticos profundos.

## 2.9. Carga Máxima de Diseño en Columnas

Existen dos modos de falla asociados a la aplicación del tratamiento con DSM: (a) en las columnas y (b) en el suelo, Figura 2.13. En suelos blandos la falla tipo (b) es mucho más común que la falla tipo (a). En la mayoría de los suelos blandos, aplicar un tratamiento con alto contenido de material cementante es, por lo tanto, un desperdicio de recursos, ya que en el momento de la falla las columnas atraviesan (perforan) la capa de blanda de suelo antes de fallar las propias columnas. Cuando ocurre lo anterior, es recomendable la utilización de un gran número de columnas más pequeñas e individualmente más débiles, debido a que resulta más eficiente económicamente.

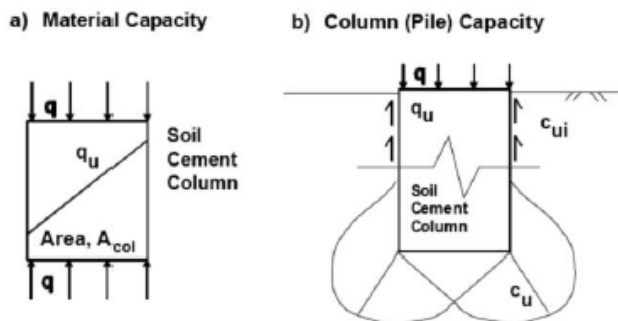


Figura 2.13. Tipos de Falla en Columnas de Soil Mixing. (Fuente: [www.Icthecbikigy.us](http://www.Icthecbikigy.us))

## **2.10. Consideraciones en Terreno y Laboratorio Previas al Diseño y Ejecución**

### **2.10.1. Consideraciones Previas al Diseño**

El Soil Mixing es un método de mejoramiento que necesita una amplia información del terreno natural donde será aplicado. Además, también son necesarios la ejecución previa de múltiples ensayos de laboratorio, con el fin de determinar la cantidad y proporción de la mezcla a utilizar, para posteriormente comprobarla con las pruebas de columnas a escala natural in situ.

Es importante señalar que el tipo de material de aportación y las características del suelo mejorado dependen directamente de las siguientes propiedades y parámetros del terreno natural:

- Estratigrafía del terreno y condiciones del nivel freático
- Peso específico
- Rigidez y compacidad
- Parámetros de resistencia al corte
- Capacidad portante
- Humedad
- Índice de plasticidad
- Límite líquido
- Contenido de los minerales del suelo
- Contenido de materia orgánica, pH, contenido de sal y sulfatos
- Características de consolidación de cada capa
- Presencia de obstáculos en el lugar de ejecución

Para un diseño previo o una estimación rápida, se requieren como mínimo los datos de estratigrafía del terreno y condiciones del nivel freático, peso específico, humedad y resistencia al corte drenado y/o no drenado. De forma adicional, es muy importante conocer aproximadamente las características requeridas del terreno mejorado (resistencia al corte, capacidad portante, compresibilidad, permeabilidad, etc.) o el fin de la mejora de suelo.

Siendo consecuente, también toma relevancia realizar ensayos de laboratorio, analizando las características y el comportamiento de las muestras, aplicando la combinación de las distintas mezclas de material cementante y terreno natural, para determinar de esta forma, tanto la cantidad en  $\text{kg/m}^3$  y la proporción, así como también sus propiedades geomecánicas. Estos ensayos deben ser realizados para los distintos estratos del terreno, para de esta forma estimar las características del terreno mejorado, especialmente en el caso de suelos heterogéneos.

En cualquier caso, del interior de las columnas de prueba es posible extraer muestras en fresco y/o después del curado, para la verificación de los parámetros de resistencia y deformación. Además, pueden excavar las columnas de

muestra para una inspección visual del material suelo-material cementante estabilizado como muestras alteradas, Figura 2.14, pero las pruebas de laboratorio deben ser contrastadas con pruebas del campo que permiten definitivamente identificar y adoptar la solución adecuada.



Figura 2.14. Columnas de DSM expuestas. (Fuente: Ref. [26]).

El diseño de mejora de suelo con columnas suelo-cemento normalmente se basa en los resultados de la resistencia al corte no drenado  $c_u$  y la resistencia a la compresión simple  $q_u$  de las muestras, determinada después de los 28 días de instalación de la columna de prueba. Para las columnas de cal, dado el hecho que gran parte del incremento de la resistencia ocurre después de los 28 días, los resultados más reales son los medidos a partir de los 90 días.

Es pertinente indicar que los resultados de la resistencia al corte obtenidos en laboratorio son generalmente más altos que los resultados obtenidos en terreno, debido a las mejores condiciones de mezcla obtenidas en laboratorio. En algunos casos específicos, los resultados de campo pueden ser más altos, debido a la presión de confinamiento in-situ y a la elevada temperatura que es posible desarrollar en terreno. En particular, para la estimación del módulo de deformación se recomienda solo la utilización de los resultados obtenidos en terreno (Ekström, 1994)

### 2.10.2. Consideraciones Previas a la Ejecución

Previo a la ejecución de las obras, ya sea por el método en vía seca o húmeda, es necesario realizar algunos ensayos “in situ” y de laboratorio sobre algunas columnas de prueba, con el objetivo de definir el conjunto de parámetros y procedimientos a realizar, como, por ejemplo: la metodología de mezclado, la energía necesaria para la mezcla óptima, la velocidad de rotación y de extracción del varillaje, las operaciones de bombeo, etc. De esta manera, es posible alcanzar la optimización técnico-económica del diseño.

### 2.11. Control y Aseguramiento de la Calidad

Como en todo proyecto de construcción, el aseguramiento y el control de la calidad (QA y QC) en la ejecución y desarrollo de las obras es primordial, para la verificación y cumplimiento de lo estipulado en las etapas de diseño.

En las grandes empresas que desarrollan proyecto de Soil Mixing y sus variantes, QA y QC son obtenidas a partir de los registros de la ejecución de las columnas, que además se complementan con los resultados de los ensayos apropiados de terreno y laboratorio. Cada columna es ejecutada con una nota de registro que, a modo de ejemplo, comprende lo siguiente:

- Fecha y tiempo de ejecución
- Largo de la columna
- Tasa de penetración y retirada de la herramienta de mezcla
- Velocidad de Mezcla
- Presión y tasa de flujo de la lechada bombeada o flujo del polvo impulsado neumáticamente
- Consumo total de material cementante, ya sea por método húmedo o seco

Luego de ejecutadas las obras, se llevan a cabo ensayos de control, para la conformidad de los supuestos realizados en el diseño. Modernas perforaciones de núcleo y otros ensayos de prueba pueden ser usados para obtener muestras y para inspeccionar de forma continua la uniformidad, rigidez y estado de las columnas. La selección de los métodos adecuados de verificación depende de la relevancia, exactitud y aplicabilidad en relación a los propósitos, patrones de tratamiento y resistencia del suelo estabilizado.

## 2.12. Suelo Tratado

La mezcla de suelo puede realizarse hasta una relación de un 100% entre el suelo tratado y sin tratar, como es el caso de los tratamientos superficiales, pero en el caso de la mezcla profunda, esta relación es inferior. De este porcentaje de suelo tratado dependerán las capacidades mecánicas del método seleccionado. La disposición de las columnas se diseña dependiendo de los objetivos del proyecto, las características del terreno natural, las condiciones del emplazamiento de la obra y el coste del tratamiento.

Para comparar varios patrones de instalación y evaluar las características conjuntas del suelo mejorado y no mejorado que lo rodea, se ha definido la relación de área mejorada,  $a_s$ :

$$a_s = \frac{A_{col}}{A'}$$

Donde,

$A_{col}$  : Área del suelo tratado con columnas de suelo – material cementante

$A'$  : Área total correspondiente

El método de estabilización profunda se puede ejecutar hasta 100% de la relación de área mejorada, en el caso de tratar el bloque de terreno completo. En las obras lineales de los países escandinavos, el rango de valores de  $a_s$  está entre el 20 y 30%, mientras que en Japón se varía entre el 30 y 50%, debido a su aplicación en la zona sísmica de alto riesgo.

### 2.13. Patrones de aplicación de columnas por el método mecánico Deep Soil Mixing

Una masa de suelo estabilizado puede estar formada por diversas configuraciones de elementos tipo columna. Para mejorar un terreno de fundación en estructuras permanentes y/o importantes se han utilizado frecuentemente en Japón los patrones de instalación tipo bloque, muro o grilla y patrones de instalación tipo grupos de columnas, han sido usualmente aplicados para la fundación de estructuras livianas o temporales, o en terraplenes, con el objeto de mejorar la estabilidad y reducir desplazamientos verticales y horizontales.

Una instalación adecuada de patrones de columnas puede ser seleccionada considerando el tipo, tamaño e importancia de la superestructura, el propósito y función del mejoramiento, los costos de construcción y las condiciones de sitio. La ejecución de la superposición requiere una máquina de Soil Mixing con suficiente potencia y estabilidad, alto control de calidad resguardando la posición y verticalidad de la máquina y trazando los ejes de mezcla y la ubicación de las cuchillas durante la producción.

A continuación, se detallarán las configuraciones más utilizadas para la aplicación del método Soil Mixing.

#### 2.13.1. Mejoramiento tipo columnas en grupo

En el mejoramiento tipo columnas en grupo, columnas o elementos aislados de suelo estabilizado son instalados en filas, con configuraciones rectangulares o triangulares. La ejecución requiere un periodo de tiempo relativamente corto y el volumen de mejoramiento es pequeño. Como la resistencia horizontal de una columna aislada no es alta, el grupo de columnas ha sido ampliamente aplicado para fundaciones de terraplenes relativamente bajos y estructuras livianas, para reducir asentamientos y/o mejorar la estabilidad, Figura 2.15.

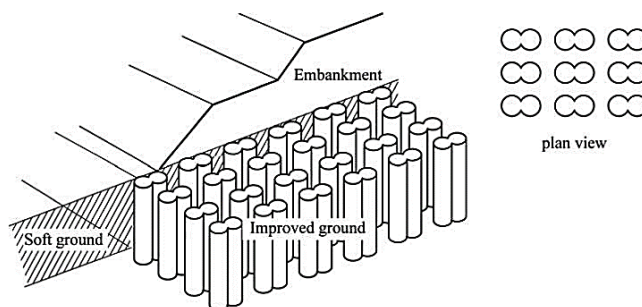


Figura 2.15. Mejoramiento tipo columnas en grupo. (Fuente: Ref. [1]).

De acuerdo con casos históricos del método seco japonés, el área de mejoramiento  $a_s$ , es típicamente 0.3 a 0.5 cuando la reducción de asentamientos de un terraplén es el propósito principal. Cuando la estabilidad de la pendiente lateral de un terraplén es el propósito de mejora, se utiliza un  $a_s$  de 0.5 a 0.8.

Con el aumento de la razón de áreas, el espaciamiento entre columnas adyacentes comienza a disminuir. En el extremo de las columnas estas se tocan entre sí en la periferia, lo que se denomina columnas tangentes. Cuando las columnas tangentes son instaladas para formar muros que se orientan perpendiculares a la línea central del terraplén, el patrón de instalación es llamado “Muro tangente” como se muestra en la Figura 2.16. Incluso con la misma razón de áreas de mejoramiento, se espera que los muros tangentes funcionen mejor que las columnas individuales cuando la estabilidad del terraplén en pendiente es conocida.

Cuando las columnas están en contacto con columnas adyacentes en ambas direcciones sin superposición, el patrón de instalación es llamado “Bloque tangente” como se muestra en la Figura 2.17. Como la razón de área de mejoramiento excede 0.75, un bloque tangente se espera que muestre el mejor funcionamiento en el mejoramiento tipo columnas en grupo y frecuentemente es aplicado para mejorar fundaciones de taludes de terraplenes y pequeñas construcciones.

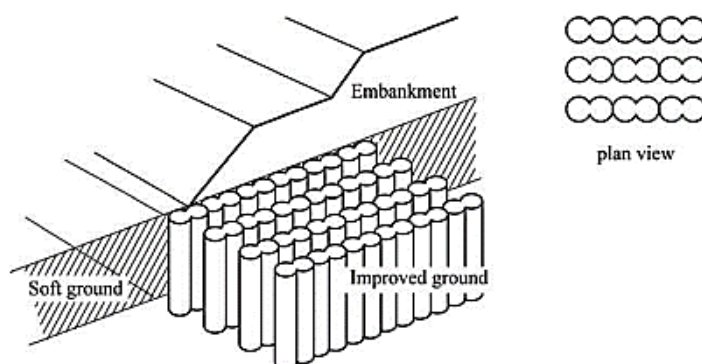


Figura 2.16. Grupos de columnas en configuración de muros tangentes. (Fuente: Ref. [1]).

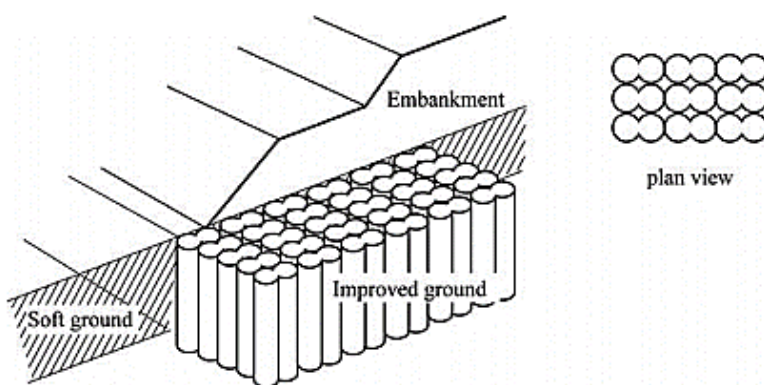


Figura 2.17. Grupos de columnas en configuración de bloques tangentes. (Fuente: Ref. [1]).

### 2.13.2. Mejoramiento tipo muro

En el mejoramiento tipo muro, largos muros de suelo estabilizado con o sin muros cortos, orientados perpendicularmente a la línea central de la superestructura son producidos por superposición de columnas adyacentes, Figura 2.18. Se espera que los largos muros funcionen como soporte de la superestructura y de otras cargas externas, y transfieran estas cargas a la capa rígida más profunda. El espaciamiento de los largos muros es típicamente dos a tres veces su espesor en muchos casos. Los muros cortos se espera que funcionen para conectar estrechamente los largos muros y con ello aumentar la rigidez de la masa total de suelo mejorado. El volumen de mejoramiento es pequeño y es más económico que el mejoramiento tipo bloque. Esta configuración requiere una ejecución precisa de la superposición de muros cortos y largos. La configuración de los patrones de columnas es a menudo utilizada para aumentar la estabilidad de estructuras de retención de tierra tales como revestimientos, terraplenes de soporte inclinados y para apoyar las paredes de tablestacas.

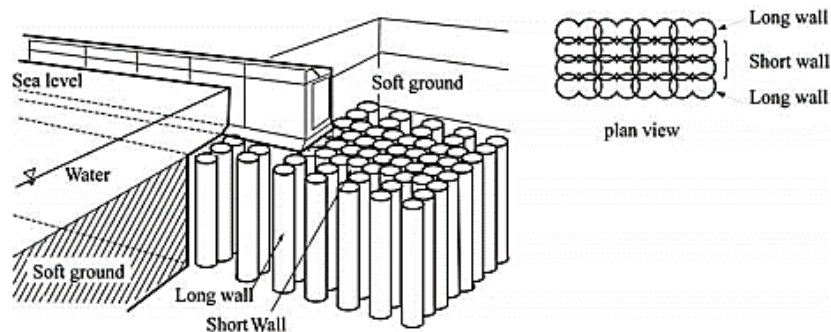


Figura 2.18. Mejoramiento tipo muro. (Fuente: Ref. [1]).

### 2.13.3. Mejoramiento tipo grilla

El mejoramiento tipo grilla es un tipo intermedio entre el mejoramiento tipo bloque y el tipo muro. Las columnas de suelo estabilizado son instaladas por ejecución de superposición de modo que macizos mejorados en forma de grilla son producidos en un terreno, Figura 2.19. Esta configuración es altamente estable en comparación a la mejora tipo bloque y su costo varía entre los mejoramientos tipo bloque y tipo muro. Estos mejoramientos han sido usualmente aplicados para aumentar la capacidad de soporte y estabilidad de terrenos en construcciones marinas. La función de las columnas de suelo estabilizado es prevenir la deformación por corte del suelo original dentro de la grilla durante un sismo, lo que puede funcionar para prevenir la generación de presiones de poro en la zona. De acuerdo a la función, esta configuración de mejoramiento ha sido también aplicada para prevenir licuefacción en suelos arenosos.

Como un mejoramiento modificado del patrón tipo grilla, un complejo patrón de instalación tal como un mejoramiento tipo nido de abeja ha sido muchas veces aplicado en Europa.

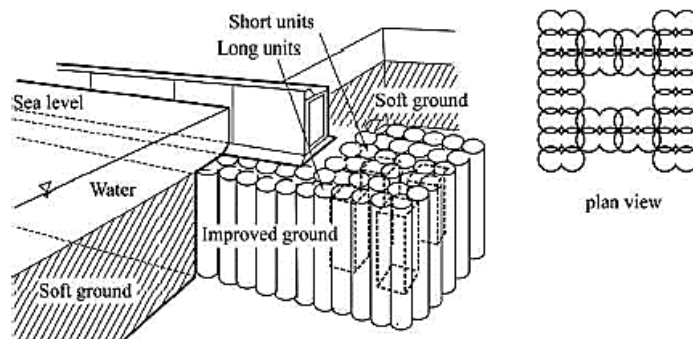


Figura 2.19. Mejoramiento tipo grilla. (Fuente: Ref. [1]).

#### 2.13.4. Mejoramiento tipo Bloque

En el mejoramiento tipo bloque, una enorme cantidad de suelo mejorado es formado en un terreno por superposición de todas las columnas de suelo estabilizado, Figura 2.20. Esta configuración puede lograr la mejora más estable, pero el costo es mayor y el plazo de ejecución es más largo que los otros tipos de mejoramiento. Se aplica normalmente a las estructuras pesadas y permanentes, tales como rompeolas y revestimientos en estructuras portuarias. Con gran anchura y características impermeables del suelo estabilizado, esta configuración ha sido a menudo aplicada a un área de disposición para prevenir la lixiviación de productos químicos de desecho a los alrededores.

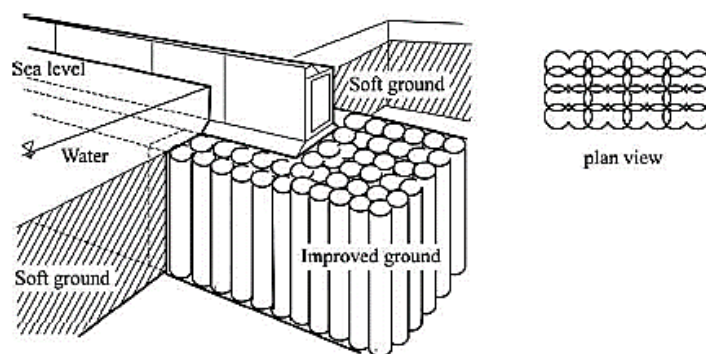


Figura 2.20. Mejoramiento tipo bloque. (Fuente: Ref. [1]).

Finalmente, analizadas las configuraciones más comúnmente utilizadas para la aplicación del Soil Mixing, se concluye que el mejoramiento tipo bloque alcanza la mayor estabilidad, pero es caro. El mejoramiento tipo muro y el tipo grilla también logran mejoras estables y son más económicos, pero ambos requieren ejecución de superposición continua de alta calidad.

## 2.14. Propiedades Geomecánicas de las Columnas de Suelo Cemento

Para el diseño de las columnas de Soil Mixing, de forma habitual, se asume un valor de la resistencia al corte no drenada de  $c_u = 0.5 \cdot q_u$ . Sin embargo, Broms (2004) afirma que este valor puede ser muy alto cuando el suelo estabilizado no está completamente saturado. Además, la resistencia al corte depende de muchos factores, por ejemplo  $c_u$  se incrementa de manera proporcional al contenido de cemento y también con el descenso del límite líquido del terreno natural. Topolnicki (2004) presenta una serie de correlaciones de  $c_u$  para suelos tratados con cemento a partir del método húmedo, que dependen de la resistencia a la compresión simple alcanzada  $c_u = (0,4 - 0,5) \cdot q_u$  para  $q_u < 1MPa$ ;  $c_u = (0,3 - 0,35) \cdot q_u$  para  $q_u = (1 - 4)MPa$  y  $c_u = 0,2q_u$  para  $q_u > 4MPa$ .

Para el módulo de elasticidad de las columnas ( $E_{col}$ ) existen muchas correlaciones empíricas mediante la resistencia a la compresión simple. Filz y Navin (2006) aconsejan una relación para método húmedo de  $E = 300 \cdot q_u$ , pero puede variar entre  $150 - 1000 q_u$ . Para el método seco esta relación varía entre  $65q_u$  y  $250q_u$ . En la Tabla 2.3 pueden verse diferentes valores de  $q_u$  dependiendo del terreno a tratar y del contenido de cemento.

En general, las columnas de suelo-cemento poseen elevadas resistencias y deformaciones en rotura muy bajas, del orden de 1 a 2%. En el caso de la resistencia confinada (in situ) incluso con un confinamiento bajo, la resistencia residual de la columna se incrementa hasta casi el 80% de la resistencia a la compresión simple, por lo que es aconsejable utilizar la resistencia residual en el diseño (Tatsuoka y Kobayashi, 1983).

Tabla 2.3. Resumen de las propiedades ingenieriles esperadas de los suelos tratados con DSM después de los 28 días de curado para varios tipos de suelos y factores de cemento. (Fuente: Data Courtesy of Geo-Con, Inc (1998) and FHWA (2001)).

Tipo de Suelo	Factor de cemento $\alpha$ [ $kg/m^3$ ]	Permeabilidad $k$ [ $m \cdot s^{-1}$ ]	$q_u$ a 28 días, $q_{uf}$ [MPa]
Fango	250-400	$1 \times 10^{-8}$	0.1-0.4
Turba/Suelos orgánicos y arcillas	150-350	$5 \times 10^{-9}$	0.2-1.2
Arcillas Blandas	150-300	$5 \times 10^{-9}$	0.5-1.7
Arcillas duras/medias	120-300	$5 \times 10^{-9}$	0.7-2.5
Limos y arenas limosas	120-300	$1 \times 10^{-8}$	1.0-3.0
Arenas finas a medias	120-300	$5 \times 10^{-8}$	1.5-5.0
Arenas gruesas y gravas	120-250	$1 \times 10^{-7}$	3.0-7.0

Tabla 2.4. Datos Típicos para suelos tratados con Deep Mixing (Fuente: Ref.[18]).

$q_u$	0.2 – 5.0 Mpa (0.5 – 5 Mpa en suelos granulares) (0.2 – 2 Mpa en suelos cohesivos)
$k$	$1 \times 10^{-6}$ a $1 \times 10^{-9}$ m/s (menor si se utiliza bentonita)
$E$	350 a 1000 veces $q_u$ , para muestras de laboratorio y 150 a 500 veces $q_u$ para muestras in situ.
Resistencia al corte (Corte directo, sin esfuerzo normal)	40 a 50% de la $q_u$ para $q_u < 1$ Mpa, pero esta razón disminuye gradualmente con el aumento de la $q_u$ .
Resistencia a la tracción	Típicamente 8 - 14% de $q_u$
$q_u$ a los 28 días	1.4 a 1.5 veces la resistencia a los 7 días para limos y arcillas, 2 veces la resistencia a los 7 días para arenas
$q_u$ a los 60 días	1.5 veces la $q_u$ a los 28 días, mientras que la razón entre la $q_u$ a los 15 años y los 60 días puede ser mayor que 3:1. En general, aglomerantes con razones w/c altas tienen menor ganancia de resistencia después de los 28 días.

En Resumen, claramente, La técnica Soil Mixing no siempre es la mejor opción para el tratamiento y mejoramiento en suelos blandos, y puede ser más o menos práctica, económica o preferible que otras tecnologías competitivas. En términos generales, DSM puede ser más atractiva en proyectos donde:

- El suelo no es muy rígido ni muy denso, no contiene bolones u otros obstáculos.
- Donde se requieren profundidades para el tratamiento menores que 40 m.
- Donde existe un espacio libre superior sin restricciones.
- Donde un constante y buen suministro de material cementante puede ser asegurado.
- Donde pueda tolerarse una cantidad significativa de deterioro.
- Donde se requiera una tecnología relativamente libre de vibraciones.
- Donde los volúmenes de tratamiento o mejoramiento son importantes.
- Donde son aplicables especificaciones de ejecución; o
- Donde la resistencia del terreno tratado esté estrechamente acotada (típicamente entre 0.1 a 5 MPa).

Por otro lado, y dependiendo en todo momento de las condiciones locales, puede llegar a ser más apropiado usar tecnologías de tratamiento alternativas tales como jet Grouting, muros rígidos, tablestacas, cajones, vigas y revestimientos, pilotes, drenes, micro pilotes, anclajes de suelo, vibro densificación, rellenos ligeros, lechada de compactación, consolidación dinámica profunda, bioremediación, extracción de vapor o simplemente remover y reemplazar el suelo natural.

A continuación, se presentan tablas resúmenes donde se detallan las ventajas y desventajas de utilizar Deep Soil Mixing como método de mejoramiento, Tabla 2.5 y como método para mitigar los efectos de la licuación, Tabla 2.6.

*Tabla 2.5. Ventajas y desventajas en el uso del Deep Mixing para el uso del DSM como Mejoramiento del Terreno.*

*(Fuente: Ref.[18]).*

Aplicación:	Mejoramiento de Suelos
Competencia/alternativas competitivas	Permeación y Jet Grouting
Ventajas relativas del DSM	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Costo relativo por unidad de volumen bajo para profundidades de 40m.</li> <li>• La resistencia del suelo mejorado puede ser manejada entre 0.5 a 4 Mpa.</li> <li>• El diseño depende mayoritariamente del diámetro/espaciamento de los ejes (No es un diseño variable).</li> <li>• Algunos métodos proveen muy bajo volumen de desecho.</li> <li>• El desecho puede eliminarse como un residuo sólido.</li> <li>• Bajo nivel de vibraciones, ruido medio-bajo (equipamiento puede ser silencioso).</li> <li>• Solo se utilizan productos cementantes.</li> <li>• Alta capacidad de producción en ciertas condiciones.</li> <li>• Rápida verificación de la ejecución vía ensayos del material húmedo y muestra del núcleo de las columnas.</li> <li>• Puede ser usado en proyectos marinos.</li> <li>• Generalmente buenos niveles de tratamiento vertical y lateral.</li> <li>• Puede ser usado en todos los tipos de suelos y rellenos (Sin obstáculos).</li> <li>• El equipamiento es grande y complejo, pero, la ejecución es constante y sencilla.</li> </ul>
Desventaja Relativa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limitación de profundidad (prácticamente 40m).</li> <li>• Se requieren grandes espacios de trabajo, maquinaria pesada.</li> <li>• No es aplicable en suelos que son muy rígidos o muy densos, o que presentan obstáculos (bolones).</li> <li>• Puede solo ser instalada verticalmente.</li> <li>• Otros métodos pueden proveer un rechazo nulo.</li> <li>• Uniformidad y calidad de la mezcla es variable en algunas condiciones.</li> <li>• Las instalaciones subterráneas pueden plantear problemas.</li> <li>• Limitado para tratar estratos aislados en profundidad.</li> <li>• Alto costo de movilización.</li> <li>• El peso del equipamiento puede ser problemático para suelos muy débiles.</li> <li>• Puede obtenerse una variabilidad significativa de la resistencia del suelo y esta puede ser altamente significativa en ciertas aplicaciones.</li> <li>• No puede ser aplicado en espacios próximos a estructuras existentes.</li> <li>• Menor flexibilidad geométrica de perforación y tratamiento.</li> </ul>

Tabla 2.6. Ventajas y desventajas en el uso del Deep Mixing para el uso del DSM para mitigar la licuefacción.

(Fuente: Ref.[18]).

Aplicación:	Mitigación de la Licuefacción
Competencia/alternativas competitivas	Vibro densificación, Vibro sustitución, Compactación Dinámica Profunda, Lechada de compactación, deshidratación por drenaje
Ventajas relativas del DSM	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excelente historial de comportamiento probado en Japón.</li> <li>• Económico al aplicarlo en grandes proyectos.</li> <li>• Alta producción si es requerido para proyectos de emergencia.</li> <li>• Mínimo impacto ambiental.</li> <li>• Las propiedades ingenieriles de suelo tratado pueden ser estrechamente diseñadas para superar los 4MPa.</li> <li>• Calidad de la construcción puede verificarse fácilmente (seco y húmedo).</li> <li>• Aplicable en todos los tipos de suelo sin obstáculos.</li> <li>• Causa mínimo esfuerzo vertical y lateral que podría causar daño a estructuras aledañas.</li> <li>• No se incurre en gastos post-construcción.</li> </ul>
Desventaja Relativa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limitación de profundidad (prácticamente 40m).</li> <li>• Se requieren grandes espacios de trabajo, maquinaria pesada.</li> <li>• No es aplicable en suelos que son muy rígidos o muy densos, o que presentan obstáculos (bolones).</li> <li>• Puede solo ser instalada verticalmente.</li> <li>• Otros métodos pueden proveer un desecho nulo.</li> <li>• Uniformidad y calidad de la mezcla es variable en algunas condiciones.</li> <li>• Las instalaciones subterráneas pueden plantear problemas.</li> <li>• Limitado para tratar estratos aislados en profundidad.</li> <li>• Alto costo de movilización</li> </ul>

### 3. Capítulo III

El presente trabajo tiene como objetivo principal estudiar la respuesta sísmica de un suelo Tipo F en su estado natural y luego de ser tratado con el método de mejoramiento expuesto en el capítulo anterior, denominado, Soil Mixing. Este capítulo, por lo tanto, se centra en detallar la clasificación de los suelos de fundación en Chile, según la NCh 433, mencionando los principales parámetros utilizados en su categorización, para luego describir la influencia del terreno en la respuesta sísmica, considerando los efectos de amplificación dinámica y geométrica.

#### 3.1. Respuesta Sísmica del Suelo

La respuesta sísmica en la superficie de un depósito de suelos y la sollicitación sísmica que se desarrolla sobre una estructura emplazada en dicho depósito son principalmente dependiente de:

- Rigidez.
- Periodo fundamental del depósito de suelos.
- Nivel de amortiguamiento desarrollado por los distintos suelos constituyentes del terreno.
- Excitación sísmica propiamente tal.

Si se tienen en consideración la tecnología disponible a lo largo del país, se ha optado por centrar la clasificación sísmica de suelos en el parámetro que se estima más relevante en una primera aproximación, este es el parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores, correspondiente a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 primeros metros terreno,  $V_{s30}$ . Este parámetro se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s-i}}} \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

$V_{s-i}$  : Velocidad de ondas de corte del estrato  $i$ , en m/s.

$h_i$  : Espesor del estrato  $i$ , en metros.

$n$  : Numero de estratos de los 30 metros superiores del terreno.

En edificios con subterráneos se debe verificar que la profundidad de exploración se extienda al menos 15 metros por debajo del sello de fundación. En aquellos casos en que la profundidad del sello de fundación  $D_f$ , más 15 metros resulte mayor a 30 metros, es decir  $D_f + 15 > 30 \text{ m}$ , los parámetros geotécnicos requeridos en la Tabla de Clasificación Sísmica del terreno son aplicables a la profundidad  $D_f + 15$ . En este caso el parámetro  $V_{s30}$  se reemplaza por  $W_{s(D_f+15)}$ , aplicando la expresión correspondiente considerando  $n$  igual al número de estratos existentes en la profundidad  $D_f + 15$  de los metros superiores del terreno.

La velocidad de propagación de las ondas de corte puede ser medida directamente por diferentes ensayos como:

- Down-Hole
- Cross-Hole
- Sonda de suspensión

También es posible realizar los cálculos a partir de mediciones de ondas superficiales (Rayleigh), informando las curvas de dispersión y los resultados del perfil de velocidades en profundidad para dos mediciones preferentemente ortogonales, por método como:

- SASW.
- MASW.
- ReMi (incluir medición con una fuente activa de ubicación conocida).

Se debe considerar como perfil de velocidades de ondas de corte característico del terreno aquel que resulte del caso más desfavorable. Por otro lado, no se permite estimar ondas  $V_s$  a partir de ondas  $V_p$ .

### 3.2. Clasificación Sísmica del Terreno

El mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos de afloramiento rocoso y, por otro lado, el mayor daño, se observa en terrenos de suelos finos blandos. Para ser consecuente, la clasificación sísmica del terreno de fundación considera niveles que van desde el de mejor comportamiento (Roca: Suelo Tipo A) al de mayor exigencia sísmica (Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana).

Es importante destacar que existen depósitos de suelos que debido a sus propiedades geotécnicas singulares no permiten ser categorizados sísmicamente solo por  $V_{s30}$  y, en consecuencia, requieren estudios especiales de amplificación según sus características particulares. Estos suelos son los siguientes:

- Suelos potencialmente licuables, entendiendo por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar  $(N_1)_{60}$ , menor que 20 golpes/pie (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0.1. Mpa).
- Suelos susceptibles de densificación por vibración.
- Suelos colapsables.
- Suelos orgánicos.
- Suelos finos saturados con  $LL > 80$  y espesor  $> 20$  metros.
- Suelos finos saturados de sensibilidad mayor a 10.

Adicionalmente, quedan fuera de la clasificación sísmica aquellos terrenos con topografía irregular, donde pueden existir fenómenos de amplificación local, los cuales no están cubiertos por la clasificación.

De acuerdo con el comportamiento sísmico esperado, se han definido los Tipos de Suelos para los cuales se establecen las propiedades geotécnicas de requisito mínimo en cada caso.

La definición de los Tipos de Suelos asociados a la Clasificación Sísmica de Suelos se establece de acuerdo a la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Clasificación sísmica del terreno de fundación. (Fuente: Norma NCh433 mod. 2012).

Suelo Tipo		$V_{s30}$ (m/s)	RQD	$q_u$ (MPa)	$(N_1)$ (golpes/pie)	$S_u$ (MPa)
A	Roca, suelo cementado	$\geq 900$	$\geq 50\%$	$\geq 10$ ( $\varepsilon_{qu} \leq 2\%$ )		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	$\geq 500$		$\geq 0,40$ ( $\varepsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 50$	
C	Suelo denso o firme	$\geq 350$		$\geq 0,30$ ( $\varepsilon_{qu} \leq 2\%$ )	$\geq 40$	
D	Suelo medianamente denso, o firme	$\geq 180$			$\geq 30$	$\geq 0,05$
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	$< 180$			$\geq 20$	$< 0,05$
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

Donde:

$N_1$  : Índice de Penetración Estándar normalizado por presión de confinamiento de 0.1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.

RQD : Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032.

$q_u$  : Resistencia a la compresión simple del suelo.

$\varepsilon_{qu}$  : Deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple.

$S_u$  : Resistencia al corte no-drenada del suelo.

### 3.3. Espectro de diseño

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de una estructura está definido por:

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{(R^*/I)} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

Donde:

$S$  : Parámetro que depende del tipo de suelo. Ver Tabla

$A_0$  : Aceleración efectiva máxima del suelo. Ver Tabla

$\alpha$  : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima

$R^*$  : Factor de reducción de la aceleración espectral

$I$  : Coeficiente relativo al edificio

### 3.4. Aceleración efectiva máxima del suelo

La aceleración efectiva máxima del suelo se determina de acuerdo con la zona donde se encuentra emplazada la estructura a diseñar, de acuerdo a la Tabla 3.2.

La zona sísmica se indica en las figuras 4.1 a), 4.1 b) y 4.1 c) de la norma NCh4333.Of1996 mod. 2012.

Tabla 3.2. Aceleración efectiva máxima. (Fuente: Norma NCh433 mod. 2012).

Zona Sísmica	$A_0$
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

### 3.5. Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima

El factor de amplificación se determina para cada modo de vibrar “n”, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

Donde:

$T_n$  : Periodo de vibración del modo “n”.

$T_0$  y  $p$  : Parámetros relativos al tipo de suelo, los cuales se determinan de acuerdo a la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Parámetros relativos al tipo de suelo. (Fuente: Norma NCh433 mod. 2012).

Tipo de Suelo	S	$T_0$ [seg]	$T'$ [seg]	n	p
A	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,40	0,45	1,40	1,6
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
E	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0
F	*	*	*	*	*

### 3.6. Factor de reducción de la aceleración espectral

El factor de reducción de la aceleración espectral se calcula para el periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, el cual se determina por la siguiente expresión:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{R_0} \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

$T^*$  : Periodo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

$R_0$  : Factor de Modificación de la respuesta estructural.

El factor  $R_0$  refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados. Su valor se determina de acuerdo a la Tabla 5.1 de la Norma NCh433.Of1996 mod. 2012.

### 3.7. Coeficiente relativo al edificio

El coeficiente relativo al edificio define la importancia, uso y riesgo de falla del edificio de acuerdo a la naturaleza de la ocupación. El cual se encuentra en la de la Norma Nch433.Of1996 según la clasificación definida en el punto 5.3 de la misma norma.

Tabla 3.4. Coeficiente relativo al edificio. (Fuente: Norma NCh433 mod. 2012)

Categoría del edificio	$I$
A	1,2
B	1,2
C	1,0
D	0,6

Debido a que el objetivo de este análisis es comparar espectros de respuesta del suelo, para poder llevar a cabo esta tarea, en el espectro de diseño del decreto 61, se ha considerado el factor de reducción  $R^*$  igual a 1, para no considerar los efectos de disipación de energía de la estructura.

### 3.8. Efecto del Suelo

La amplificación del movimiento del suelo es la principal responsable de los daños ocurridos en áreas constituidas por depósitos de sedimentos blandos de baja compactación. Para terremotos de magnitud pequeña, la amplificación es típicamente mayor en áreas ubicadas a una cierta distancia epicentral donde sería esperable que las ondas sísmicas redujesen la amplitud debido a los efectos de atenuación en la propagación de la señal sísmica por el interior de la tierra. Dos mecanismos contribuyen a los efectos de amplificación de los sismos en el suelo: la amplificación geométrica y la amplificación dinámica.

### 3.8.1. Amplificación geométrica

La amplificación geométrica corresponde a los efectos de amplificación debidos al contraste de impedancias entre dos medios en contacto. Cuando las ondas sísmicas pasan de la roca al suelo, la velocidad de propagación es menor y el tren de ondas desacelera, pero para mantener el flujo de energía, se incrementa la amplitud de ondas sísmicas (Cuadra, 2007). Para sedimentos, el contraste de impedancias se expresa como:

$$I_c = \frac{\rho_B \cdot v_B}{\rho_S \cdot v_S} \quad \text{con } v_B > v_S \quad (\text{Ecuación 3.5})$$

Donde el subíndice B representa al substrato rocoso (bedrock) y S se refiere al nivel sedimentario,  $\rho$  es la densidad y  $v$  es la velocidad de las ondas sísmicas. En materiales más jóvenes y menos consolidados el contraste de impedancias es mayor, lo que provoca un mayor nivel de amplificación de la señal sísmica. Asimismo, produce el atrapamiento de las ondas sísmicas dentro de un nivel con baja impedancia y esto provoca la amplificación en la banda de las frecuencias características. Los depósitos del suelo se comportan como filtros reduciendo la energía de alta frecuencia (o corto período), pero la amplificación de las bajas frecuencias puede causar daño potencial a estructuras que tienen frecuencias naturales bajas, como por ejemplo edificios altos y puentes.

### 3.8.2. Amplificación dinámica

La teoría clásica de amplificación de suelos predice que al considerar una capa de suelo horizontal infinita de espesor  $H$ , uniforme e isotrópica y con un comportamiento lineal elástico, sobre un estrato rocoso, también horizontal, sometido a un campo de propagación de ondas SH incidiendo verticalmente, la función de amplificación del suelo será como se muestra en la Figura 3.1.

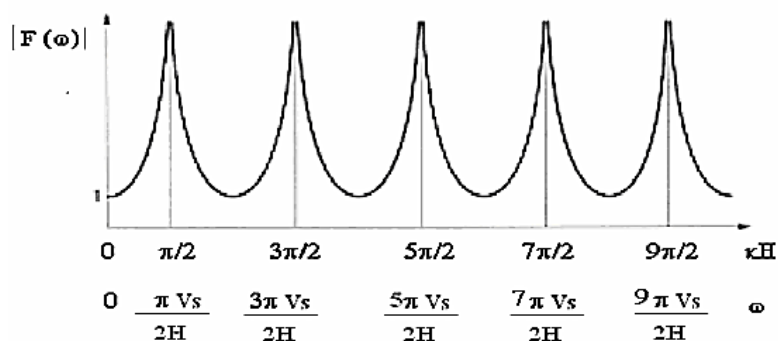


Figura 3.1. Función de amplificación de un suelo uniforme sobre una roca rígida con coeficiente de amortiguamiento nulo.

Si el suelo no fuese capaz de amortiguar el movimiento ondulatorio se produciría una amplificación infinita (resonancia) para frecuencias que tienden a  $\pi/2 + n\pi$ . Sin embargo, gracias a la capacidad del material para amortiguar el movimiento se producen dichas amplificaciones, pero no infinitas.

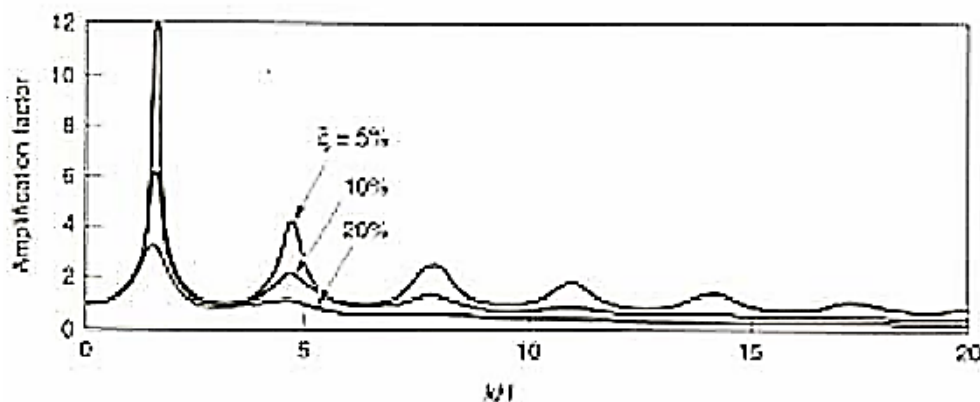


Figura 3.2. Función de amplificación de un suelo uniforme sobre una roca rígida capaz de amortiguar.

Las frecuencias a las que se dan los máximos locales se conocen corresponden a las frecuencias naturales del suelo y dependen de la velocidad de ondas sísmicas  $S$  y del espesor del sedimento  $H$ , según:

$$\omega_n = \frac{V_S}{H} \left( \frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad \text{con } n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

La frecuencia fundamental es la frecuencia más baja,  $\omega_0 = \pi V_S / 2H$  cuyo periodo asociado se conoce como el periodo característico del sitio:

$$T_S = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{V_S} \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

Esta amplificación también se conoce como efecto de resonancia. Dicho efecto considera la diferencia entre la frecuencia de las ondas sísmicas y la frecuencia natural del depósito sedimentario. Si la frecuencia de la onda sísmica es aproximadamente igual a la frecuencia natural del depósito, se produce amplificación, incrementándose la amplitud del movimiento del suelo significativamente.

Así, los fenómenos que contribuyen a la amplificación de la señal sísmica están relacionados directamente con la velocidad de las ondas sísmicas de corte  $S$  propagadas en el depósito. Cuando una onda elástica se propaga a través de un material, el flujo de energía transmitida está definido por  $\rho V_S u^2$ , donde  $\rho$  es la densidad del material,  $V_S$  es la velocidad de la onda  $S$  y  $u$ , la velocidad de la partícula. Este flujo de energía permanece constante y en consecuencia las amplitudes del movimiento del suelo en materiales con baja velocidad de propagación de las ondas sísmicas son mayores, dado que la velocidad de la partícula,  $u$ , y la velocidad de las ondas sísmicas  $S$  son inversamente proporcionales. Como consecuencia, materiales como arena suelta o arcilla blanda amplifican el movimiento del suelo significativamente. Por lo tanto, en el diseño de estructuras sismo resistentes situadas en depósitos sedimentarios caracterizados por velocidades de ondas sísmicas bajas deben considerarse especialmente estos efectos.

En la Figura 3.3 (Seed et al., 1976), se visualiza en términos cuantitativos que, para períodos inferiores a 0.5 segundos, las mayores amplificaciones se dan en zonas caracterizadas geológicamente por suelos rígidos, aun cuando la roca presenta menores amplificaciones. Por otro lado, también se observa que para períodos superiores a 0.5 segundos, la amplificación aumenta a medida que decrece la rigidez del suelo. Los depósitos arcillosos blandos y los suelos no cohesivos son los que producen mayor proporción de movimiento de largo período.

En general se conoce que los suelos rígidos amplifican las señales cuyas frecuencias predominantes son altas (períodos bajos) mientras que los suelos blandos lo hacen con señales de frecuencias predominantes bajas (períodos altos).

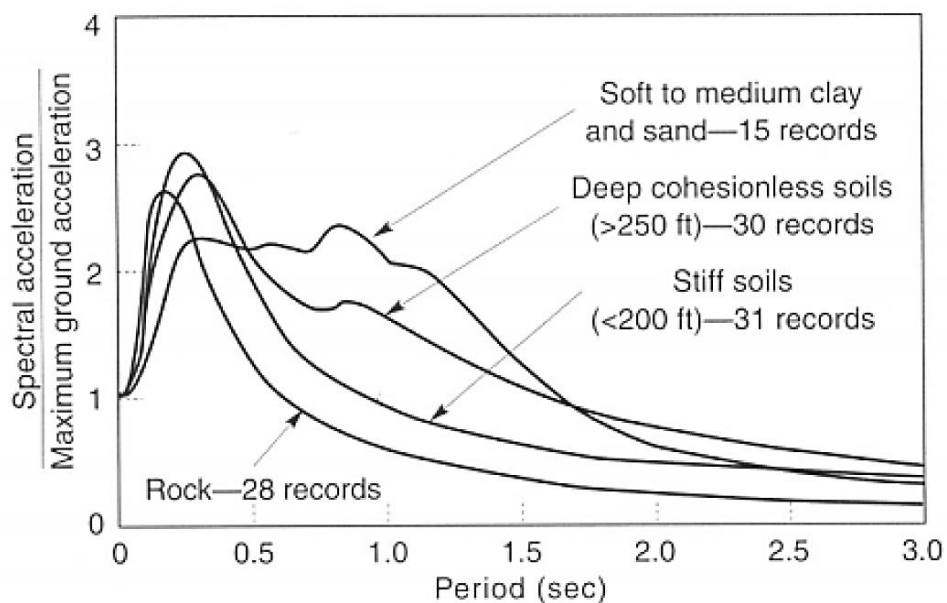


Figura 3.3. Espectros normalizados de respuesta medios (5% de amortiguamiento) para diferentes condiciones locales.

(Seed et al., 1976).

## **4. Capítulo IV**

Según se ha detallado en los capítulos precedentes, esta investigación pretende evaluar la respuesta sísmica y las propiedades de un Suelo Tipo F luego de la aplicación del método de mejoramiento Soil Mixing, siendo pertinente abordar el tema de la licuefacción de suelos, si se considera que aquellos terrenos que son susceptibles de sufrir este fenómeno se encuentran categorizados en dicha clasificación.

### **4.1. Licuefacción de Suelos en Chile**

Teniendo en cuenta que Chile es un país de altísimo riesgo sísmico, donde, además, la presencia de estratos de suelos granulares saturados a lo largo del territorio nacional que podrían sufrir este fenómeno es considerable, es muy relevante discutir este tema.

Hasta el año 2010, luego del terremoto del 27 de febrero, un número importante de ingenieros pensaba que en Chile no se producía el fenómeno de licuefacción de suelos, y se encontraba estrictamente relacionado con fallas en tranques de relaves y rellenos antrópicos compactados. Esta idea se basaba en que el gran número de sismos en el país habían densificado los suelos, imposibilitando la licuación del material. Claramente lo anterior no es verídico, ya que existe evidencia de licuación en los grandes terremotos y, además, muchos suelos arenosos han mostrado que pueden sufrir el fenómeno de manera reiterada, en varios eventos sísmicos (Ref.[39]).

Con el sismo del 27F quedaron en evidencia los lugares donde ocurrió el fenómeno de licuación, lo que impulsó el desarrollo de un extenso catastro de datos de terreno en nuestro país, resultando en más de 180 sitios ubicados entre Valparaíso y Los Lagos con indicios de licuefacción. El análisis de documentos e información describe lo acontecido en los grandes terremotos que han afectado Chile, permitiendo concluir que el fenómeno es un hecho en nuestro país. En general los daños fueron severos en puertos, pasos a desnivel, terreno agrícolas e industrias.

Como se mencionó anteriormente, la licuefacción ha ocurrido reiteradamente en un mismo sitio, dejando en evidencia que aquellas áreas que han sufrido licuefacción en el pasado, son susceptibles de sufrir licuefacción o son potencialmente licuables (Ref.[39]).

### **4.2. El Fenómenos de Licuación de Suelos**

La licuación o licuefacción de suelos, es un fenómeno en el cual un material granular no consolidado y saturado (generalmente arena) pierde su resistencia a los esfuerzos cortantes, cuando se ve exigido por cargas cíclica de alta o mediana intensidad, debido a la reducción de la presión que mantiene unidas a las partículas de suelo, ocasionando la rotura de la estructura del terreno. El fenómeno es una importante causa de destrucción asociada a los terremotos, debido a que, durante el desarrollo del fenómeno, es posible que la infraestructura, ya sean casas, edificios u otra obra civil, sufran desplazamientos, se asienten, se hundan o se vuelquen, Figura 4.1 .



*Figura 4.1. Efectos de la Licuefacción de Suelos, Terremoto Niigata, Japón, 1964. (Fuente: Wikipedia)*

Siendo específico, los suelos granulares, sueltos y saturados, cuando son sometidos a esfuerzos de corte importantes, como no tienen posibilidad de drenar, experimentan grandes deformaciones e intentan densificarse, lo que genera presiones de agua de poros positivas que prácticamente anulan las tensiones efectivas de la presión de confinamiento, logrando de esta forma, que la masa granular de suelo se comporte como un fluido sin resistencia al corte.

En la siguiente ecuación se define  $\sigma'_3$  como las tensiones efectivas,  $\sigma_3$  como la presión de confinamiento y  $u$  como la presión de agua de poros.

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \text{ (Ecuación 4.1)}$$

Cuando aumenta la presión de agua de poros, esta contrarresta la presión de confinamiento, obteniéndose como resultado, tensiones efectivas nulas ( $\sigma'_3$  tienden a cero).

Generalmente, cuando los estratos susceptibles de experimentar licuefacción se encuentran cerca de la superficie del terreno, el exceso de presión neutra ocasiona que el agua, o masa líquida con arena, se filtre por las fisuras del terreno superior y fluya hacia la superficie, manifestándose como verdaderos cráteres.

Los primeros intentos de explicar este fenómeno fueron de A. Casagrande, quien se percató que para ensayos triaxiales drenados ejecutados sobre probetas de arena, llega un instante en que la probeta se deforma a velocidad constante, sin incrementos de tensiones y sin cambios de volumen, lo que implica que presenta una relación de vacíos constante. En dicho instante el suelo alcanza la estructura de flujo, es decir, la relación de vacíos crítica.

### 4.3. Efectos de la licuefacción

Los efectos destructivos de la licuefacción pueden tomar muchas formas tales como: falla de flujo, corrimiento lateral, oscilación del terreno, pérdida de capacidad portante y asentamientos, (Ref.[40]). A continuación, se detallan cada uno de estos:

**Falla de Flujo:** Este tipo de falla es la más catastrófica causada por la licuefacción, dado que produce el desplazamiento de grandes masas de tierra por decenas de metros. En algunos casos aislados, las masas de suelo han viajado decenas de kilómetros, a través de extensos taludes, a velocidades superiores a los 10 kilómetros por hora

**Corrimiento Lateral:** Esta falla involucra el desplazamiento de grandes bloques de suelo como resultado de la licuefacción. El desplazamiento ocurre en respuesta a la combinación de fuerzas inerciales y gravitatorias generadas por los sismos y se presentan por lo general en terrenos con pendientes suaves (menores a  $3^\circ$ ), incrementándose en las cercanías a canales o ríos. La magnitud de estos desplazamientos varía en el orden de metros y las capas de suelos desplazados presentan fracturas, fisuras, escarpes y hundimiento de bloques.

**Oscilaciones del terreno:** La licuefacción de estratos subyacentes pueden causar oscilaciones, que no dependen de las capas superficiales, manifestándose hacia arriba, hacia los lados y hacia abajo, en forma de ondas. Generalmente ocurre en aquellos terrenos planos o con pendiente muy suave para permitir corrimientos laterales.

**Pérdida de resistencia del suelo de soporte:** Al licuarse el suelo que soporta una estructura y perder su resistencia, es posible que se presenten grandes deformaciones en su interior, las cuales hacen que las estructuras superficiales sufran asentamientos e inclinaciones.

**Asentamientos:** En muchos casos el peso de la estructura no es suficiente para causar asentamientos importantes que se asocien con la pérdida de capacidad de soporte descrita anteriormente. A pesar de lo anterior, pueden presentarse asentamientos cuando la presión de poros se disipa y el suelo se consolida después de un sismo. Estos asentamientos pueden causar daños, aunque se espera que sean menores que a los asociados a otros tipos de fallas como las de flujo, corrimientos laterales o pérdidas por capacidad portante.

### 4.4. Susceptibilidad a la Licuefacción

Para que ocurra el fenómeno de licuefacción se deben cumplir ciertas condiciones, aun cuando se presenta principalmente en depósitos recientes de arena y limo con altos niveles freáticos. Entre más suelto y saturado sea un depósito de suelo granular, será mucho más susceptible de sufrir el fenómeno.

Los factores que aumentan la probabilidad de ocurrencia del fenómeno se presentan a continuación:

**Distribución de tamaño del grano:** La arena de tamaños de grano uniforme o mal graduada tiene mayor probabilidad de licuarse, siendo posible que se vuelva más densa. Son más susceptibles las arenas finas relativamente uniformes y aquellos suelos con partículas redondeadas. Son menos susceptibles los depósitos bien graduados y aquellos con partículas angulosas.

**Profundidad de napa de agua:** Si en la profundidad del suelo donde se está produciendo la densificación existe agua, es muy probable que ocurra licuefacción. Por lo tanto, a menor profundidad de la napa, mayor probabilidad de ocurrir licuefacción.

**Densidad:** La licuefacción ocurre principalmente en suelos sueltos, saturados y no compactados. Dichas condiciones indican que el suelo puede densificarse cuando está sometido a una sollicitación cíclica. Al densificarse, disminuye el volumen del suelo y agua, incrementándose la presión intersticial si los poros entre partículas se llenan de agua. Cuando dicha presión iguala a la tensión efectiva, el suelo pierde su resistencia y se licua. En suelos compactos, por ende, hay menos posibilidad de licuación.

**Amplitud y duración de la sollicitación sísmica:** Los movimientos más intensos tienen mayor probabilidad de provocar la ocurrencia de licuefacción, al igual que aquellos eventos sísmicos que tienen mayor número de ciclos (mayor duración).

**Edad del depósito:** Los suelos no cohesivos generalmente son jóvenes. Con el paso del tiempo actúan dos factores para aumentar la resistencia de un suelo típico: la compactación, que modifica la relación de huecos entre los granos y varios procesos químicos que actúan para cementar los granos de suelo. Depósitos anteriores al Pleistoceno tardío (más de 500.000 años de antigüedad) tienen baja probabilidad de sufrir licuefacción, mientras que depósitos del Holoceno tardío (menos de 3000 años de antigüedad) tienen mayor probabilidad de licuarse.

**Origen del Suelo:** El suelo depositado por procesos fluviales se sedimenta fácilmente y sus granos tienen baja probabilidad de compactarse. Similarmente, los rellenos sintéticos no compactos, por debajo del nivel del agua, pueden tener deficiencias similares. Todos dichos depósitos tienen altas probabilidades de sufrir licuefacción. Por otro lado, los sedimentos depositados por glaciares, específicamente aquellos sobre los cuales ha pasado un glaciar, generalmente son bastante densos y tienen baja probabilidad de licuarse.

#### **4.5. Evaluación del Potencial de Licuefacción**

En este trabajo de investigación, el potencial de licuefacción del suelo a estudiar será evaluado mediante la utilización de métodos empíricos y analíticos, dado que no se cuenta con muestras de suelos que permitan la realización de modelos físicos a suelos inalterados.

#### 4.5.1. Métodos Empíricos

A partir de la experiencia y mediciones en terreno, muchos investigadores han registrado datos de sismos y han estudiado los sitios donde se ha producido licuefacción y con ello lograron desarrollar metodologías de cálculo para evaluar la posibilidad que tiene un terreno definido de sufrir el fenómeno de licuefacción. De hecho, los métodos empíricos de evaluación más conocidos son aquellos que analizan la relación de tensiones cíclicas generadas por sismo y las comparan con la relación de tensiones que resiste el suelo.

El método más utilizado se basa en los resultados obtenidos a partir del ensayo de penetración estándar SPT y de los análisis granulométricos efectuados en muestras obtenidas a partir del sondaje, teniendo en cuenta la corrección por contenido de finos. Este método es el propuesto por Seed (Seed e Idriss, 1971), que luego fue mejorado para optimizar el nivel predictivo del mismo (Varela y Donovan, 1977).

Al igual que en la mayoría de las metodologías propuestas, además de los ensayos de laboratorio, para aplicar el método tradicional de Seed e Idriss, se requiere hacer un estudio detallado de las tensiones verticales totales y de las tensiones verticales efectivas, para luego evaluar la Relación de Tensiones Cíclicas (CSR) durante la ocurrencia de un sismo y la Relación de Resistencia Cíclica (CRR) del suelo. La CSR representa la relación entre, las tensiones de corte a una profundidad dada que se genera por las sollicitaciones sísmicas y la tensión efectiva vertical, que se manifiesta al mismo nivel,  $(\tau/\sigma')$ . Por otro lado, CRR expresa la capacidad del suelo para resistir la licuefacción.

Finalmente, el cociente entre CRR y CSR define el factor de seguridad que determina si el suelo es potencialmente licuable o no. Cuando CRR/CSR es mayor a la unidad, el suelo no tiene potencial de licuefacción; y, en consecuencia, cuando el cociente es menor a 1, el suelo es potencialmente licuable.

Detalles del proceso de cálculo pueden encontrarse en la referencia Ref.[22].

#### 4.5.2. Métodos Analíticos

Estos métodos se basan principalmente en resultados provenientes de laboratorio para determinar o predecir la resistencia del terreno a la licuefacción o las propiedades del suelo que miden este fenómeno, mediante la utilización de software computacionales que utilizan modelos constitutivos y aplican condiciones lineales o no lineales.

Debido a la dificultad de conseguir muestras inalteradas de depósitos de suelos potencialmente licuables para evaluar sus propiedades, los métodos analíticos se utilizan frecuentemente en trabajos de investigación y proyectos especiales, logrando importantes avances en los últimos años.

## **5. Capítulo V**

En el presente capítulo se dan a conocer las diferentes metodologías utilizadas para la modelación y posterior evaluación de los efectos de mejora, luego de la aplicación de tratamientos en terrenos naturales. En general, como se ha mencionado en capítulos anteriores, existe una gran variedad de técnicas disponibles en el mercado, las cuales pueden ser aplicadas dependiendo de las condiciones del terreno y de los resultados que se espera obtener. Estos métodos se han utilizados ya sea para mejorar la estabilidad de taludes, para aumentar la capacidad de soporte, limitar los asentamientos de depósitos blandos o mitigar efectos de la licuefacción.

Para la evaluación de los cambios de las propiedades del terreno y determinación de la respuesta sísmica del mismo, se han propuesto diferentes alternativas, que van desde los métodos analíticos aplicados a modelos unidimensionales (1D), que pueden ser resueltos con el método lineal equivalente, hasta la definición de modelos en base al método de los elementos finitos (FEM) en dos y tres dimensiones (2D y 3D).

A continuación, se detallan de manera resumida, algunas de las metodologías propuestas y utilizadas para la modelación del terreno natural y también, para la verificación de los efectos de mejoramiento. Además, se dan a conocer detalles de los resultados de la evaluación de la respuesta sísmica de suelos mejorados, obtenidos por otros autores.

### **5.1. Metodologías de Modelación de Suelos**

#### **5.1.1. Modelación del Terreno Natural**

Para la modelación del suelo y particularmente, para la obtención de la respuesta de sitio ante eventos sísmicos, existen diversas metodologías, que van desde el análisis lineal equivalente, hasta la modelación con elementos finitos en dos y tres dimensiones.

##### **5.1.1.1. Modelo Lineal Equivalente**

En términos simples, el modelo lineal equivalente permite modelar el suelo como un material no lineal y con ello evaluar su comportamiento ante solicitaciones cíclicas que se propagan unidimensionalmente como ondas de corte, Figura 5.1. Para lo anterior se define la estratigrafía del suelo, donde a cada tipo de material se le asocia una curva de degradación de la rigidez y de amortiguamiento, para luego, de forma iterativa, obtener los valores instantáneos del módulo de corte y la razón de amortiguamiento para cada estrato y con ello obtener la respuesta sísmica del terreno, ante una señal sísmica.

##### **5.1.1.2. Modelación con Elementos Finitos**

El método de elementos finitos (MEF) consiste en tomar un medio continuo (como los suelos) que requiere soluciones analíticas para su planteamiento y sub dividirlo en una serie de elementos geométricos unidos entre sí, para plantearlo en base a ecuaciones algebraicas que los acoplen y le otorguen continuidad (UTFSM, Ref. [27]). En otras palabras,

los elementos finitos permiten, entonces, llevar el problema desde un sistema continuo a uno discreto, manteniendo la fidelidad de los resultados dentro de rangos óptimos si se aplica de forma adecuada, Figura 5.2.

Con MEF es posible modelar todo tipo de materiales, incluyendo aquellos que poseen propiedades de fluencia y endurecimiento por deformación, como es el caso del suelo. Si bien los elementos finitos son aplicables en muchas áreas, para el caso de la modelación de suelos, se han utilizado exitosamente, mediante la implementación de múltiples modelos constitutivos que permiten simular el comportamiento de complejos materiales.

La modelación con elementos finitos puede llevarse a cabo en dos y tres dimensiones (2D y 3D), dependiendo del tipo de análisis a realizar y de los objetivos del estudio.

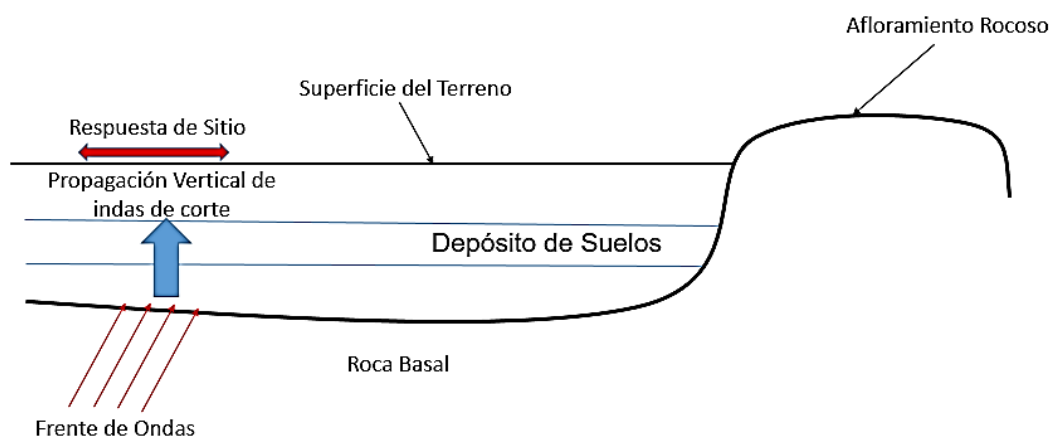


Figura 5.1. Modelo lineal Equivalente – Propagación unidimensional de ondas. (Fuente: Elaboración Propia).

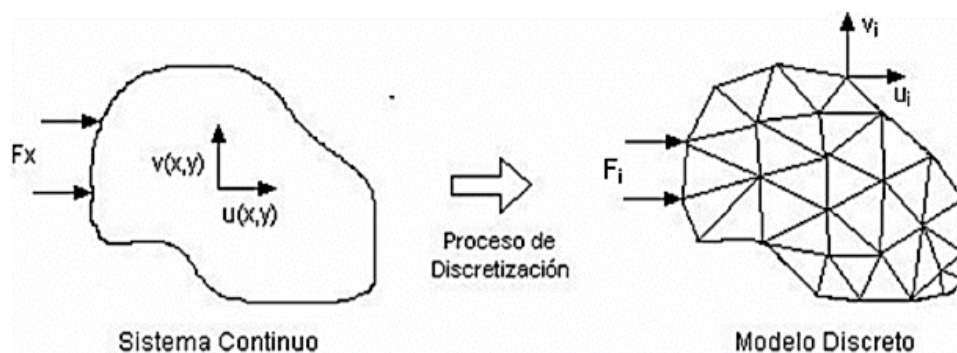


Figura 5.2. Proceso de discretización para utilización de elementos finitos. (Fuente: Ref.[27]).

### 5.1.2. Modelación del Terreno Mejorado

Al igual que para la obtención de la respuesta sísmica del terreno natural, en los suelos mejorados o tratados, es posible determinar la respuesta de sitio con diferentes metodologías, que van desde análisis unidimensionales a partir la determinación de materiales equivalentes, hasta la modelación utilizando softwares de elementos finitos en dos y tres dimensiones. A continuación, se detallan las metodologías más utilizadas y se dan a conocer algunos ejemplos de trabajos realizados.

### 5.1.2.1. Modelo con Material Equivalente

Para modelar terrenos mejorados con inclusiones rígidas u otro tratamiento, como es el caso de la técnica Soil Mixing, donde se forman columnas de suelo cemento, se han realizado modelaciones que permiten obtener la respuesta sísmica del terreno mejorado, en base a un material equivalente, para luego aplicar un análisis unidimensional de propagación de ondas a través de softwares como QUAD4M (Hudson y Otros, 1994), Shake91 (Idriss y Sun 1992) y EERA (Universidad de Southern California, 1998), que utilizan el modelo lineal equivalente, Ref. [36].

#### 5.1.2.1.1. Material Uniforme Equivalente para Análisis Lineales

La metodología utilizada para la obtención del material equivalente que simula el comportamiento de un terreno compuesto por suelo natural y columnas de mayor rigidez se basa principalmente en dos parámetros que definen la configuración del mejoramiento:

1. La razón de corte máximo de mejoramiento,  $K_0 = G_{i,0}/G_{s,0}$  ( $\gg \gg 1$ )
2. La razón de área de suelo mejorado,  $a_s = d/s$

Donde,

- $G_{i,0}$  : Módulo de corte inicial del suelo natural  
 $G_{s,0}$  : Módulo de corte inicial de la inclusión rígida  
 $d$  : Ancho de la columna de análisis  
 $s$  : Distancia centro a centro entre columnas

Luego, para determinar las propiedades de este material uniforme equivalente, como una primera aproximación, se tiene que el módulo de corte máximo de éste  $G_{eq,0}$ , puede ser estimado asumiendo que la propagación vertical de ondas de corte, imponen la misma deformación angular,  $\gamma$ , para la inclusión rígida y para el terreno circundante (Báez y Marín, 1993), obteniéndose a partir de esto la siguiente relación:

$$G_{eq,0} = G_{s,0}[(1 - a_s) + K_0 a_s] \quad (\text{Ecuación 5.1})$$

Por otro lado, como una segunda aproximación, el módulo elástico máximo del material equivalente,  $E_{eq,0}$ , puede ser estimado de forma indirecta asumiendo dos materiales en secuencia, sometidos a un mismo esfuerzo normal,  $\sigma$ , donde luego de la asignación de una analogía física unidimensional se obtiene el valor del módulo de corte máximo,  $G_{eq,0}$ , sometido a un esfuerzo de corte,  $\tau$ :

$$G_{eq,0} = G_{s,0} \frac{K_0}{a_s + (1 - a_s)K_0} = G_{s,0} M_0 \quad (\text{Ecuación 5.2})$$

Ambas relaciones presentadas, cuyo desarrollo para su obtención puede revisarse en la Ref.[36], proveen dos aproximaciones analíticas para obtener el valor máximo del módulo de corte, pero es la última la que entrega mejores resultados, dado que con la primera se obtienen respuestas erróneas, tanto para la determinación de las aceleraciones en depósitos de suelo tratados, como en el cálculo de la respuesta espectral.

Debe destacarse que el uso de la Ecuación (5.2) para la estimación de  $G_{eq,0}$  no es restrictivo para especificar rangos de  $K_0$  y  $a_s$ , esto se basa en un modelo teórico simplista de carga de una celda compuesta de suelo natural y una inclusión rígida y verificaciones a partir de análisis numéricos. Sin embargo, aún se requieren verificaciones a partir de mediciones in situ a partir de casos reales, dado que es sabido que el suelo no se comporta como un material elástico lineal.

#### 5.1.2.1.2. Material Uniforme Equivalente para Análisis No Lineales

Dentro del mismo estudio citado en el punto anterior Ref.[36], también se presenta el método para calcular las propiedades de un material equivalente que puede ser utilizado en análisis no lineales y que, dado el comportamiento de los suelos, entrega resultados de mayor aceptación.

El esfuerzo de corte  $\tau$  equivalente entre la inclusión y el terreno natural circundante, planteado en el análisis lineal también es válido para el caso no lineal. Sin embargo, la Ecuación 5.2 puede ser reescrita como:

$$G_{eq} = G_s \frac{K}{a_s + (1 - a_s)K} = G_s M \quad (\text{Ecuación 5.3})$$

Donde  $G_{eq}$ ,  $G_s$ ,  $K \left( = \frac{G_i}{G_s} \right)$  y  $M$  son las contrapartes no lineales de  $G_{eq,0}$ ,  $G_{s,0}$ ,  $K_0 = \left( = \frac{G_{i0}}{G_{s,0}} \right)$  y  $M_0$  en la Ecuación 5.2. Debido a la equivalencia del esfuerzo de corte,  $\tau$ , las deformaciones angulares,  $\gamma_i$  y  $\gamma_s$  que controlan el valor de los módulos de corte del suelo natural y de la inclusión,  $G_i$  y  $G_s$ , respectivamente, no son iguales. En particular, a partir de  $\tau_i = \tau_s$  se tiene que  $\gamma_s = K\gamma_i$ . Por definición  $\gamma_{eq}$ , corresponde a la deformación de corte del suelo uniforme equivalente, y la Ecuación 5.3 puede escribirse como:

$$G_{eq}(\gamma_{eq}) = G_s(\gamma_{eq}) \frac{K(\gamma_{eq})}{a_s + (1 - a_s)K(\gamma_{eq})} \quad (\text{Ecuación 5.4})$$

Donde:

$$\gamma_{eq} = \gamma_s \left[ 1 - \left( 1 - \frac{1}{K(\gamma_{eq})} \right) a_s \right] \quad (\text{Ecuación 5.5})$$

Las ecuaciones anteriores muestran que la estimación de la curva  $G_{eq} - \gamma_{eq}$  para ser usada en un análisis no lineal unidimensional, no pueden ser obtenida directamente, dado que es necesario realizar un proceso iterativo en base a las curvas de degradación de la rigidez para el suelo natural ( $G_s - \gamma_s$ ) y para el material obtenido en la inclusión ( $G_i - \gamma_i$ ).

Con más detalle, el procedimiento iterativo para una estimación satisfactoria de las curvas unitarias es desarrollado en los siguientes pasos, para un valor dado de  $\gamma_s$ :

1. El valor de  $G_s/G_{s,0}$  a partir de la curva  $G_s/G_{s,0} - \gamma_s$ .
2. El valor de  $G_i/G_{i,0}$  de la curva  $G_i/G_{i,0} - \gamma_i$ , en base a  $\gamma_i = \gamma_s/K_{ini}$  (La primera estimación que puede ser  $K_{ini} = K_0$ ).
3. El valor de  $K_{fin} = \frac{G_i}{G_s} = K_0 \left( \frac{G_i}{G_{i,0}} \right) / \left( \frac{G_s}{G_{s,0}} \right)$ , el cual es usado para reestimar el valor de  $\gamma_s$ .

Este proceso iterativo para un valor dado de la deformación del suelo,  $\gamma_s$ , continua hasta la convergencia ( $K_{ini} = K_{fin}$ ). Entonces, dada la convergencia del valor de  $K$  ( $= K_{ini} = K_{fin}$ ) el valor de  $G_{eq}$  y  $\gamma_{eq}$  son estimados a partir de la Ecuación 5.3 y 5.5 en base a  $G_s$  y  $\gamma_s$ . Repitiendo este proceso iterativo para todo el rango de  $\gamma_s$ , se construye la curva  $G_{eq}/G_{eq,0} - \gamma_{eq}$ .

Después de llevar a cabo los cálculos para varios valores de razones de rigidez,  $K_0$ , y de mejoramiento,  $a_s$ , se ha obtenido que la curva del material equivalente,  $G_{eq}/G_{eq,0} - \gamma_{eq}$ , es muy poco dependiente de la curva del material de inclusión,  $G_i/G_{i,0} - \gamma_i$ , y prácticamente se obtiene por una traslación de la curva del suelo natural,  $G_s/G_{s,0} - \gamma_s$ , para pequeños valores de  $\gamma$ .

Para la modelación del terreno con el método lineal equivalente también se requiere de una curva de amortiguamiento, y para el material equivalente, al igual que en el caso de la curva de rigidez, el incremento de la curva de la razón de amortiguamiento del material equivalente,  $\xi_{eq} - \gamma_{eq}$ , también se basa en la respectiva curva del suelo natural,  $\xi_s - \gamma_s$ , y en la del material de inclusión,  $\xi_i - \gamma_i$ . El proceso de estimación se basa en la forma general de la Ecuación 5.3, donde los valores del módulo de corte son introducidos en sus formas complejas:  $G_{eq}^* = G_{eq}(1 + 2i\xi_{eq})$ ,  $G_i^* = G_i(1 + 2i\xi_i)$  y  $G_s^* = G_s(1 + 2i\xi_s)$ . Luego de un desarrollo algebraico se obtiene la siguiente relación entre los valores de amortiguamiento para el suelo natural y la inclusión rígida:

$$\xi_{eq} = \xi_s(1 - a_s)M + \xi_i a_s \frac{M}{K} \quad (\text{Ecuación 5.6})$$

Donde  $K$  ( $= \frac{G_i}{G_s}$ ) y  $M$  son la contraparte no lineal de  $K_0$  y  $M_0$  de la Ecuación 5.2.

Al igual que para la curva de degradación de la rigidez, siguiendo un procedimiento iterativo similar, para varios valores de  $a_s$  y  $K_0$ , se deduce que la curva equivalente,  $\xi_{eq} - \gamma_{eq}$ , depende muy poco de la curva de la inclusión rígida,  $\xi_i - \gamma_i$ , y prácticamente es resultado de la traslación de la curva del terreno natural,  $\xi_s - \gamma_s$ , para pequeños valores de  $\gamma$ .

Luego de la realización de múltiples ajustes en el proceso de estimación iterativo de las curvas para niveles intermedios de deformación, también se han propuesto curvas empíricas que permiten trasladar las curvas del amortiguamiento y

degradación de la rigidez del suelo natural, para obtener las del suelo equivalente (mejorado) en base a la razón de rigidez y de área del mejoramiento de manera directa.

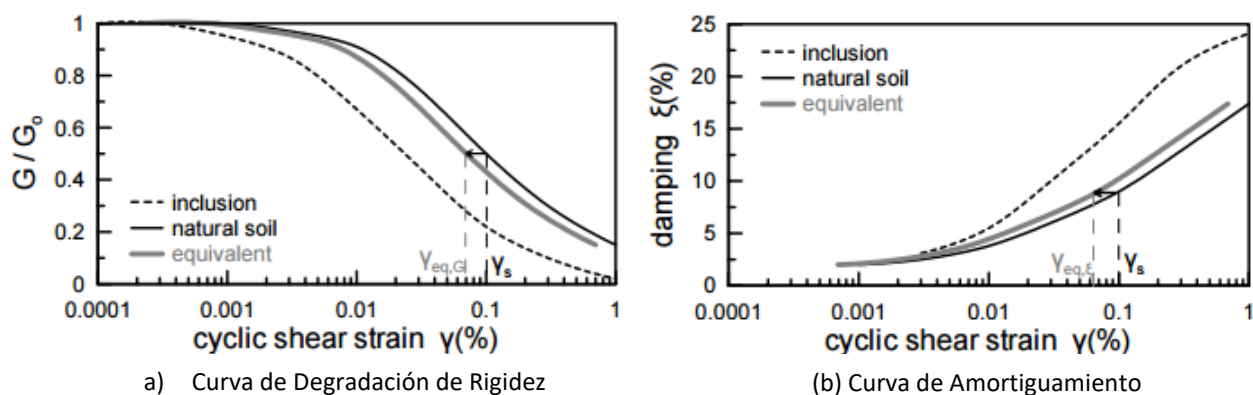


Figura 5.3. Traslación de las curvas de degradación de la rigidez (a) y de amortiguamiento (b) del suelo natural, para obtener las del suelo equivalente. (Fuente: Ref.[36])

Finalmente, con las curvas de degradación de la rigidez y de amortiguamiento del material es posible implementar el modelo lineal equivalente y obtener la respuesta de sitio del terreno mejorado, ante una sollicitación sísmica.

A modo de ejemplo en la Figura 5.4, se muestran los resultados obtenidos para una mejora en un terreno de profundidad  $H=20\text{m}$ , donde se aplicó un mejoramiento con razón de rigidez con respecto al terreno natural,  $K_0$ , de 30 y una razón de área mejorada,  $a_s$ , del 30%, para luego aplicar curvas empíricas de translación y someter el terreno natural y el material equivalente ante una sollicitación sísmica.

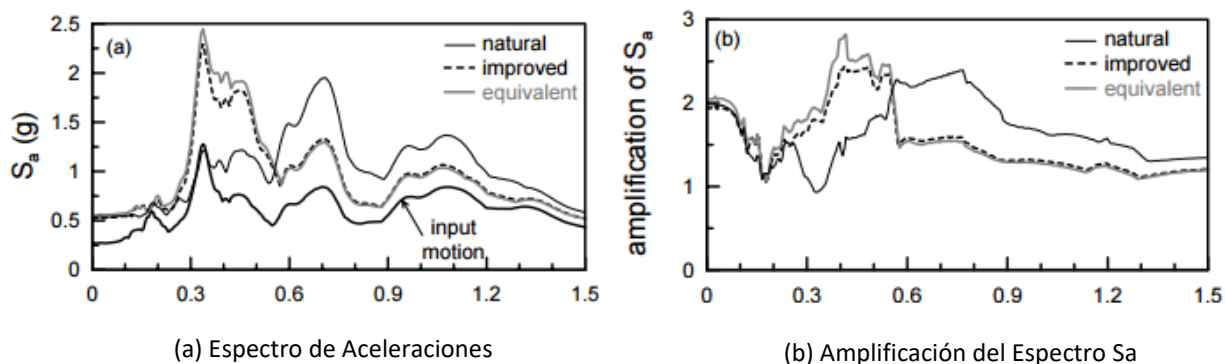


Figura 5.4. Resultados obtenidos del análisis de un terreno mejorado. (Fuente: Ref.[36]).

En las curvas se muestra la respuesta del suelo natural, la del suelo mejorado obtenido de un análisis en dos dimensiones y la del suelo mejorado modelado como material equivalente, donde puede observarse la variación de las

aceleraciones espectrales según los periodos naturales del terreno, Figura 5.4 (a) y la amplificación del espectro, Figura 5.4 (b).

En general los efectos de mejora en término de las aceleraciones se aprecian para los periodos superiores a 0.5 segundos, donde las aceleraciones espectrales del terreno mejorado son inferiores a las del suelo natural.

### **5.1.2.2. Modelación con Elementos Finitos**

Al igual que para el suelo Natural y para otras múltiples aplicaciones, es posible determinar y predecir, con alto grado de confianza, la respuesta sísmica del suelo, luego de la aplicación de técnicas y sistemas de mejoramiento implementados en él.

Los análisis pueden ser estáticos o dinámicos y dependiendo de las características del terreno y de los objetivos de la modelación, se dispone de un número importante de modelos constitutivos para simular el comportamiento del suelo. A continuación, se presentan algunas aplicaciones y consideraciones realizadas en estudios, que implementan la modelación con elementos finitos en 2 y 3 dimensiones.

#### **5.1.2.2.1. Modelación en 2D**

La modelación de terrenos mejorados en dos dimensiones utilizando el método de los elementos finitos, ha sido realizada usando softwares como Plaxis o Geo5, entre otros. A partir de los cuales se han efectuado análisis estáticos y dinámicos.

En particular, vale la pena dar a conocer los resultados obtenidos y las consideraciones adoptadas en el trabajo realizado por Pablo Morilla Moar y Svetlana Malentijevic, quienes estudiaron la estabilidad de terraplenes sobre columnas de suelo cemento, Ref. [9], con el fin de comprobar que los métodos tradicionales de análisis sobreestiman la capacidad de estos elementos, al no considerar las fallas locales de las columnas de Soil Mixing, por flexión o volcamiento.

En este estudio se utiliza un caso práctico presentado por Filz y Navin (2006) en el que se analiza la estabilidad de un terraplén en diferentes casos, que consideran el terreno natural, constituido por suelo arenoso y arcilla, y varias configuraciones de mejoramiento utilizando el método Deep Soil Mixing. Para la modelación de todos los materiales se utiliza el criterio de rotura Mohr-Coulomb.

Los resultados obtenidos utilizando el método de los elementos finitos (MEF) y también el de las diferencias finitas (MDF), permitieron detectar otros tipos de falla, además de las de deslizamiento y de corte, que involucran justamente las fallas locales en los elementos tipo columna. De esta forma, se concluyó que los métodos numéricos resultan más idóneos para el análisis de estabilidad de terrenos mejorados con Soil Mixing, considerando que pueden detectar roturas por tracción, por flexión, por cortante, deformaciones, desplazamientos, resistencias movilizadas y roturas por corte en muros de columnas solapadas.

### 5.1.2.2.2. Modelación en 3D

La modelación en tres dimensiones con elementos finitos de suelos mejorados con Soil Mixing, ha sido realizada exitosamente para la obtención de la respuesta sísmica del terreno y la posterior evaluación de los efectos del tratamiento, así como también, para evaluar los efectos de mitigación sobre suelos licuables, utilizando configuraciones de mejoramiento tipo grilla, según se detalla en las investigaciones realizadas por T. Namikawa y otros (2007). Ref. [37] y B.A. Bradley y otros (2013), Ref. [20].

En el estudio de B. A. Bradley, un depósito costero que sufrió licuefacción durante el terremoto de Kobe, el año 1995, es modelado en su condición natural, para luego simular el comportamiento del suelo al aplicar un mejoramiento tipo grilla, en base a columnas solapadas de Deep Soil Mixing. La idea del análisis es verificar la efectividad del tratamiento considerando diversas configuraciones en relación al espaciamiento entre paneles (s) y al espesor de las columnas utilizadas (t), para luego obtener las respuestas sísmicas en cada condición, Figura 5.5.

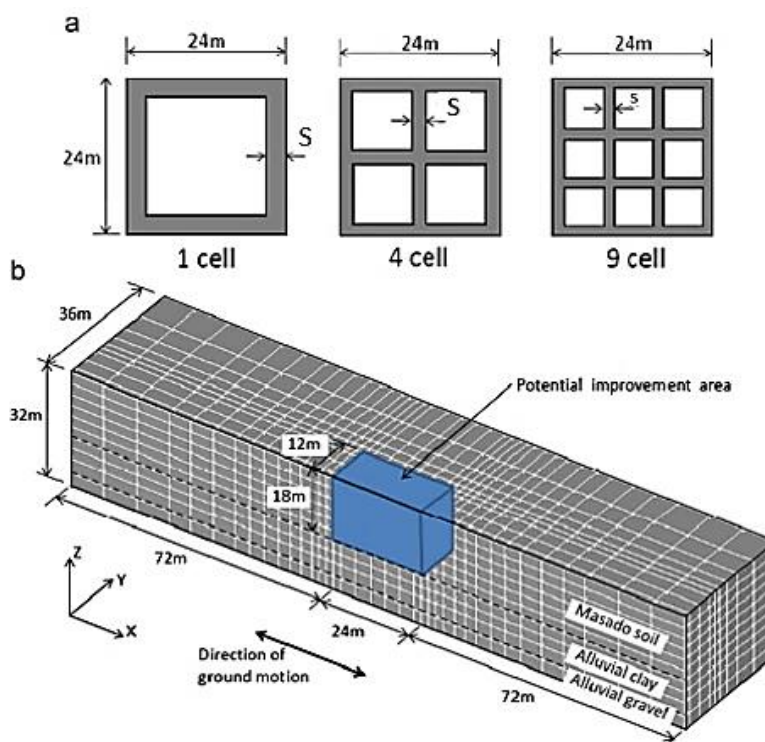


Figura 5.5. Configuración de Mejora tipo grilla utilizando Deep Soil Mixing. (Fuente: Ref. [20])

Para el suelo natural modelado se obtuvieron las aceleraciones, desplazamientos, espectros de aceleraciones y desplazamientos, esfuerzos de corte y deformaciones angulares, así como también la razón de los excesos de presiones de agua de poros, permitiendo caracterizar por completo el fenómeno de licuación durante el evento sísmico. Luego, las mismas variables se evaluaron para las configuraciones de mejora, obteniendo resultados favorables en relación a

la mitigación del fenómeno de licuefacción, principalmente reflejado en la disminución de la razón de exceso de presión de agua de poros (Figura 5.6) y los desplazamientos máximos obtenidos en diferentes puntos de control del depósito ubicados dentro de las celdas que forman los paneles de columnas solapadas.

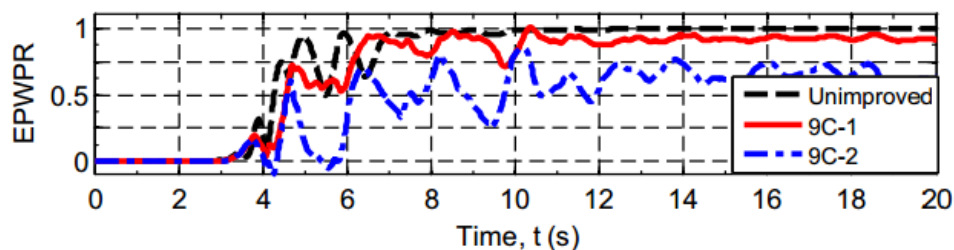


Figura 5.6. Razón de exceso de presión de agua de poros para el terreno natural (curva color negro) y mejorado (curvas color rojo y azul). (Fuente: Ref. [20])

Aun cuando el tratamiento del terreno es efectivo desde el punto de vista de las deformaciones y los excesos de presiones de agua de poros, en cuanto a los valores de las aceleraciones espectrales obtenidos en el suelo mejorado, Figura 5.7, pudo observarse un aumento considerable con respecto a los del terreno natural.

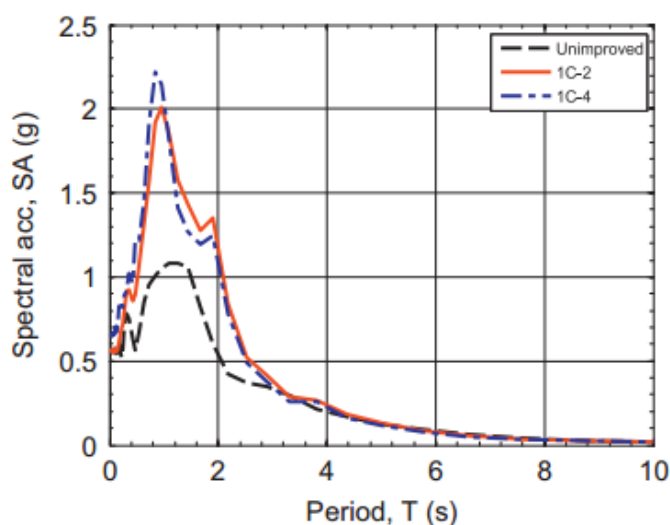


Figura 5.7. Espectro de aceleraciones para el suelo natural (curva color negro) y el terreno mejorado (curvas color rojo y azul). (Fuente: Ref. [20]).

## 6. Capítulo VI

Este capítulo se centra en presentar la herramienta computacional utilizada en este estudio para determinar la respuesta sísmica del suelo. En particular, se detallan las características, metodología de trabajo y funcionamiento del software de Elementos Finitos (FE) PLAXIS 2D, así como también, se dan a conocer y describen los modelos constitutivos utilizados en la modelación e implementados en el software.

### 6.1. Modelación en Plaxis

Con el fin de evaluar la respuesta sísmica del terreno con y sin mejoramiento se utiliza el software de elementos finitos PLAXIS 2D. Este programa está destinado al análisis de problemas geotécnicos, mediante la modelación del suelo en dos dimensiones. Fue creado en el año 1987 por la Universidad Técnica de Delf para analizar las capas de suelo blando existentes en Holanda.

En el software se implementa una interfaz gráfica en la cual el usuario puede definir un modelo geométrico con una serie de propiedades y elementos secundarios.

Con este programa se realiza un análisis dinámico donde el comportamiento del suelo es simulado utilizando los modelos constitutivos Hardening Soil, Hardening Soil Small y UBCSAND, según se trate de suelo cohesivos, granulares o substratos rocosos

### 6.2. Sub Programas de Plaxis 2D

Plaxis 2D, en sus últimas versiones, se divide en dos sub-programas:

**Plaxis 2D Input (Datos de Entrada):** utilizado para definir el modelo geométrico y la malla de elementos finitos, así como las condiciones de borde y condiciones iniciales del problema. Además, se definen los parámetros de cálculo, fases, tipos de análisis, entre otros.

**Plaxis 2D Output (Resultados):** en este subprograma es posible revisar los resultados obtenidos a partir de los cálculos realizados para los puntos seleccionados precálculo (que cuentan con una mayor precisión en los resultados) o también es posible seleccionar puntos post-cálculo, ya sean puntos de esfuerzos o que correspondan a nodos. Estos resultados comprenden desplazamientos, velocidades, aceleraciones, esfuerzos, variables de estado y parámetros del modelo constitutivo utilizado, entre otros. Es posible visualizar los resultados para cada paso de cada una de las fases de análisis definidas, es decir para el lapso de tiempo de análisis completo. Además, es posible generar Curvas o gráficos de los resultados obtenidos para cada fase. De esta forma, por ejemplo, es posible graficar la evolución de un cierto parámetro de interés en el tiempo durante la aplicación de carga sísmica.

### 6.3. Formulación

En Plaxis 2D, el sistema de elementos finitos puede ser definido de dos formas. La primera, Plane Strain, para el caso de geometrías de sección transversal relativamente uniforme, suponiendo que las propiedades se mantienen constantes en la dirección perpendicular a la sección trasversal. Esta función mantiene nulos los desplazamientos en esta dirección perpendicular (2D), pero si considera los esfuerzos en ella (Brinkgreve, R., 2010). La segunda forma, Axisymmetric, se utiliza en problemas que tienen la misma sección transversal constante, pero de manera radial.

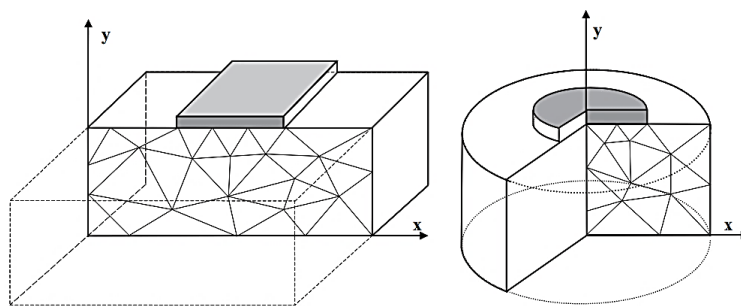


Figura 6.1. Formas de definir el sistema de elementos finitos. Plane Strain o Axisymmetric. (Fuente: Ref.[2]).

### 6.4. Tipos de Elementos

Plaxis 2D usa elementos finitos de forma triangular y permite al usuario seleccionar entre elementos de 6 y de 15 nodos, Figura 6.2. El elemento finito de 15 nodos (por defecto) proporciona interpolaciones de cuarto orden para desplazamientos y doce puntos de Gauss para la integración numérica; mientras que el elemento de 6 nodos tiene un segundo orden de interpolación y tres puntos de Gauss (Brinkgreve, R., 2010, Ref.[2]).

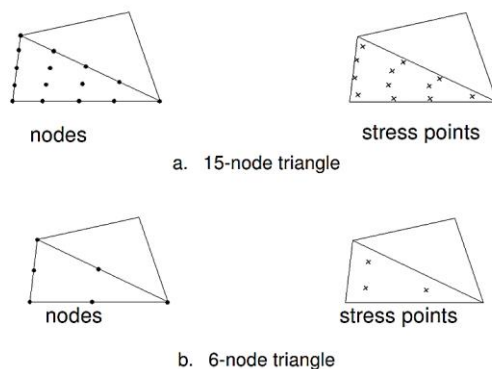


Figura 6.2. Elementos finitos en forma triangular utilizados en Plaxis 2D. (Fuente: Ref.[2]).

El elemento de 15 nodos proporciona resultados de mayor exactitud que el de 6 nodos, sin embargo, consume una mayor cantidad de memoria y proceso.

## 6.5. Propiedades de los Materiales y Suelos

En PLAXIS 2D, las propiedades de los suelos y de los materiales de los elementos estructurales son almacenados en conjuntos de datos de materiales. Existen cuatro tipos diferentes de conjuntos de materiales, agrupados como: suelos e interfaces, placas, geomallas, etc. Todos los conjuntos de datos son almacenados en la base de datos de materiales desde la cual es posible asignar conjuntos de datos a grupos de suelos o a los objetos estructurales correspondientes en el modelo de geometría.

Entre los modelos de materiales de suelos más comúnmente utilizados se encuentran los siguientes:

- Linear Elastic
- Mohr-Coulomb (MC)
- Soft Soil (SS)
- Hardening Soil (HS)
- Hardening Soil Small (HSS)
- Soft Soil Creep (SSC)
- User Defined (UDSM)

Para este trabajo se utilizan 4 modelos constitutivos según se trate de arenas, grava, suelos cohesivos, roca y columnas de Soil Mixing. Con el fin de evaluar la licuación de las arenas se utilizará el Modelo de Suelo Definido por el Usuario (o UDSM siglas del término en inglés “User-Defined Soil Model”), para el caso de gravas y suelos cohesivos se utiliza el modelo constitutivo Hardening Soil Small, el substrato rocoso se define a partir del modelo Hardening Soil y para las columnas de Soil Mixing se emplea el modelo Lineal Elástico.

### 6.5.1. Modelo Lineal Elástico

Este modelo representa la ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa. El modelo incluye dos parámetros de rigidez elástica: el módulo de Young,  $E$ , y el coeficiente de Poisson,  $\mu$ . El modelo elástico lineal tiene muchas limitaciones en relación a la simulación del comportamiento de los suelos. Se utiliza fundamentalmente para capas rígidas de suelo.

### 6.5.2. Modelo Hardening Soil (HS)

El modelo Hardening Soil o de suelo con endurecimiento isotrópico es un modelo avanzado capaz de simular el comportamiento de varios tipos de suelo tanto cohesivos como granulares. Considerado como una aproximación de segundo orden, constituye una variante elastoplástica del modelo hiperbólico. A diferencia del modelo elastoplástico perfecto, la superficie de fluencia del modelo no es fija en el espacio de los esfuerzos principales, sino que puede expandirse debido a deformaciones plásticas y en función del esfuerzo de pre-consolidación. En general la función de fluencia del modelo tiene la forma:

$$f = \bar{f} + \gamma^p \text{ (Ecuación 6.1)}$$

Donde  $\bar{f}$  corresponde a una función dependiente de los esfuerzos considerados y de los parámetros de rigidez del modelo, mientras que  $\gamma^p$  es función de las deformaciones plásticas. La representación del contorno total de fluencia es mostrada en la Figura 6.3.

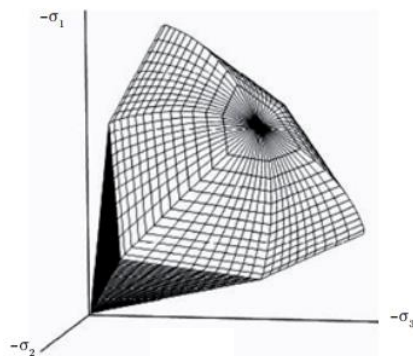


Figura 6.3. Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil – Espacio de esfuerzos principales (Suelo sin cohesión).

(Fuente: Ref.[4]).

Los desarrollos más importantes del modelo de endurecimiento son la capacidad del modelo para simular el comportamiento del suelo en situaciones carga y descarga mediante la definición del módulo de rigidez en descarga-recarga  $E_{ur}$ , la incorporación de la representación del estado deformacional del suelo en situaciones de compresión unidimensional (módulo edométrico  $E_{oed}$ ), y la consideración de la dependencia de la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos específico (parámetro  $m$ ).

De esta forma, el modelo Hardening Soil incluye dos elementos primordiales referentes a los cambios de rigidez experimentados en el suelo: el endurecimiento por fricción que presentan los suelos en estado plástico (friction hardening); y la compactación irreversible ocasionada por la aplicación de una compresión primaria (cap hardening). En adición, el modelo de suelo con endurecimiento supera en alto grado los elementos propuestos por Kondner (Ref. [32]), y los desarrollados en el conocido modelo hiperbólico de Duncan y Chang (Ref. [33]). En primer lugar, por hacer uso de la teoría de la plasticidad en lugar, de la teoría de la elasticidad. En segundo, por incluir en su formulación el fenómeno de dilatancia en el suelo; y, por último, por la introducción de una superficie de fluencia variable en el espacio (yield cap). La formulación básica del modelo parte de la relación hiperbólica típica observada en las pruebas triaxiales entre la deformación axial vertical  $\varepsilon_a$ , y el esfuerzo desviador  $q$ , como se muestra en la Figura 6.4.

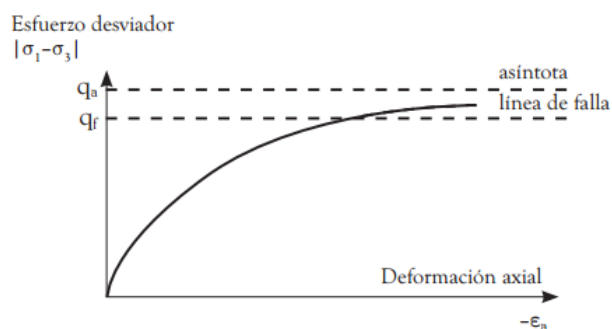


Figura 6.4. Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales. (Fuente: Ref.[4]).

Estas curvas observadas en los ensayos experimentales pueden ser descritas mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{para } q < q_f \text{ (Ecuación 6.2)}$$

Donde  $q_a$  es el valor asintótico de la resistencia al corte del suelo, y  $E_{50}$  es el módulo de rigidez correspondiente al 50 % del esfuerzo desviador de falla. La expresión que establece el esfuerzo desviador de falla  $q_f$ , es derivada del criterio de falla Mohr-Coulomb involucrando los valores de resistencia de  $c'$  y  $\phi'$ ; mientras que  $q_a$  resulta ser una fracción de  $q_f$  dada por la relación de falla  $R_f$ , como se describe a continuación:

$$q_f = (c' \cot(\phi') + \sigma'^3) \cdot \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \text{ (Ecuación 6.3)}$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \text{ (Ecuación 6.4)}$$

De este modo cuando  $q = q_f$  el criterio de falla se satisface, y la plasticidad perfecta ocurre, tal y como es establecida en el modelo Mohr-Coulomb.

El modelo Hardening Soil establece un total de 11 parámetros los cuales se describen en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1. Parámetros del modelo Hardening Soil.

Parámetro	Descripción
$c$	Cohesión
$\phi$	Ángulo de fricción interna
$\psi$	Ángulo de dilatancia
$E_{ref50}$	Rigidez secante en ensayos triaxiales
$E_{refoed}$	Rigidez tangente para carga primaria edométrica
$m$	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos
$E_{refur}$	Rigidez en descarga-recarga
$\nu$	Relación de Poisson
$p_{ref}$	Esfuerzo de referencia
$k_{0nc}$	Coefficiente de Presión lateral de tierras
$R_f$	Relación de falla

### 6.5.3. Modelo Hardening Soil Small (HSS)

El modelo original Hardening Soil asume un comportamiento elástico durante descarga y recarga, sin embargo, el rango en el que los suelos se pueden considerar verdaderamente elásticos es muy pequeño. En la Figura 6.5 se puede observar un ejemplo de la curva de reducción de rigidez con rangos típicos de deformación para distintas estructuras.

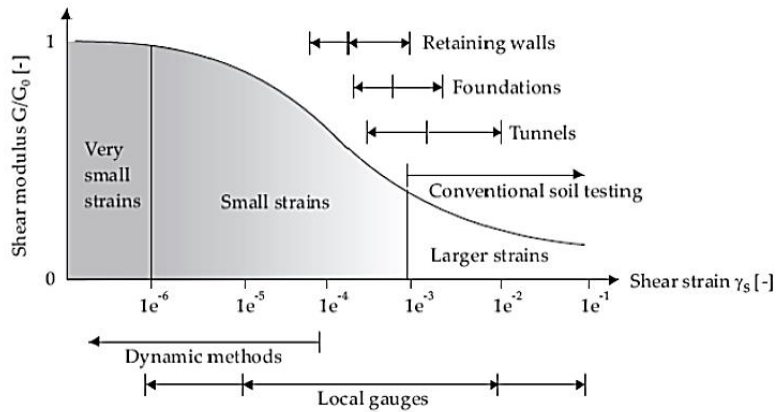


Figura 6.5. Curva de reducción de la rigidez con rangos típicos de deformación por estructura. (Fuente: Ref.[4]).

Una característica que no considera el modelo HS original es la elevada rigidez a pequeñas deformaciones (menores a  $10^{-6}$ ). El modelo HS small se basa en el modelo Hardening Soil e incorpora la capacidad de modelar el comportamiento del suelo a pequeñas deformaciones.

Utiliza los mismos parámetros anteriormente descritos, adicionando los siguientes:

$G_0^{ref}$  : Módulo de corte inicial o máximo de referencia

$\gamma_{0.7}$  : Deformación angular en el que el módulo de corte se ha reducido al 70%.

La degradación de la rigidez se representa mediante la siguiente relación hiperbólica:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \left[ \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right]} \quad (\text{Ecuación 6.5})$$

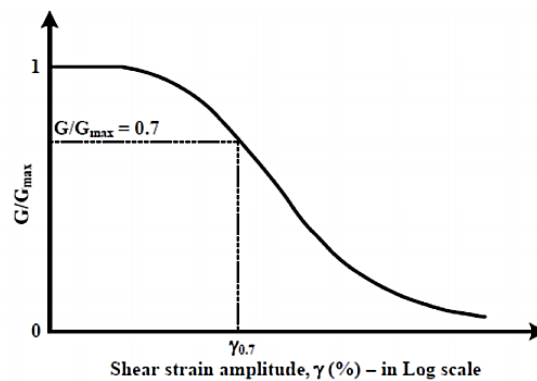


Figura 6.6. Parámetros HS Small. (Fuente: Ref.[4]).

#### 6.5.4. Modelo UBCSAND

UBCSAND es un modelo bidimensional que fue desarrollado por Puebla et al. (1997), Beaty y Byrne (1998) fundamentalmente para predecir el fenómeno de licuefacción en suelos arenosos. Su formulación se basa en la teoría de la plasticidad clásica con una regla de endurecimiento por deformación unitaria hiperbólica, basada en el enfoque de Duncan-Chang con algunas modificaciones, Figura 6.7. La regla de endurecimiento relaciona el ángulo de fricción movilizado con la deformación unitaria de corte plástica a un esfuerzo determinado. Contiene una superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en 2D, Figura 6.8 y la correspondiente función de potencial plástico no asociada. La regla de flujo en el modelo se basa en la teoría de deformación esfuerzo-dilatancia desarrollada por Rowe (1962), convertida a lineal y simplificada de acuerdo a consideraciones de energía.

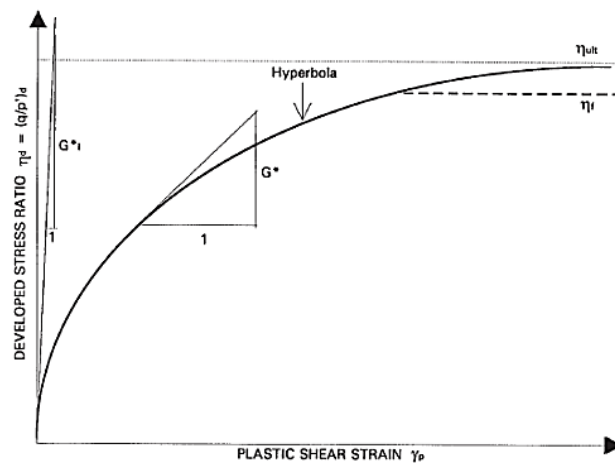


Figura 6.7. Relación original de endurecimiento del modelo UBCSAND. Beaty y Byrne (1998). (Fuente: Ref.[28]).

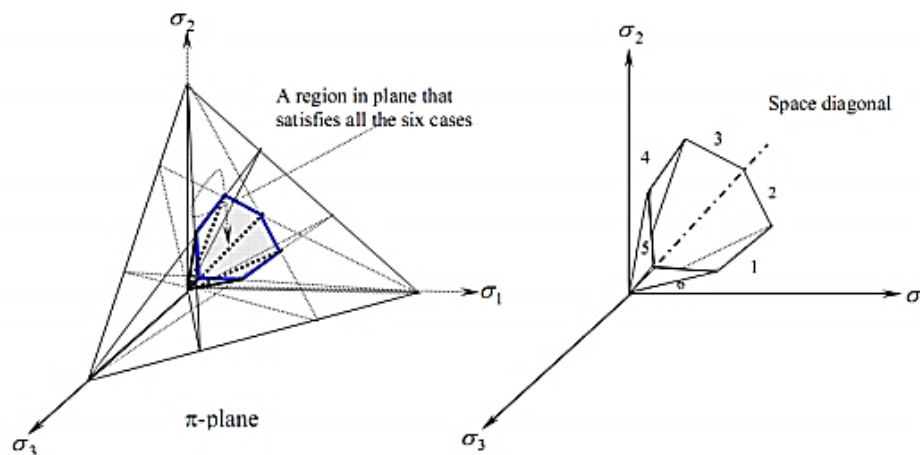


Figura 6.8. Intersección de los seis planos y superficie de fluencia resultante en el espacio de fluencia principal en 3D. Después de Tsegaye (2010). (Fuente: Ref.[28]).

En general, la información disponible del modelo está definida para su formulación generalizada en tres dimensiones, 3D (UBS3D-PLM) desarrollada por Tsegaye (2010) e implementada como un modelo definido por el usuario en el programa PLAXIS, logrando así que la versión utilizada para análisis en dos dimensiones se presenta de forma más generalizada, es decir, adaptado para un espacio tridimensional.

El modelo implementa la condición de fluencia de Mohr-Coulomb en un espacio de esfuerzo principal 3D. Además, utiliza la función de potencial plástico no asociada, basada en el criterio de Drucker-Prager, con el fin de mantener la relación coaxial de esfuerzo-deformación en el plano desviador, para una trayectoria de esfuerzo que comienza desde la línea isotrópica (Tsegaye, 2010).

Por otra parte, se adiciona una regla de densificación para predecir de manera más realista la evolución del exceso de presiones de poros durante cargas cíclicas. Lo anterior permite el aumento de las deformaciones unitarias volumétricas con una tasa decreciente durante la aplicación del corte.

Luego, el módulo volumétrico del agua es dependiente del grado de saturación especificado a través del Modo Input de PLAXIS y el modelo definido por el usuario puede ser utilizado en el modo de cálculo avanzado de PLAXIS.

Detalles de la definición de la superficie de fluencia, del comportamiento elasto-plástico y la regla de endurecimiento, de la función potencial, la regla de flujo utilizada en el modelo, las consideraciones en relación a la inversión de esfuerzos y movilidad cíclica, la regla post licuación y el comportamiento no drenado de los suelos modelados, se detallan en el documento Plaxis liquefaction model UBC3D-PLM, Ref.[28].

#### **6.5.4.1. Resumen de los Parámetros de Input y Variables de Estado de UBC3D**

Se han publicado algunas ecuaciones para la derivación de los parámetros para la calibración inicial del modelo como parámetros de input genéricos (Beatty y Byrne, 2011). Estas correlaciones se basan en valores de SPT luego de la calibración de UBCSAND con las soluciones analíticas propuestas y resultados experimentales. De todas formas, es posible utilizar solamente  $(N_1)_{60}$  para la selección preliminar de parámetros.

Los parámetros de input de UBC3D se resumen a continuación:

- $\phi_{cv}$  corresponde al ángulo de fricción a volumen constante.
- $\phi_p$  es el ángulo de fricción peak.
- $c$  es la cohesión del suelo.
- $K_B^e$  es el módulo volumétrico elástico del suelo a un nivel de referencia de 100 [kPa]. Si se encuentran disponibles datos de un ensayo triaxial con presión de confinamiento diferente es posible corregirlo con la ecuación correspondiente.

- $K_G^e$  corresponde al módulo de corte elástico del suelo a un nivel de referencia de 100 [kPa]. Se puede relacionar con  $K_B^e$  usando la relación de Poisson.
- $K_G^p$  es el módulo de corte plástico el cual debe extraerse después del ajuste de curva.
- $me$  es el índice del módulo volumétrico elástico con un valor por defecto de 0.5.
- $n_e$  corresponde al índice del módulo de corte elástico, con un valor por defecto de 0.5.
- $n_p$  es el índice del módulo de corte plástico, con un valor por defecto de 0.5.
- $R_f$  es la razón de falla  $n_f/n_{ult}$  como en el modo Duncan-chang (0.9).
- $P_a$  es la presión atmosférica.
- $fac_{hard}$  es el factor de densificación. Es un multiplicador que controla el escalamiento del módulo de corte plástico durante la carga secundaria. Sobre 1, el parámetro  $K_G^p$  se hace más alto y el comportamiento más rígido. Bajo 1, el parámetro  $K_G^p$  se hace más bajo y el comportamiento más suave.
- $(N_1)_{60}$  es el valor de SPT corregido del suelo. Si esto no se conoce, se pueden realizar aproximaciones con la densidad relativa.
- $fac_{post}$  es un parámetro de ajuste para representar el comportamiento post licuación.

$$\frac{K_B^e}{K_G^e} = \frac{2(1-\nu)}{3(1-2\nu')} \quad (\text{Ecuación 6.6})$$

$$PPR = \frac{p'_i - p'_a}{p'_i} \quad (\text{Ecuación 6.7})$$

$p'_i$  corresponde al esfuerzo promedio efectivo inicial y  $p'_a$  es el esfuerzo promedio efectivo actual. Cuando  $PPR$  es igual a 1, entonces el suelo se encuentra en estado licuado. La variable de estado  $PPR$  puede mostrar el estatus actual durante el cálculo, donde  $PPR_{max}$  revela si el suelo se ha encontrado en el estado licuado, aunque sea una vez durante el ensayo. La variable de estado  $r_u$  entrega información similar a  $PPR$  pero en vez del esfuerzo promedio efectivo utiliza el esfuerzo efectivo vertical en la ecuación mostrada a continuación:

$$r_u = \frac{\sigma'_{v,i} - \sigma'_{v,a}}{\sigma'_{v,i}} \quad (\text{Ecuación 6.8})$$

Donde  $\sigma'_{v,i}$  y  $\sigma'_{v,a}$  corresponden al esfuerzo efectivo vertical inicial y actual respectivamente.

En la Tabla 6.2 y Tabla 6.3 mostradas a continuación, se presentan los parámetros de input y las variables de estado, respectivamente, para el modelo UBS3D.

Tabla 6.2. Parámetros del modelo UBC3D. (Fuente: Ref.[28]).

Nombre	Símbolo	Unidad	Valor por defecto
Ángulo de fricción de volumen constante	$\phi_{cv}$	[°]	-
Ángulo de fricción peak	$\phi_p$	[°]	-
Cohesión	$c$	[kPa]	0
Módulo de corte elástico	$K_B^e$	-	-
Módulo de corte Plástico	$K_G^e$	-	-
Módulo Volumétrico Elástico	$K_G^p$	-	-
Índice del Módulo de corte Elástico	$n_e$	-	0,5
Índice del Módulo volumétrico Elástico	$me$	-	0,5
Índice del Módulo de Corte Plástico	$n_p$	-	0,5
Razón de Falla	$R_f$	[kPa]	0,9
Presión Atmosférica	$P_a$	[kPa]	100
Corte de Tensión	$\sigma_t$	-	0
Factor de Densificación	$fac_{hard}$	-	1
Valor SPT	$(N_1)_{60}$	-	-
Factor Post-Licuación	$fac_{post}$	-	0,2-1,0

Tabla 6.3. Variables de estado modelo UBC3D. (Fuente: Ref.[28]).

Nombre	Símbolo	Explicación
Ángulo de Fricción movilizado	$sinphi\_mob$	Ver ecuación de $\sin(\phi_m)$
Ángulo de fricción movilizado máximo	$maxsinphi\_mob$	-
Variable interna	$eyhan\_r$	Se iguala a $sinphi\_mob$
Número de Cruces	$xCross$	Número de semi ciclos
Variable Interna	$dsinphi\_mob$	Evolución de $sinphi\_mob$
Factor de confinamiento	$facConf$	Siempre igual a 1 en esta versión
Variable Interna	$PhiPReached$	Es 1 cuando se alcanza $\phi_{pk}$
Variable Interna	$r_u$	Definido por ecuación $r_u$ .
Esfuerzo Promedio Inicial	$p_0$	En el comienzo de la fase dinámica
Razón de Presiones de Poro	$PPR$	Definido por ecuación para PPR
Esfuerzo vertical Inicial	$SigV_0$	-
Razón de Presiones de Poro Máxima	$PPRMax$	-
$r_u$ Máximo	$r_u Max$	-

## 7. Capítulo VII

En este capítulo se presenta la herramienta computacional EERA que implementa el método lineal equivalente, comúnmente usado para obtener la respuesta sísmica de depósitos de suelos, y que en este estudio sirve particularmente como herramienta complementaria a Plaxis 2D, dado que permite obtener información de entrada para la modelación con dicho software.

### 7.1. Modelación en EERA

EERA, por sus siglas “Equivalent-Linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits”, es un programa creado en 1998 en la Universidad de Southern California, con el que se pueden realizar análisis dinámicos de la respuesta del suelo en una dimensión utilizando métodos lineales. El programa fue creado como evolución al anterior SHAKE (1972) y se programó en FORTRAN 90 (USC, 2000, Ref.[29]).

### 7.2. Interfaz del Programa

La presentación es en una interfaz integrada en hojas de cálculo de Microsoft Excel, siendo instalado como complemento de trabajo. El espacio de trabajo consiste en varias pestañas (hojas de Microsoft Excel) las cuales son listadas y descritas brevemente a continuación:

#### Pestañas de introducción de datos (input):

- **Earthquake:** En la primera pestaña se ingresa el sismo a trabajar como tabla y el paso en segundos. Se tiene también la opción de escalar el acelerograma y realizar filtrado de frecuencias.
- **Profile:** Se define la estratigrafía del suelo, la cual consiste en una roca basal y estratos horizontales infinitos (unidimensionales), se ingresan los valores de profundidad de cada estrato y los parámetros dinámicos. También se ingresa el nivel freático.
- **Mat N:** La siguiente pestaña es duplicable y corresponde a la definición de materiales, uno por pestaña. En cada una se definen las curvas de módulo de corte y razón de amortiguamiento en función de la deformación unitaria, características de cada material.

#### Pestañas de Cálculo:

- **Iteration:** En la pestaña *Iteration* es posible seleccionar el número de iteraciones y una vez corrido el modelo se muestran los cálculos realizados para la obtención de los distintos parámetros de interés.

#### Pestañas de resultados (output):

- **Acceleration:** Muestra los acelerogramas obtenidos para el estrato elegido.
- **Strain:** Muestra la deformación unitaria en el tiempo para el estrato elegido.

- **Ampli:** Muestra la amplificación dinámica en el dominio de las frecuencias, entre 2 estratos a elección.
- **Fourier:** Muestra el espectro de Fourier en el dominio de las frecuencias para el estrato elegido.
- **Spectra:** Muestra los espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento obtenidos en el dominio del período para el estrato elegido. Además, se puede seleccionar la razón de amortiguamiento deseada.

### 7.3. Funcionamiento del Programa

#### 7.3.1. Definición de Materiales

Como es mencionado en la sección anterior, los distintos materiales que componen el depósito en estudio son definidos en las pestañas *Mat*. Si bien el programa utiliza métodos lineales para describir el comportamiento del suelo, se ha demostrado que la relación entre el módulo de corte y la deformación no es lineal. Una aproximación más veraz del comportamiento del suelo puede llevarse a cabo con el modelo constitutivo mencionados en el punto 6.5.3, donde se explica que el módulo de corte del suelo experimenta notables disminuciones a medida que aumenta la deformación unitaria cuando es sometido a cargas de naturaleza cíclica (entre ellas los sismos).

Se define entonces para cada material la curva de reducción del módulo de corte, la cual grafica el módulo normalizado por su valor inicial o máximo en función de la deformación unitaria.

De igual manera, para definir el material se debe especificar la capacidad del suelo para disipar energía, correspondiente a la razón de amortiguamiento. Éste parámetro también varía en función de la deformación unitaria. La Figura 7.1 muestra las formas típicas que toman las dos curvas en cuestión (módulo de corte a la izquierda y razón de amortiguamiento a la izquierda).

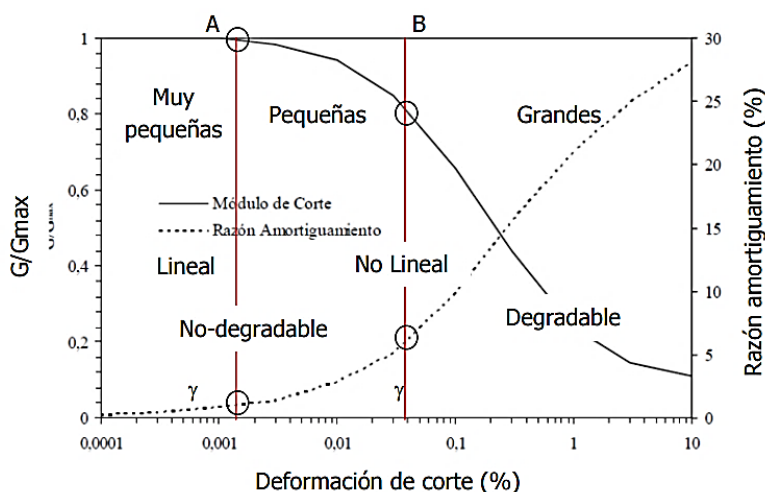


Figura 7.1. Curvas de Reducción del módulo de corte y amortiguamiento en función del nivel de deformación de corte.

(Fuente: Sun et al., 1988, Rodríguez 2005).

### 7.3.2. El Método Lineal Equivalente

Debido a lo explicado en la sección anterior, el programa utiliza un método lineal equivalente para representar la variación de los parámetros de módulo de corte y razón de amortiguamiento. De esta manera, utiliza un método lineal simple, con la salvedad de que los valores instantáneos del módulo de corte y la razón de amortiguamiento son los obtenidos mediante un método iterativo para cada estrato, el cual se detalla a continuación (USC, 2000, Ref.[29]):

1. Se toman los valores iniciales de  $G$  y  $\xi$  para pequeñas deformaciones.
2. Se calcula la respuesta del suelo para tales valores y se obtiene la amplitud de la deformación máxima de cortante  $\gamma_{m\acute{a}x}$  de la respuesta en el tiempo en cada estrato.
3. Se determina la deformación unitaria efectiva, definida como:

$$\gamma_{eff} = R_{\gamma}\gamma_{m\acute{a}x} \text{ (Ecuación 7.1)}$$

Donde  $R_{\gamma}$  corresponde a la razón entre la deformación efectiva y la máxima, que depende de la magnitud del sismo.

4. Se calculan los nuevos valores de los parámetros iniciales,  $G_{j+1}$  y  $\xi_{j+1}$  correspondientes a la deformación unitaria efectiva  $\gamma_{eff}$ .
5. Se repiten los pasos 2 a 4 hasta que la diferencia entre los valores de  $G$  y  $\xi$  entre dos iteraciones consecutivas se encuentren a un nivel menor al tolerado para todas las capas.

### 7.3.3. Tipos de Movimiento

El programa EERA reconoce 3 tipos de movimiento, los cuales son mostrados en la Figura 7.2.

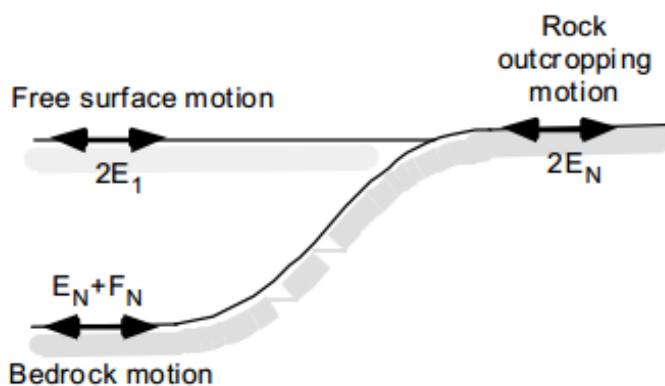


Figura 7.2. Tipos de movimientos a aplicar en EERA. (Fuente: Ref.[29] ).

Como puede observarse en la imagen, el tipo de movimiento *Free Surface Motion* corresponde al movimiento en la superficie del depósito de suelo (relleno), el movimiento *Rock Outcropping Motion* corresponde al movimiento en la superficie de un suelo de roca, mientras que *Bedrock Motion* corresponde al movimiento de la roca basal.

Con respecto al tipo de movimiento ingresado, el programa reconoce la diferencia entre un movimiento en superficie y uno en profundidad (independiente de si es en roca o no), asignando para tal efecto la denominación *Outcrop* e *Inside* respectivamente. El tipo de movimiento es ingresado en la pestaña *Profile* para representar la fuente sísmica, seleccionándolo en el estrato basal para la respuesta sísmica del suelo. Además, en las pestañas de resultados, al seleccionar el estrato para la respuesta se puede seleccionar si el tipo de movimiento requerido se encuentra en superficie o en profundidad de la misma manera.

### 7.3.4. Parámetros Principales del Programa

Además de ingresar el sismo y de definir las curvas de módulo de corte y amortiguamiento para cada material, el programa trabaja con los siguientes parámetros:

#### 7.3.4.1. Parámetros Globales

Dentro de los parámetros globales se encuentra el nivel freático, el cual se ingresa sobre el estrato correspondiente en la pestaña *Profile*. Otros parámetros corresponden al número de iteraciones para el cálculo y a la razón de deformación  $R_\gamma$ .

#### 7.3.4.2. Parámetros Para cada Estrato

Como fue mencionado anteriormente, la estratigrafía es definida en la pestaña *Profile*. En ella se ingresa el nombre de cada estrato y además el espesor de cada capa, en filas de la hoja de cálculo de Microsoft Excel.

Se debe asignar un material de los definidos en las pestañas *Mat* a cada uno de los estratos del depósito de suelo definido.

Dado que el programa utiliza un método lineal, se debe obtener el módulo de corte máximo para cada estrato. Para tal efecto se ingresa la densidad del suelo y la velocidad de ondas de corte. El módulo de corte es obtenido entonces mediante el uso de la siguiente relación:

$$G_0 = \rho V_s^2 \text{ (Ecuación 7.2)}$$

## **8. Capítulo VIII**

En los capítulos anteriores se ha presentado el método Soil Mixing, el cual se utilizará para simular el mejoramiento de un suelo Tipo F mediante la modelación con el software PLAXIS 2D. En este capítulo, por lo tanto, es necesario dar a conocer las características del terreno a mejorar, para luego determinar cada uno de los parámetros que permitirán simular la implementación del tratamiento con Soil Mixing.

### **8.1. Caso de Aplicación**

Para evaluar la efectividad del método Soil Mixing se aplicará la técnica en un terreno ubicado en la ciudad de Punta Arenas, región de Magallanes. Para ello se cuenta con la mecánica de suelos y perfiles geofísicos de velocidades de ondas de corte, los cuales permiten caracterizar el terreno del lugar.

Dicho lo anterior, considerando los antecedentes disponibles de mecánicas de suelos, el informe de reconocimiento geofísico, información bibliográfica referente a los suelos de la ciudad de Punta Arenas y correlaciones entre los parámetros del suelo y el ensayo SPT se obtienen todos los parámetros que permitirán modelar el terreno utilizando los modelos constitutivos seleccionados.

En primera instancia, es importante destacar, que los suelos presentes en la región de Magallanes y particularmente el seleccionado para la modelación, presentan las condiciones óptimas para aplicar el tratamiento. Como ya se ha mencionado, la técnica Soil Mixing ha sido históricamente aplicada en terrenos blandos (arcillas blandas, limos blandos, terrenos orgánicos, arenas sueltas, etc.), por lo cual el terreno seleccionado, cumple totalmente con los requerimientos para permitir la efectividad de la mesa en el terreno.

#### **8.1.1. Antecedentes del Suelo de Fundación de la Ciudad de Punta Arenas**

##### **8.1.1.1. Antecedentes Historicos**

Punta Arenas se encuentra ubicada en la parte Noreste de la Península de Brunswick, emplazada en la ribera poniente del estrecho de Magallanes y comprende una franja costera de unos 3 km., de ancho.

La ciudad se encuentre entre los ríos De la Mano por el Sur y el “Del Carbón “ por el Norte, a la altura de la actual Avenida España se observa una abrupta pendiente que señala la presencia de una formación geológica denominada morrena ( derrubios transportados y depositados por los glaciares) terminal, lo que también se denomina “drumling”, con su eje mayor de Norte a Sur y que fue depositada en la última fase pleistocénica por los glaciares que ocuparon esta parte del Estrecho de Magallanes.

##### **8.1.1.2. Antecedentes Geomorfológicos**

Punta Arenas está fundada en un espacio inter fluvial de depósitos granulares finos según la morfología de la arenisca y lutitas de la formación de Loreto. El terreno de la ciudad corresponde a una zona puntual de una gran terraza litoral

de origen marino, de unos 10 m de altura, que desciende al norte y al oeste, cuyos materiales constituyentes son de sedimentos marinos y fluvio-glaciales compuestos, principalmente mezclados con cenizas volcánicas. Esta formación proviene de una reciente elevación y depositación de estos sedimentos y constituye una antigua línea de costa.

- **Relieve Bajo**

Primera terraza conocida como la punta arenosa, está conformada por la acumulación de sedimentos marinos, arenas, gravas finas arenosas, limos con intercalaciones arcillosas, entre las cotas 5 y 10 m.s.n.m.

- **Relieve Intermedio**

Segunda terraza, está conformada por depósitos morrénicos de distinta naturaleza, compuestos de gravas y arenas con abundante arcilla, que constituyen terrenos estables como suelos de fundación.

- **Relieve Alto**

Tercera terraza, está conformada por relieves de erosión suave situados por sobre los 100 m.s.n.m. está formada por rocas sedimentarias marinas y continentales de la formación.

### 8.1.1.3. Antecedentes Geológicos

La ciudad de Punta Arenas y la cuenca del Estrecho de Magallanes, presentan principalmente rocas sedimentarias, tanto de origen marino como continental (fluvial, lacustre, etc.), de las cuales las más antiguas de edad Terciario Superior, corresponden al afloramiento de la formación Loreto (Relieve alto).

#### I Terciario

Formación de Loreto: Roca fundamental, areniscas marinas a continentales de granos gruesos y finos, lutitas calcáreas y limolitas con frecuentes niveles de concreciones. Muy compactas e impermeables.

La Formación Loreto, litológicamente corresponde a una secuencia de areniscas y arcillolitas de aproximadamente 800 m de espesor, de edad Eoceno Tardío (Otero et al., 2012) e interpretada como un depósito de estuario (Le Roux et al., 2010; Otero et al., 2012). Sobre estas rocas sobreyacen los depósitos cuaternarios.

#### II Cuaternario

Estratos de mayor consolidación:

- Gravas del río de Las Minas
- Arenas del río de Las Minas
- Deposito Glacio-Fluviales
- Tilitas amarillas, (Mazacote)
- Tilitas azules, (Mazacote)

Estratos de baja consolidación

- Sedimentos de transición Marino-Fluviales
- Sedimentos Glacio-Lacustre

- Sedimentos Deltacicos del Rio de Las Minas
- Sedimentos de acreción de la Punta Arenosa
- Sedimentos de Playa
- Depósitos fluviales
- Depósitos orgánicos

### III Contemporáneos

- Rellenos artificiales

### Mazacote

Termino regionalista que está asociado a un conglomerado resultante de la compactación de un deposito morrénico o fluvio-glaciario antiguo. Se ven elementos a menudo estriados, de tamaños variados (de gravas a bloques), mal clasificados, embudados en una matriz arcillosa-arenosa, a veces abigarrada. Se conocen Tilitas en el Precámbrico y en el Paleozoico que atestiguan antiguas glaciaciones (arcillas con bloques), se aprecian Tilitas amarillas y Tilitas azules.

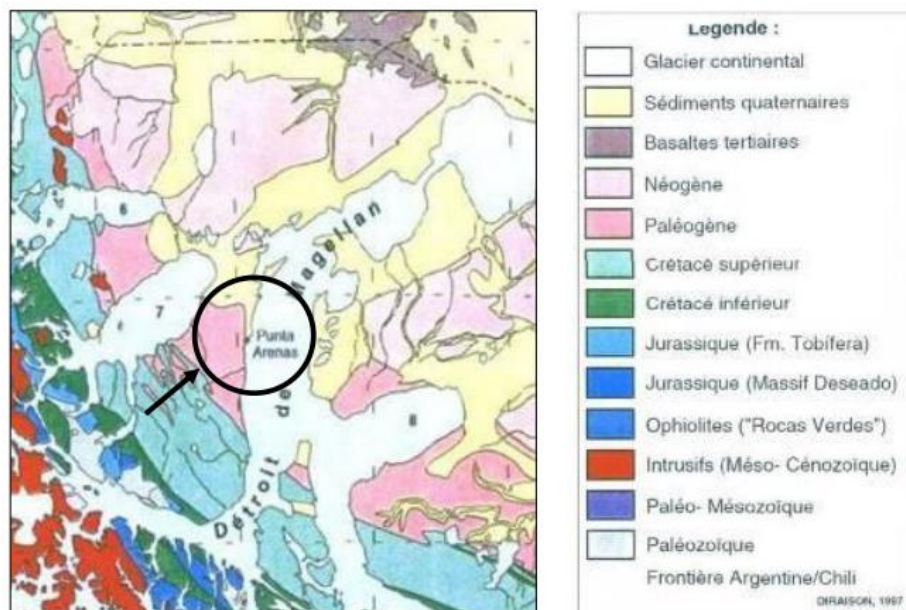


Figura 8.1. Plano Geológico del sector. (Fuente: Ref.[35]).

#### 8.1.1.4. Antecedentes Sísmicos

En esta región, se produce el contacto de la placa Antártica y América, con una velocidad relativa menor que la existente entre las placas de Nazca y América, lo que hace que la actividad sísmica sea consecuentemente inferior. La zona se caracteriza por una baja sismicidad en comparación con el resto del país, siendo escasa para sismos de magnitud mayor que 7.0, no obstante, es conocida la ocurrencia de sismos de gran magnitud, como los terremotos de

diciembre de 1949 de magnitud 7.8 con intensidad VII en la escala Modificada de Mercalli y el terremoto de febrero de 1879 de magnitud estimada 7.3.

### 8.1.2. Exploración del Terreno y Resultados

Se cuenta con la información obtenida a partir de un sondaje rotatorio de 30 m de profundidad con ensayo de penetración NSPT. Además, con el propósito de conocer las características del suelo, se dispone de estratigrafías a través de 3 pozos o calicatas.

A partir del sondaje y las calicatas disponibles, el perfil y modelo estratigráfico del subsuelo es el siguiente:

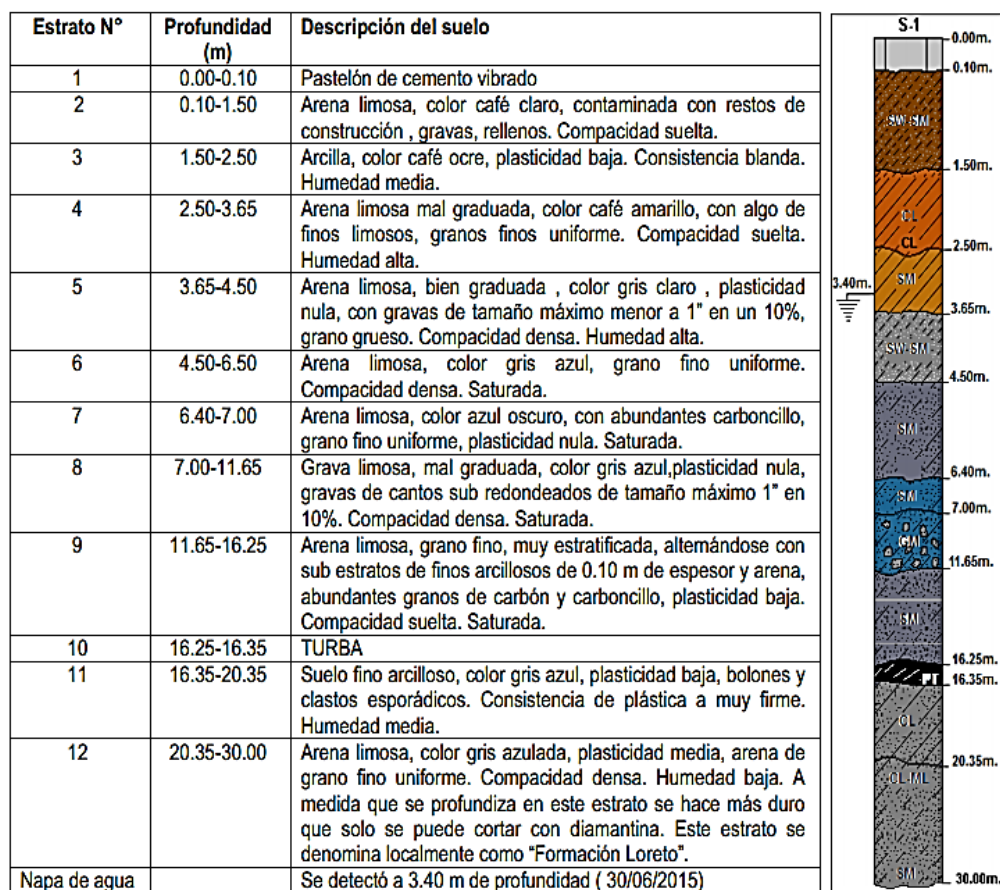


Figura 8.2. Perfil estratigráfico del suelo. (Fuente: Ref. [35]).

Por otro lado, como se ya se ha mencionado, se cuenta con los resultados del ensayo SPT, antecedente muy importante para este estudio, dado que a partir de él y correlaciones empíricas, se obtienen gran parte de los parámetros del terreno detallado en el perfil estratigráfico.

Tabla 8.1. Resultados obtenidos del ensayo SPT. (Fuente: Ref. [35]).

Entre cotas		N1	N2	N3	NF (N2+N3)	N1(60)	Observaciones	Suelo
m	m							
0,00	0,45	4	7	5	12	18		Arena Limosa
0,45	0,90	2	2	2	4	5		Arena Limosa
0,90	1,35	10	2	2	4	5		Arena Limosa
1,35	1,80	2	3	3	6	7		arcilla
1,80	2,25	3	3	4	7	8		arcilla
2,25	2,70	3	4	5	9	11		Arena Limosa
2,70	3,15	4	4	6	10	11		Arena Limosa
3,15	3,60	5	7	4	11	12		Arena Limosa
4,05	4,50	3	4	4	8	8		Arena Limosa
5,05	5,50	3	4	7	11	11		Arena Limosa
6,05	6,50	6	6	8	14	13		Arena Limosa
7,05	7,50	2	2	2	4	4		Grava Limosa
8,05	8,50	4	3	6	9	8		Grava Limosa
9,05	9,50	4	14	15	29	25		Grava Limosa
10,05	10,05	5	7	15	22	18		Grava Limosa
11,05	11,50	3	4	6	10	8		Grava Limosa
12,05	12,50	2	4	4	8	6		Arena Limosa
13,05	13,50	3	3	4	7	5		Arena Limosa
14,05	14,50	3	3	4	7	5		Arena Limosa
15,05	15,50	2	3	3	6	4		Arena Limosa
16,05	16,50	2	3	3	6	4		Arcilla
17,05	17,50	4	5	7	12	8		Arcilla
18,05	18,50	18	16	26	42	27		Arcilla
19,05	19,50	8	14	20	34	21		Arcilla
20,05	20,50	18	24	50*	100	60	*Clasto > de 15"	Arcilla
21,95	22,40	18	21	25	46	26		Arena Limosa
23,25	23,70	15	23	22	45	25		Arena Limosa
23,70	25,50	-	-	-	-	-	Barril HQ	Arena Limosa
25,50	27,00	-	-	-	-	-	"	Arena Limosa
27,00	28,50	-	-	-	-	-	"	Arena Limosa
28,50	30,00	-	-	-	-	-	"	Arena Limosa

En la tabla anterior también se ha indicado el tipo de suelo existente entre las cotas correspondientes, debido a que las correlaciones a utilizar generalmente varían dependiendo del tipo de terreno, según corresponda a suelos granulares o cohesivos.

Los resultados tabulados anteriormente para el ensayo de penetración estándar se grafican en la Figura 8.3.

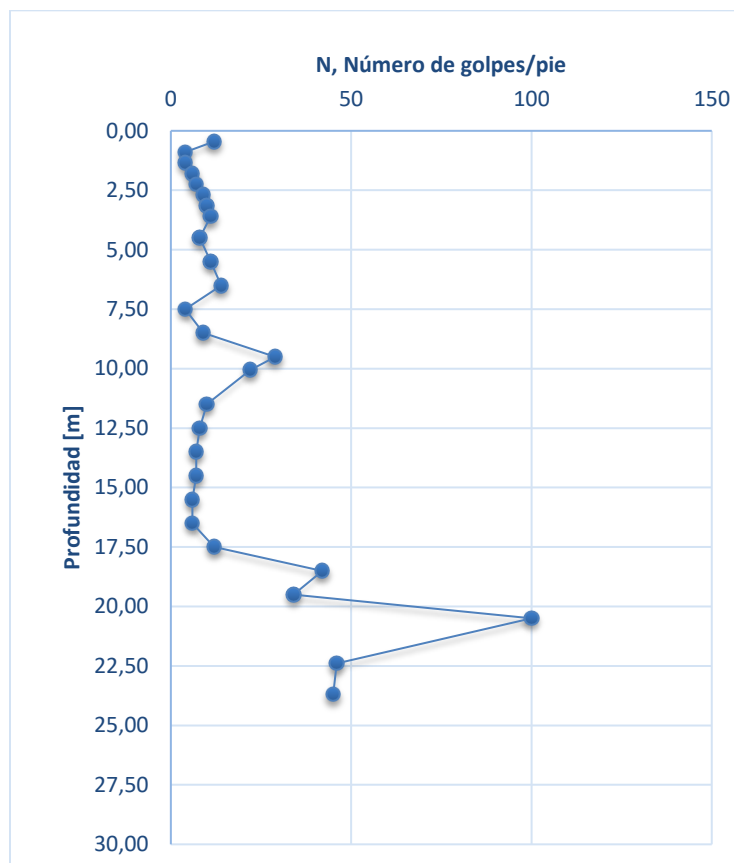


Figura 8.3. Resultados del SPT en función de la profundidad. (Fuente: Ref. [35]).

### 8.1.3. Ensayos de Laboratorio

Como antecedente de mecánica de suelo también se tienen los resultados de ensayos realizados sobre las muestras extraídas del sondaje, que permiten identificar y definir las propiedades del material muestreado. En la Tabla 8.2 se muestra el detalle de los resultados obtenidos.

Tabla 8.2. Resultados de ensayos de laboratorio. (Fuente: Ref.[35]).

Sondaje	1.50	2.50	3.65	4.50	6.40	7.00	11.65	16.25	20.35
Profundidad (m)	2.50	3.65	4.50	6.40	7.00	11.65	16.25	20.35	23.70
% que pasa el tamiz N° 200	74	15	11	15	19	13	30	75	57
LL (%)	40	-	-	-	-	-	-	30	22
LP (%)	23	-	-	-	-	-	-	18	16
IP	17	NP	NP	NP	NP	NP	NP	12	6
Clasificación USCS	CL	SM	SW-SM	SM	SM	GM	SM	CL	CL-ML

### 8.1.4. Perfil Sísmico

Como antecedente, también se cuenta con los resultados del perfil sísmico ejecutado en el terreno a modelar. A partir de este se obtiene la velocidad de ondas de corte promedio  $V_{s30}$ , la que será utilizada para la clasificación sísmica del suelo, según lo establecido en la NCh 433 Of.96 mod. 2012.

A continuación, se muestra el gráfico de dispersión espectral de la velocidad de fase de las ondas superficiales Rayleigh (velocidad fase versus frecuencia), el gráfico de interpretación de microtemores para la determinación del perfil  $V_{s30}$ , Tabla de perfil de velocidades y Gráfico Vs ReMi en función de la profundidad.

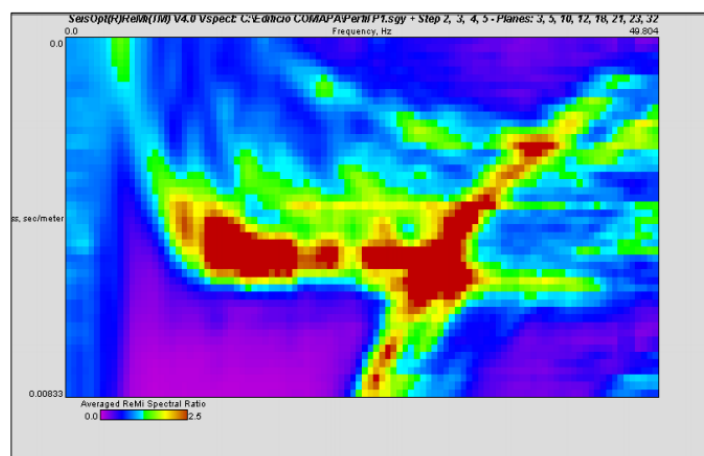


Figura 8.4. Gráfico de dispersión espectral. (Fuente: Ref.[34]).

Tabla 8.3. Perfil de velocidades obtenido. (Fuente: Ref.[34]).

Perfil Sísmico N°1		
Profundidad [m]		Vs Remi [m/s]
Desde	Hasta	
0	1,5	202
1,5	2,6	202
2,6	7	173
7	8,15	173
8,15	11,65	290
11,65	13,18	290
13,18	20,64	429
20,64	30	679

Considerando que el sello de fundación es menor a 15 metros de profundidad desde el nivel donde se ejecutaron los perfiles sísmicos, entonces el cálculo de  $V_{s30}$  nos permite obtener un valor de 321 [m/s].

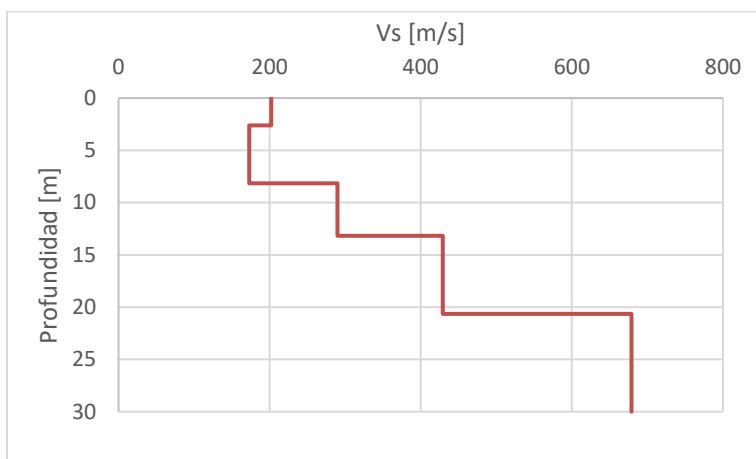


Figura 8.5. Gráfico del perfil de velocidad en la profundidad. (Fuente: Ref. [34]).

### 8.1.5. Potencial de Licuación

Para evaluar el potencial de ocurrencia del fenómeno de licuación de arenas saturadas, se realiza un análisis a partir de los resultados de ensayos SPT y granulometría del suelo efectuadas en muestras obtenidas del sondaje, haciendo corrección por contenido de finos. Entre la superficie y los 17.50 m de profundidad, el factor de seguridad obtenido en el análisis es menor a 1, por lo tanto, esto nos indica que se producirá el fenómeno de licuación o al menos existe un alto potencial de que aquello ocurra.

Para el cálculo del potencial de licuación, se utiliza un perfil estratigráfico simplificado en función de los resultados obtenidos en el perfil de velocidades. En primer lugar, se calculan las presiones totales y efectivas, considerando que la napa freática se encuentra a 3.4 [m] de profundidad. Los resultados se detallan en la Tabla 8.4.

Tabla 8.4. Propiedades de perfil estratigráfico y cálculo de presiones totales y efectivas. (Fuente: Elaboración Propia)

Tipo de Suelo	Descripción	Profundidad [m]		Ysat [kN/m <sup>3</sup> ]	Yunsat [kN/m <sup>3</sup> ]	Contenido de Finos [%]	Profundidad Media [m]	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_v'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	(N1)60
		Desde	Hasta							
Arena Limosa	Compacidad Suelta	0	1,5	18,54	8,54	0,2	0,8	13,9	7,5	9
Arcilla	Consistencia Blanda	1,5	2,6	17,36	7,36	0,7	2,1	35,6	20,5	8
Arena Limosa	Compacidad Densa	2,6	7	20,10	10,10	0,2	4,8	96,5	48,0	10
Grava Limosa	Compacidad Densa	7	8,15	16,67	6,67	0,1	7,6	126,3	75,8	17
Grava Limosa	Compacidad Densa	8,15	11,65	16,67	6,67	0,1	9,9	165,1	99,0	13
Arena Limosa	Compacidad Suelta	11,65	13,18	20,79	10,79	0,3	12,4	258,1	124,2	6
Arcilla	Consistencia Plástica a Muy Firme	13,18	20,64	20,10	10,10	0,8	16,9	340,0	169,1	17
Roca	Compacidad Densa	20,64	30	19,91	9,91	0,3	25,3	504,1	253,2	26

Luego, en base al método tradicional, expuesto en el Capítulo IV, y considerando todas las correcciones tanto para el cálculo de la “Relación de Resistencia Cíclica” (CRR) como para la “Relación de Tensiones Cíclicas” (CSR), se obtiene el factor de seguridad en función de la profundidad, para un sismo de magnitud 7.5 ( $A_0 = 0.3g$ ), con lo que puede concluirse que el terreno es susceptible de sufrir licuefacción, Tabla 8.5.

Tabla 8.5. Cálculo del potencial de licuación en la profundidad. (Fuente: Elaboración Propia).

Profundidad Media [m]	(N1)60	$\Delta(N1)60$	(N1)60 cs	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	rd	MSF	$C\sigma$	$K\sigma$	KM	(CSR)M	(CRR)M	FS	Aplica
0,8	9	3	13	-0,02	0,0	1,00	1,00	0,09	1,00	1,00	0,195	0,136	0,70	No
2,1	8	6	13	-0,08	0,0	0,99	1,00	0,08	1,00	1,00	0,193	0,140	0,73	No
4,8	10	3	13	-0,25	0,0	0,96	1,00	0,09	1,00	1,00	0,377	0,142	0,38	Si
7,6	17	3	19	-0,47	0,1	0,93	1,00	0,12	1,00	1,00	0,302	0,194	0,64	Si
9,9	13	3	16	-0,67	0,1	0,90	1,00	0,10	1,00	1,00	0,292	0,160	0,55	Si
12,4	6	5	11	-0,91	0,1	0,86	1,00	0,08	0,98	1,00	0,349	0,122	0,35	Si
16,9	17	6	22	-1,34	0,1	0,79	1,00	0,12	0,94	1,00	0,311	0,224	0,72	Si
25,3	26	5	31	-1,96	0,2	0,68	1,00	0,17	0,85	1,00	0,266	0,456	1,72	Si

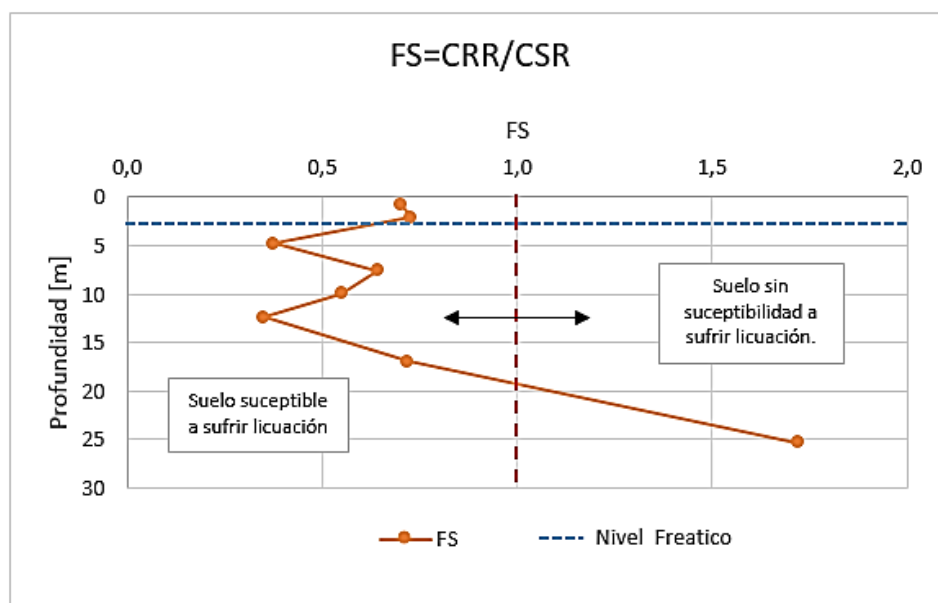


Figura 8.6. Gráfico del potencial de licuación del terreno ( $FS=CRR/CSR$ ). (Fuente: Elaboración Propia).

Como ya se ha mencionado, en la zona a estudiar la actividad sísmica es consecuentemente inferior a la del resto del país, por lo cual evaluar la susceptibilidad de licuación con un sismo de magnitud  $M=7.5$  es válido. Además, ante cualquier sismo de mayor magnitud, el terreno será también susceptible a sufrir el fenómeno, lo que aumenta el interés en mitigar los efectos que eventos sísmicos causen en el terreno y en las estructuras fundadas sobre él.

### 8.1.6. Clasificación Sísmica del Suelo

Finalmente, a partir del estudio de reconocimiento geofísico y los resultados del sondaje, la clasificación del terreno es:

Tabla 8.6. Clasificación sísmica del terreno. (Fuente: Elaboración Propia).

<b>Zona Sísmica</b>	2 (Ciudad de Punta Arenas)
<b>Tipo de Suelo</b>	F

Si se traspasan los suelos potencialmente licuables y/o se refuerza con las nuevas tecnologías que existen actualmente, lo que también incluye al método Soil Mixing, la clasificación del suelo quedará como Tipo D, que es la clasificación asociada a las velocidades de ondas de corte medidas en el geofísico ( $V_{s30} > 180$  m/s) y  $S_u \geq 0.05$  MPa.

## 8.2. Definición del Modelo

### 8.2.1. Registros sísmicos utilizados en el análisis

Para evaluar correctamente el comportamiento del suelo se utiliza un registro obtenido sobre roca aflorante. En particular se ha optado por el registro obtenido en Valparaíso (UTFSM) para el terremoto del 27 de febrero del año 2010.

Tabla 8.7. Características del registro sísmico utilizado en el análisis. (Fuente: Elaboración Propia)

Año	Estación de registro	Latitud	Longitud	Orientación	Aceleraciones Máximas [g]	Duración [s]
2010	Valparaíso UTFSM	-33,03	-71,62	Trans.	0,3014	72,005

En la Figura 8.7 se presenta el sismograma del registro a utilizar en el estudio.

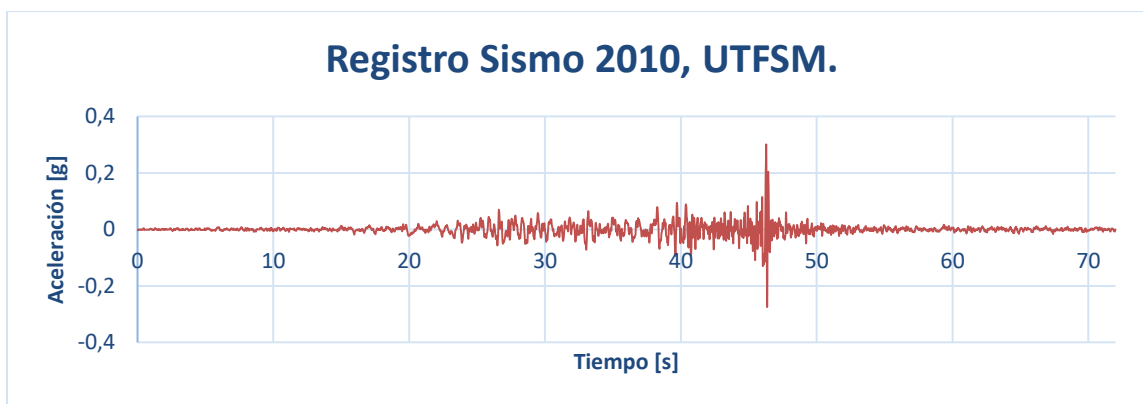


Figura 8.7. Acelerograma Sismo 27 de febrero de 2010, Estación UTFSM Valparaíso, Orientación Transversal.

(Fuente: Elaboración Propia)

El registro sísmico anterior fue obtenido en la roca aflorante de la ciudad de Viña del Mar, por lo que ya contiene un grado de amplificación sísmica al propagarse a través de ella. Luego, solo con fines académicos, se ha optado por considerar que el sismo a utilizar se ha propagado por la roca de Punta Arenas, por lo cual es necesario obtener el acelerograma sin amplificaciones a la profundidad de interés (30m), y con ello utilizar finalmente, una señal sísmica cuyos valores de la aceleración son inferiores. En este sentido es muy útil el software EERA, el cual, como ya se ha mencionado, corresponde a un complemento del programa Excel y tiene la opción de indicar si el sismo proviene de roca aflorante, asumiendo que la distancia por la que la onda sísmica se propaga corresponde a la distancia a la roca en el perfil de suelo ingresado.

### 8.2.2. Profundidad del Substrato Rocoso

En particular, la roca de la zona, también conocida como Formación Loreto, como ya se ha detallado, corresponde a una arenisca cuya velocidad de onda de corte es muy variable (entre los 600 [m/s] y aproximadamente 1500 [m/s]). Luego, en base a los antecedentes bibliográficos disponibles y a la información otorgada por el mecánico de suelos, Ramón Carrasco Poll, profesional con basto conocimiento de la zona, se considera que el estrato rocoso, a partir del cual ya no existe amplificación en el lugar de análisis, está a una profundidad de 40 [m].

### 8.2.3. Modelación en EERA

Si bien no es un objetivo del estudio obtener directamente la respuesta sísmica del suelo utilizando el método lineal equivalente implementado en el programa EERA, esta herramienta permite determinar los registros de aceleraciones a utilizar en la modelación con elementos finitos, utilizando el proceso de Deconvolución (Ref. [16]), por lo cual es importante definir correctamente el perfil estratigráfico y sus propiedades.

#### 8.2.3.1. Definición del Perfil Estratigráfico

Al utilizar el método lineal equivalente para la modelación se requiere como dato de entrada para cada estrato:

- La velocidad de propagación de la onda de corte  $V_s$ .
- El peso específico del suelo  $\gamma_s$ .
- Las curvas de degradación de la rigidez y amortiguamiento para los distintos materiales.
- Espesor de los estratos.

La Tabla 8.8 muestra los datos de entrada para cada estrato según el perfil estratigráfico definido anteriormente en función del perfil sísmico, además, se indica el tipo de material ya sea: (1) Arena; (2) Arcilla; (3) Grava; (4) Roca. En particular, también se muestra que el registro sísmico utilizado como input es obtenido a partir de Roca Aflorante (OutCrop) y que se propaga hasta la superficie a partir del substrato rocoso.

Otro dato relevante para el cálculo con este software es la ubicación de la napa freática, asignando el estrato correspondiente con la letra W (3.4 m de profundidad).

Como dato importante para análisis posteriores, del perfil ingresado a EERA se obtiene el periodo fundamental del depósito ( $T_f$ ), cuyo valor es de 0.29 segundos, Tabla 8.8.

Tabla 8.8. Definición del perfil estratigráfico en el programa EERA. (Fuente: Software EERA)

Estratigrafía Simplificada Sondaje Centro de Punta Arenas

Fundamental period (s) = 0,29

Average shear wave velocity (m/sec) = 416,66

Total number of sublayers = 9

$$V = \frac{1}{\sum_{i=1}^N h_i} \sum_{i=1}^N h_i v_i$$

$$T = 4 H/V$$

$$T = 4 \sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}$$

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2$$

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface											
1	2		1,5			18,9	202,0				H1
2	1		1,1			17,7	202,0				H2
3	2		4,4			20,5	173,0		W		H3
4	3		1,15			17,0	173,0				H4
5	3		3,5			17,0	290,0				H5
6	2		1,53			21,2	290,0				H6
7	1		7,46			20,5	429,0				H7
Formacion Loreto	2		9,36			20,3	679,0				H8
Bedrock	4		10			20,5	1500,0	Outcrop			H9

Las curvas de degradación de la rigidez y amortiguamiento utilizadas en la modelación son las siguientes:

Material 1 – Arcilla

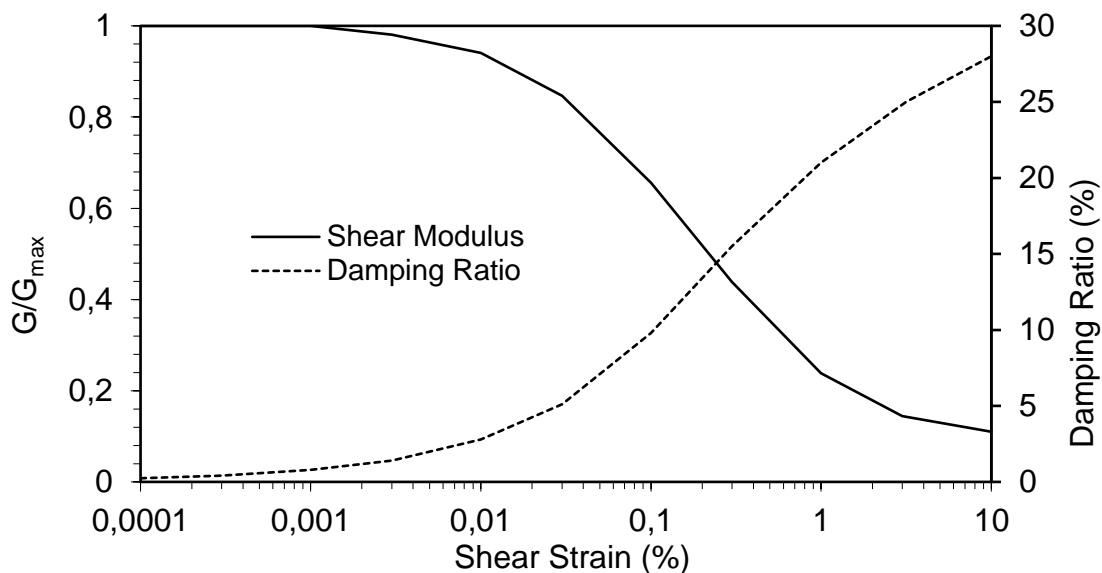


Figura 8.8. Curva de degradación de rigidez y amortiguamiento para Arcilla... (Modulus for clay (Seed and Sun, 1989) upper range and damping for clay (Idriss 1990)). (Fuente: Software EERA).

### Material 2 – Arena

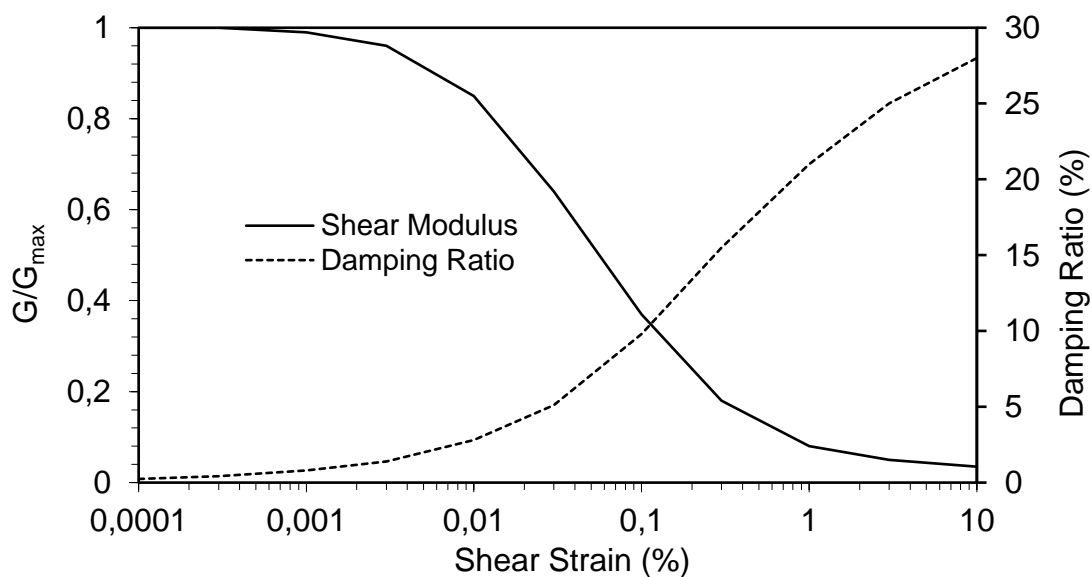


Figura 8.9. Curva de degradación de rigidez y amortiguamiento para Arena. 'Modulus for sand (Seed & Idriss 1970) - Upper Range and damping for sand (Idriss 1990) - (about LRng from SI 1970). (Fuente: Software EERA).

### Material 3 – Grava

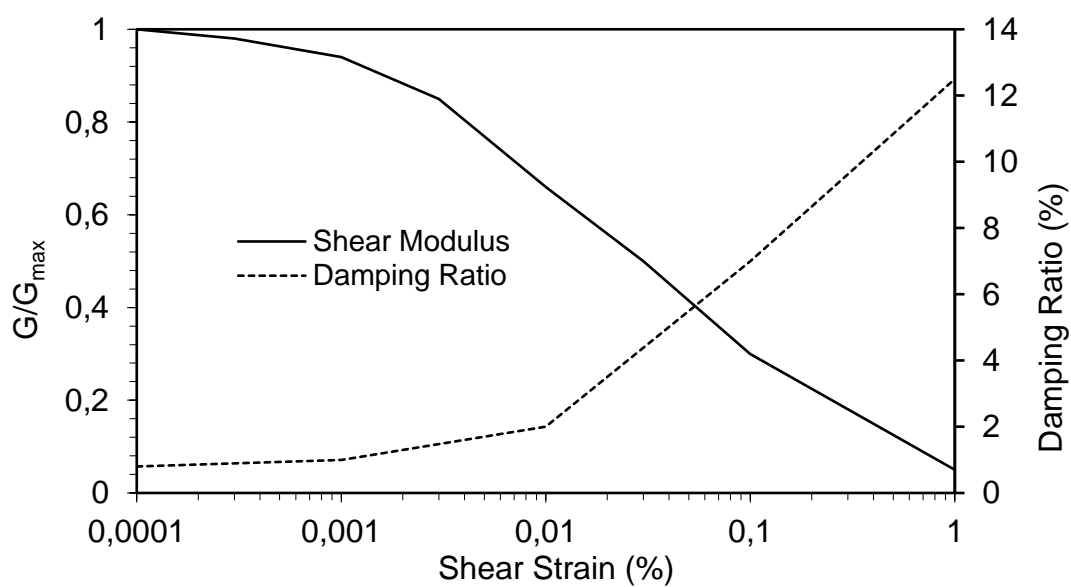


Figura 8.10. Curva de degradación de rigidez y amortiguamiento para Grava. 'Modulus for Gravels (Rollins 1998) - Upper Range and damping for Gravels (Rollins 1998). (Fuente: Ref.[24])

## Material 4 – Roca

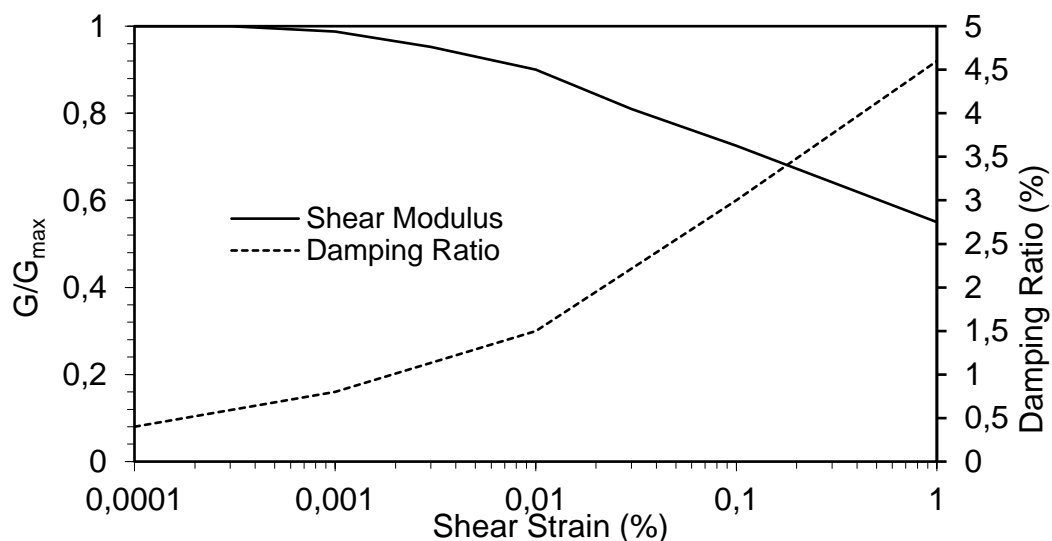


Figura 8.11. Curva de degradación de rigidez y amortiguamiento para Roca. Attenuation of rock average and damping in rock. (Fuente: Software EERA).

### 8.2.3.2. Aceleraciones Input para la modelación en Plaxis

La aceleración obtenida con EERA para una profundidad de 30 [m] en el perfil de suelo ya mencionado, a partir de los parámetros ingresados, y de las curvas de degradación de rigidez y de amortiguamiento para los distintos materiales se muestra a continuación:

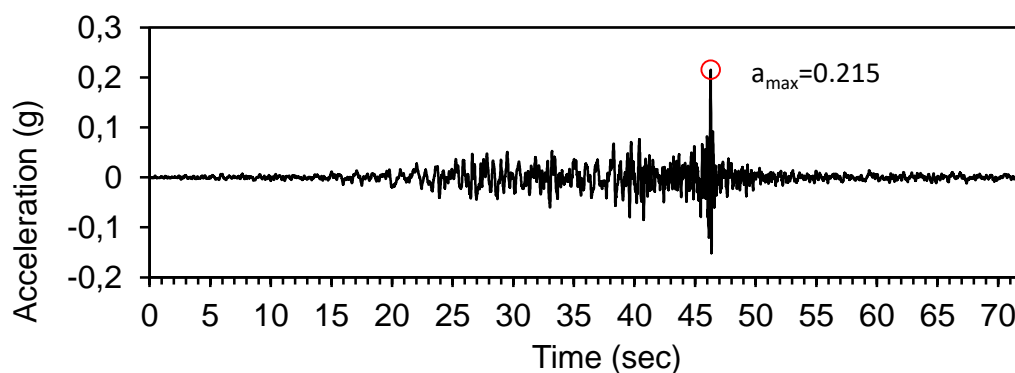


Figura 8.12. Resultado obtenido para el Acelerograma a una profundidad de 30 [m] mediante EERA, para el sismo ocurrido el 27 de febrero del 2010, Valparaíso, Chile. (Fuente: Software EERA).

Como dato importante para el análisis, la frecuencia predominante ( $f_p$ ) de la señal sísmica, obtenida a partir del análisis en EERA es de 4.29 Hertz.

## 8.2.4. Implementación en PLAXIS

### 8.2.4.1. Determinación de Parámetros

Para determinar los diferentes parámetros requeridos para la modelación en Plaxis, tanto para el modelo Hardening Soil (Formación Loreto), Hardening Soil Small (Suelos Cohesivos y Gravas) como para el Modelo UBCSAND (Arenas) se utilizan las correlaciones en función de los resultados del ensayo SPT, existente en la literatura.

Dado lo anterior, es importante resaltar el tipo de suelo considerado para cada horizonte y el modelo constitutivo asociado para la modelación, según se detalla en la Tabla 8.9.

Tabla 8.9. Estratos y modelos constitutivos correspondiente para la modelación en PLAXIS 2D. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Profundidad [m]		Tipo de Suelo	Modelo Constitutivo
	Desde	Hasta		
H1	0	1,5	Arena Limosa	UBCSAND
H2	1,5	2,6	Arcilla	HSS
H3	2,6	7	Arena Limosa	UBCSAND
H4	7	8,15	Grava Limosa	HSS
H5	8,15	11,65	Grava Limosa	HSS
H6	11,65	13,18	Arena Limosa	UBCSAND
H7	13,18	20,64	Arcilla	HSS
H8	20,64	30	Formación Loreto	HS

#### 8.2.4.1.1. Parámetros Modelo Hardening Soil y Hardening Soil Small

A continuación, se detalla la obtención de cada uno de los parámetros a utilizar en la modelación con los modelos constitutivos Hardening Soil y Hardening Soil Small.

#### Cohesión No Drenada

Para obtener el valor de la cohesión en suelos finos (arcillas) D.F McCarthy propuso la siguiente relación en función de los resultados obtenidos para el SPT en suelos finos:

$$c_u = 0.06 \cdot N_{60} \cdot Pa \text{ (Ecuación 8.1)}$$

Para el caso de los suelos granulares (gravas) se considera que la cohesión es nula. Sin embargo, los desarrolladores del programa recomiendan un valor de al menos 0.2 para evitar complicaciones en los procesos iterativos (Ref. [4]), por lo que se usa un valor de  $c_u = 0.2$ .

Dado lo anterior, la cohesión para los estratos de arcilla, grava y arenisca (H2, H4, H5, H7 y H8) son los siguientes:

Tabla 8.10. Cohesión obtenida para la modelación con HSS. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$	$c_u$ [kPa]
H2	Arcilla	8	19.7
H4	Grava Limosa	17	0.2
H5	Grava Limosa	13	0.2
H7	Arcilla	17	100.5
H8	Arenisca	56	294

### Ángulo de Fricción Interna ( $\phi$ ) y Ángulo de Dilatancia ( $\psi$ )

Con relación al ángulo de fricción interna en condición no drenada para suelos cohesivos (Arcilla), la podemos aproximar con la siguiente ecuación (Ref. [23]):

$$\phi = 2^\circ + 0.66(N_{60}) \text{ (ecuación 8.2)}$$

Para el caso de suelos granulares (Grava y la Arenisca), a partir del valor de “ $(N_1)_{60}$ ” también se puede estimar el ángulo de fricción interna en términos de presiones efectivas, utilizando alguna de la siguiente expresión.

$$\phi = 28.5^\circ + (0.4(N_1)_{60}) \text{ (Peck) (Ecuación 8.3)}$$

Por otro lado, el ángulo de dilatancia, se determina según la relación:

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ (Ecuación 8.4)}$$

Luego, los ángulos de fricción interna y dilatancia utilizados para los estratos modelados con Hardening Soil Small son los siguientes:

Tabla 8.11. Ángulo de fricción interna obtenidos para la modelación con HSS. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$	$\phi$ [°]	$\psi$ [°]
H2	Arcilla	8	7	0
H4	Grava Limosa	17	35.1	5.1
H5	Grava Limosa	13	33.7	3.7
H7	Arcilla	17	22.5	0
H8	Arenisca	56	38.7	8.7

### Coefficiente de Poisson

Para todos los estratos se utiliza un coeficiente de Poisson igual a 0.2.

**Poder: m**

En lo que respecta al nivel de dependencia rigidez/esfuerzo, el manual de Plaxis 2D (Ref. [4]) explica que según estudios se pueden adoptar valores para las arenas de 1, o de valores que fluctúen entre 0.5 y 1. En este caso se considera un valor de 0.9.

**Módulo de Corte Máximo  $G_{max}$** 

El módulo de corte para pequeñas deformaciones es obtenido como sigue:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \text{ (Ecuación 8.5)}$$

Dónde:

$\rho$ : Densidad del Suelo

$V_s$ : Velocidad de ondas de Corte

Dado ya se cuenta con la densidad del suelo y la velocidad de onda de corte como dato, el módulo de corte para pequeñas deformaciones obtenido se muestra en la Tabla 8.12.

Tabla 8.12. Módulo de Corte Máximo obtenido para la modelación con HSS. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$\rho$ [ton/m <sup>3</sup> ]	$V_s$ [m/s]	$G_{max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
H2	Arcilla	1.8	202	72.201
H4	Grava Limosa	1.7	173	50.864
H5	Grava Limosa	1.7	290	142.926
H7	Arcilla	2.0	429	377.169
H8	Arenisca	2.0	679	935.627

**Módulo de Corte para Pequeñas Deformaciones  $G_0^{ref}$** 

El módulo de corte para pequeñas deformaciones se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$G_0^{ref} = 0.7G_{m\acute{a}x} \text{ (Ecuación 8.6)}$$

Luego, en la Tabla 8.13 se muestra el valor obtenido a utilizar en la modelación, excepto para el estrato H8, dado que se utilizará el modelo Hardening Soil que no incluye este parámetro.

Tabla 8.13. Módulo de corte para pequeñas deformaciones para la modelación con HSS. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$G_{max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_0^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
H2	Arcilla	72.201	50.541
H4	Grava Limosa	50.864	35.605
H5	Grava Limosa	142.926	100.048
H7	Arcilla	377.169	264.018

### Deformación Unitaria de Corte para $0.7G_0^{ref} : \gamma_{0.7}$

Para determinar la deformación unitaria a utilizar se utilizan las curvas de amortiguamiento y razón de corte mostradas en la sección 8.2.3.1 para arcillas y gravas.

Estas curvas relacionan cierto nivel de deformación unitaria con el valor del módulo de corte normalizado por el valor máximo y a partir de esto se obtiene la deformación cuando este cociente ( $G/G_{max}$ ) adopta un valor igual a 0.7.

Para la arcilla se obtiene un valor de  $\gamma_{0.7} = 0,09\%$  según se muestra en el gráfico de la Figura 8.13.

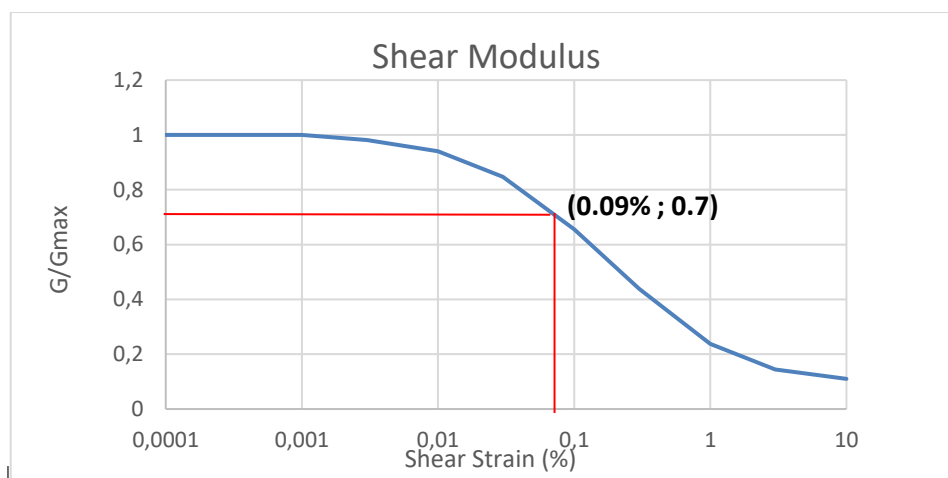


Figura 8.13. Curva de razón de corte utilizada para la arcilla. (Fuente: Elaboración Propia).

Para el caso de las gravas, la deformación angular obtenida es de  $\gamma_{0.7} = 0.008\%$ , lo cual puede verificarse en el gráfico mostrado en la Figura 8.14.

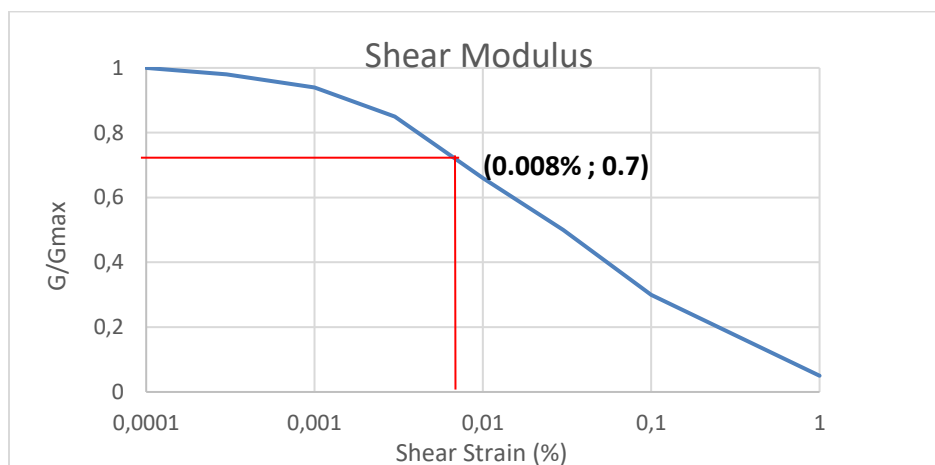


Figura 8.14. Curva de razón de corte utilizada para la grava. (Fuente: Elaboración Propia).

Para el caso de la arenisca no se determina este parámetro, dado que se utiliza el modelo Hardening Soil.

**Módulo Secante (Triaxial)  $E_{50}^{ref}$ :**

El módulo de deformación secante se obtiene a partir del módulo de deformación inicial y este último de la relación con el módulo de corte y el coeficiente de Poisson (Ref. [23]).

$$E_i = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_i \text{ (Ecuación 8.7)}$$

Definido el valor del módulo de deformación inicial “ $E_i$ ” es posible calcular los valores del módulo de deformación secante  $E_{50}^{ref}$  para distintos niveles de la tensión aplicada:

$$E_{50}^{ref} = E_i \left[ 1 - \left( \frac{1}{FS} \right)^g \right] \text{ (Ecuación 8.8)}$$

Donde el valor de  $g$  se define a partir del ensayo SPT efectuado con una energía del 60% y corregido por contenido de finos en el caso de las gravas:

$$g = 0.5 + 0.004((N_1)_{60})$$

$$E_s = E_i \left[ 1 - \left( \frac{1}{FS} \right)^{0.5+0.004((N_1)_{60})} \right] \text{ MPa (Ecuación 8.9)}$$

Luego, considerando un factor de seguridad  $FS$  igual a 2, se obtiene el valor del módulo secante a utilizar en la modelación:

Tabla 8.14. Módulo Secante para la modelación con HS y HSS. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$G_{max}$ o $G_i$ [ $kN/m^2$ ]	$(N_1)_{60}$	$\nu$	$E_i$ [ $kN/m^2$ ]	$E_{50}^{ref}$ [ $kN/m^2$ ]
H2	Arcilla	72.201	7	0,2	187.723	19.710
H4	Grava Limosa	50.864	35	0,2	132.246	27.614
H5	Grava Limosa	142.926	34	0,2	371.608	21.927
H7	Arcilla	377.169	23	0,2	980.638	40.347
H8	Arenisca	935.627	56	0,2	2.432.630	40.875

**Módulo Tangente (Edométrico)  $E_{oed}^{ref}$  y Módulo de Rigidez en Carga/Descarga:  $E_{ur}^{ref}$** 

Dado que no se cuenta con información de ensayos edométricos para el módulo tangente y el módulo de carga-descarga, se procede a determinar los parámetros según las siguientes relaciones:

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \text{ (Ecuación 8.10)}$$

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \text{ (Ecuación 8.11)}$$

Esta aproximación resulta razonable según Brinkgreve, R. (2010, Ref. [2]), quien realiza estimaciones para los 3 valores de módulos elásticos del suelo, dándole el mismo valor a los módulos secante y tangente, además del trabajo de Mancilla, C. (2013, Ref. [12]), quién utiliza las mismas relaciones para estos parámetros. Por los demás, Plaxis 2D también toma ambos valores iguales por defecto, al ingresar uno de ellos.

Tabla 8.15. Módulo tangente y Módulo de rigidez carga/descarga para la modelación con HS y HSS.

(Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$E_{50}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{od}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
H2	Arcilla	19.710	19.710	59.130
H4	Grava Limosa	27.614	27.614	82.843
H5	Grava Limosa	21.927	21.927	65.780
H7	Arcilla	40.347	40.347	121.042
H8	Arenisca	40.875	40.875	122.625

### Resumen Parámetros Modelo Constitutivo Hardening Soil y Hardening Soil Small

Tabla 8.16. Parámetros obtenidos para la Modelación con los modelos constitutivos Hardening Soil y Hardening Soil Small.

(Fuente: Elaboración Propia).

	H2	H4	H5	H7	H8	
	Arcilla	Grava Limosa	Grava Limosa	Arcilla	Formación Loreto	
<b>Profundidad [m]</b>	1,5-2,6	7-8,15	8,15-11,65	13,18-20,64	20,64-30	
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,36	16,67	16,67	20,10	19,91	
$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	7,4	6,7	6,7	10,1	9,9	
$\nu$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
Hardening Soil y Hardening Soil Small	<b>Gmax [kPa]</b>	72201	50864	142926	377169	935627
	$G_0^{ref}$ [kPa]	50541	35605	100048	264018	-
	$\phi$ [°]	7,0	35,1	33,7	22,5	38,7
	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	19710	27614	21927	40347	40875
	$E_{od}^{ref}$ [kPa]	19710	27614	21927	40347	40875
	$E_{ur}^{ref}$ [kPa]	59130	82843	65780	121042	122625
	$\psi$ [°]	0,0	5,1	3,7	0,0	8,7
	<b>c [kPa]</b>	19,7	0,0	0,0	100,5	153,0

Al igual que para la modelación con Hardening Soil y Hardening Soil Small, se deben determinar todos los parámetros requeridos para implementar el modelo UBCSAND en los suelos correspondientes a arenas.

### 8.2.4.1.2. Parametros Modelo UBCSAND

El modelo UBCSAND se utiliza particularmente para modelar el comportamiento de las arenas, dado que con su implementación es posible evaluar correctamente la presión de poros ante las solicitaciones sísmicas, para de esta forma considerar el fenómeno de licuación.

En el punto 6.5.4.1 ya se han señalado detalladamente los parámetros a utilizar para la aplicación de este modelo constitutivo. La estimación de cada uno de estos parámetros se realiza en función de los resultados del ensayo SPT.

#### Cohesión

Se considera que los suelos granulares tienen cohesión nula. Sin embargo, los desarrolladores del programa recomiendan un valor de al menos 0.2 para evitar complicaciones en los procesos iterativos (Plaxis, [4]), por lo que se usa un valor de  $c = 0.2$  [kPa].

Tabla 8.17. Cohesión en Suelos Arenosos para modelación con UBCSAND. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$	$c$ [kPa]
H1	Arena Limosa	9	0.2
H3	Arena Limosa	10	0.2
H6	Arena Limosa	6	0.2

#### Ángulo de Fricción a Volumen Constante ( $\phi_{cv}$ ), Ángulo de Fricción Peak ( $\phi_p$ )

El ángulo de fricción a volumen constante corresponde al ángulo de fricción internas obtenido en función del ensayo SPT ( $(N_1)_{60}$ ) para los suelos granulares (Ref. [23]) según:

$$\phi_{cv} = \phi = 2^\circ + 0.66 \cdot (N_1)_{60} \quad (\text{Ecuación 8.12})$$

Por otro lado, el ángulo de fricción peak se obtiene con la siguiente relación (Ref. [30]):

$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max\left(0; \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}\right) \quad (\text{Ecuación 8.13})$$

Tabla 8.18. Angulo de fricción interna y peak para modelación con UBCSAND. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$	$\phi_{cv}$ "o" $\phi$ [°]	$\phi_p$ [°]
H1	Arena Limosa	9	32.2	33.4
H3	Arena Limosa	10	32.5	33.5
H6	Arena Limosa	6	30.7	31.3

### Coefficiente de Poisson

Para todos los estratos se utiliza un coeficiente de Poisson igual a 0.2.

### Módulo de Corte Elástico $K_G^e$

El módulo de corte elástico del suelo a un nivel de referencia de 100 [kPa] es posible obtenerlo en función del ensayo SPT a partir de la siguiente relación (Ref. [30]):

$$K_G^e = 21.7 \cdot 20 \cdot (N_1)_{60}^{0.3333} \text{ (Ecuación 8.14)}$$

Tabla 8.19. Módulo de corte elástico para la modelación con UBCSAND. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$	$K_G^e$
H1	Arena Limosa	9	873.8
H3	Arena Limosa	10	923.7
H6	Arena Limosa	6	765.3

### Módulo Volumétrico Elástico $K_B^e$

El módulo volumétrico elástico del suelo a un nivel de referencia de 100 [kPa] puede obtenerse a partir de la relación de Poisson (Ref. [30]):

$$K_B^e = 0.7 \cdot K_G^e \text{ (Ecuación 8.15)}$$

Tabla 8.20. Módulo volumétrico elástico para la modelación con UBCSAND. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$	$K_G^e$	$K_B^e$
H1	Arena Limosa	9	873.8	611.7
H3	Arena Limosa	10	923.7	646.6
H6	Arena Limosa	6	765.3	535.7

### Módulo de Corte Plástico $K_G^p$

El módulo de corte Plástico también se obtiene a partir de los resultados del ensayo SPT, considerando lo siguiente (Ref. [30]):

$$K_G^p = K_G^e \cdot (N_1)_{60}^2 \cdot 0.003 + 100 \text{ (Ecuación 8.16)}$$

Tabla 8.21. Módulo de corte plástico para la modelación con UBCSAND. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$	$K_G^e$	$K_G^p$
H1	Arena Limosa	9	873.8	505.6
H3	Arena Limosa	10	923.7	413.9
H6	Arena Limosa	6	765.3	170.4

### Razón de falla $R_f$

Donde  $R_f$  corresponde a la razón de falla  $n_f/n_{ult}$  y se obtiene a partir de (Ref. [30]):

$$R_f = 1.1 \cdot (N_1)_{60}^{-0.15} \text{ (Ecuación 8.17)}$$

Tabla 8.22. Razón de falla para modelación con UBCSAND. (Fuente: Elaboración Propia).

Horizonte	Tipo de Suelo	$(N_1)_{60}$	$R_f$
H1	Arena Limosa	9	0.81
H3	Arena Limosa	10	0.79
H6	Arena Limosa	6	0.85

### Otros Parámetros Importantes (Ref. [30]):

- $m_e$  es el índice del módulo volumétrico elástico con un valor por defecto de 0.5.
- $n_e$  corresponde al índice del módulo de corte elástico, con un valor por defecto de 0.5.
- $n_p$  corresponde al índice del módulo de corte plástico, con un valor por defecto de 0.5.
- Presión atmosférica, 100 [kPa]
- Factor de densificación  $fac_{hard}$ , con un valor por defecto de 1.
- Corte de tensión  $\sigma_t$ , con valor por defecto de 0.

### Resumen de parámetros modelación con UBCSAND

Tabla 8.23. Resumen de parámetros para modelación con UBCSAND. (Fuente: Elaboración Propia).

		H1	H3	H6
		Arena Limosa	Arena Limosa	Arena Limosa
	Profundidad [m]	0-1,5	2,6-7	11,65-13,18
	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,54	20,10	20,79
	$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	8,5	10,1	10,8
UBCSAND	$u$	0,2	0,2	0,2
	$(N_1)_{60}$	9	10	6
	$\phi_{cv}$ [°]	32,23	32,50	30,70
	$\phi_p$ [°]	33,4	33,5	31,3
	$K_G^e$	873,8	923,74	765,3
	$K_G^p$	505,6	413,90	170,4
	$K_B^e$	611,7	646,62	535,7
	$R_f$	0,81	0,79	0,85
	$c$ [kPa]	0,2	0,2	0,2

### 8.2.4.1.3. Resumen Parámetros para la Modelación del Suelo

A continuación, se presenta una tabla resumen con los parámetros obtenidos tanto para los estratos que se modelan con Hardening Soil y Hardening Soil Small, como para los estratos en que se utiliza el modelo constitutivo UBCSAND.

Tabla 8.24. Resumen de Parámetros a utilizar en la modelación. (Fuente: Elaboración Propia).

	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	
	Arena Limosa	Arcilla	Arena Limosa	Grava Limosa	Grava Limosa	Arena Limosa	Arcilla	Formación Loreto	
Prof. [m]	0-1,5	1,5-2,6	2,6-7	7-8,15	8,15-11,65	11,65-13,18	13,18-20,64	20,64-30	
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,54	17,36	20,10	16,67	16,67	20,79	20,10	19,91	
$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	8,5	7,4	10,1	6,7	6,7	10,8	10,1	9,9	
$u$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
$(N_1)_{60}$	9	8	10	17	13	6	17	56	
$\phi_{cv}$ [°]	32,23	-	32,50	-	-	30,70	-	-	
$\phi_p$ [°]	33,4	-	33,5	-	-	31,3	-	-	
$K_G^e$	873,8	-	923,74	-	-	765,3	-	-	
$K_G^p$	505,6	-	413,90	-	-	170,4	-	-	
$K_B^e$	611,7	-	646,62	-	-	535,7	-	-	
$R_f$	0,8	-	0,79	-	-	0,85	-	-	
UBCSAND	$G_{max}$ [kPa]	-	72201	-	50864	142926	-	377169	935627
	$G_0^{ref}$ [kPa]	-	50541	-	35605	100048	-	264018	654939
	$\phi$ [°]	-	7,4	-	35	34	-	23	39
	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	-	19710	-	27614	21927	-	40347	40875
	$E_{od}^{ref}$ [kPa]	-	19710	-	27614	21927	-	40347	40875
	$E_{ur}^{ref}$ [kPa]	-	59130	-	82843	65780	-	121042	122625
	$\psi$ [°]	-	0,0	-	5,1	3,7	-	0,0	8,7
	$c$ [kPa]	0,2	19,7	0,2	0,2	0,2	0,2	100,5	153,0
	$\gamma_{0,7}$	-	0,00090	-	0,00008	0,00008	-	0,00090	0,00100
HSS Y HS	$G_{max}$ [kPa]	-	72201	-	50864	142926	-	377169	935627
	$G_0^{ref}$ [kPa]	-	50541	-	35605	100048	-	264018	654939
	$\phi$ [°]	-	7,4	-	35	34	-	23	39
	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	-	19710	-	27614	21927	-	40347	40875
	$E_{od}^{ref}$ [kPa]	-	19710	-	27614	21927	-	40347	40875
	$E_{ur}^{ref}$ [kPa]	-	59130	-	82843	65780	-	121042	122625
	$\psi$ [°]	-	0,0	-	5,1	3,7	-	0,0	8,7
	$c$ [kPa]	0,2	19,7	0,2	0,2	0,2	0,2	100,5	153,0
	$\gamma_{0,7}$	-	0,00090	-	0,00008	0,00008	-	0,00090	0,00100

### 8.2.5. Obtención Amortiguamiento de Rayleigh

En la solución dinámica utilizando el software PLAXIS 2D, el código permite introducir el amortiguamiento viscoso dependiente de la frecuencia, por medio de la formulación de Rayleigh.

La matriz de amortiguamiento se define como sigue:

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \text{ (Ecuación 8.18)}$$

Donde  $M$  y  $K$  corresponden a la matriz de masas y a la matriz de rigidez del sistema. Los coeficientes  $\alpha_R$  y  $\beta_R$  son obtenidos considerando la siguiente relación con la razón de amortiguamiento  $D$ :

$$\begin{pmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{pmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix} \text{ (Ecuación 8.19)}$$

Donde  $\omega_n$  y  $\omega_m$  son las frecuencias angulares relacionadas con el intervalo de frecuencia  $f_n \div f_m$  en el cual el amortiguamiento viscoso es igual o menor que  $D$ .

Recientemente se ha desarrollado un procedimiento de calibración de los parámetros visco-elásticos a asumir en el análisis dinámico con elementos finitos, propuesto por Amorosi y otros, 2008 (Ref. [14] y [15]). Los perfiles de degradación de la rigidez ( $G$ ) y amortiguamiento ( $D$ ) se establecen de tal manera que coinciden con los correspondientes perfiles resultantes de análisis en EERA.

El procedimiento consiste en considerar todos los estratos de suelo definidos en la modelación y considerar un valor de  $G$  y  $D$  en cada capa, junto con los coeficientes de Rayleigh correspondientes  $\alpha_R$  y  $\beta_R$ . Estos dos coeficientes son obtenidos de acuerdo a la Ecuación 8.19, para el intervalo de frecuencias  $f_n \div f_m$ , caracterizado por el alto contenido energético predicho por EERA a diferentes profundidades del depósito.

Los parámetros más relevantes obtenidos del análisis lineal equivalente, luego de 8 iteraciones, se muestran en la Tabla 8.25, donde se destacan el amortiguamiento y la degradación de la rigidez en cada capa.

Tabla 8.25. Parámetros obtenidos del análisis en EERA. (Fuente: Elaboración Propia).

Sublayer Number	Type	Maximum Strain (%)	Time of Maximum Strain (sec)	Shear Modulus	$G/G_{\max}$	Damping (%)	Maximum stress (kPa)	Depth at top of sublayer (m)	Maximum acceleration (g)
H1	2	0,0	46,4	70,1	0,9	2,3	8,9	0,0	0,6
H2	1	0,0	46,4	65,6	0,9	4,0	23,5	1,5	0,6
H3	2	0,2	46,4	22,0	0,4	10,3	48,9	2,6	0,6
H4	3	0,5	46,4	10,1	0,2	9,3	53,4	7,0	0,5
H5	3	0,1	46,4	72,5	0,5	4,4	44,0	8,1	0,6
H6	2	0,1	46,5	121,8	0,7	4,8	62,4	11,6	0,5
H7	1	0,0	46,5	349,8	0,9	3,6	101,0	13,2	0,5
H8	4	0,0	46,5	866,3	0,9	1,4	144,0	20,6	0,3
H9	4	0,0	46,5	4547,7	1,0	1,0	172,0	30,0	0,2

Los espectros de Fourier obtenidos del análisis para cada estrato se muestran en la Figura 8.15, donde es posible observar el rango de frecuencia asociado a cada horizonte de la estratigrafía en estudio.

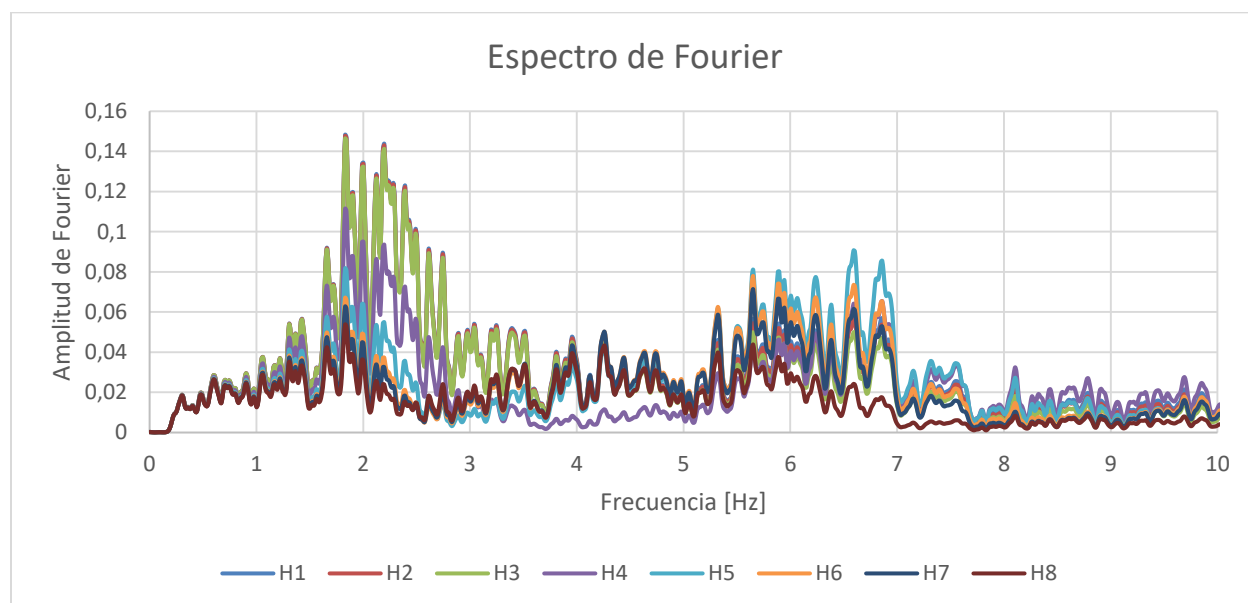


Figura 8.15. Espectro de Fourier para cada estrato a partir del registro sísmico de Valparaíso, 2010. (Fuente: Elaboración Propia).

En la Tabla 8.26 se muestran los amortiguamientos obtenidos y el rango de frecuencia en el que se concentra la energía a partir del espectro de Fourier. Además, se observan los coeficientes  $\alpha_R$  y  $\beta_R$  obtenidos para cada nivel de profundidad.

Tabla 8.26. Obtención de los parámetros  $\alpha_R$  y  $\beta_R$  para los diferentes estratos modelados en EERA. (Fuente: Elaboración Propia).

Sublayer Number	Damping (%)	$f_m$	$f_n$	$\omega_m$ [Hz]	$\omega_n$ [Hz]	$\alpha_R$	$\beta_R$
H1	2,3	1,5	3	9,4	18,8	0,28468	0,00160
H2	4,0	1,5	3	9,4	18,8	0,50501	0,00284
H3	10,3	1,5	3	9,4	18,8	1,30036	0,00732
H4	9,3	1	3	6,3	18,8	0,87953	0,00743
H5	4,4	1,5	7	9,4	44,0	0,68577	0,00165
H6	4,8	1,5	7	9,4	44,0	0,73999	0,00179
H7	3,6	1	7,5	6,3	47,1	0,39568	0,00134
H8	1,4	0,5	7	3,1	44,0	0,08467	0,00061
H9	1,0	0,5	5	3,1	31,4	0,05676	0,00058

Un gráfico de la variación de los parámetros  $\alpha_R$  y  $\beta_R$  con la profundidad se observa en la Figura 8.16. Variación de los parámetros  $\alpha_R$  y  $\beta_R$  con la profundidad.

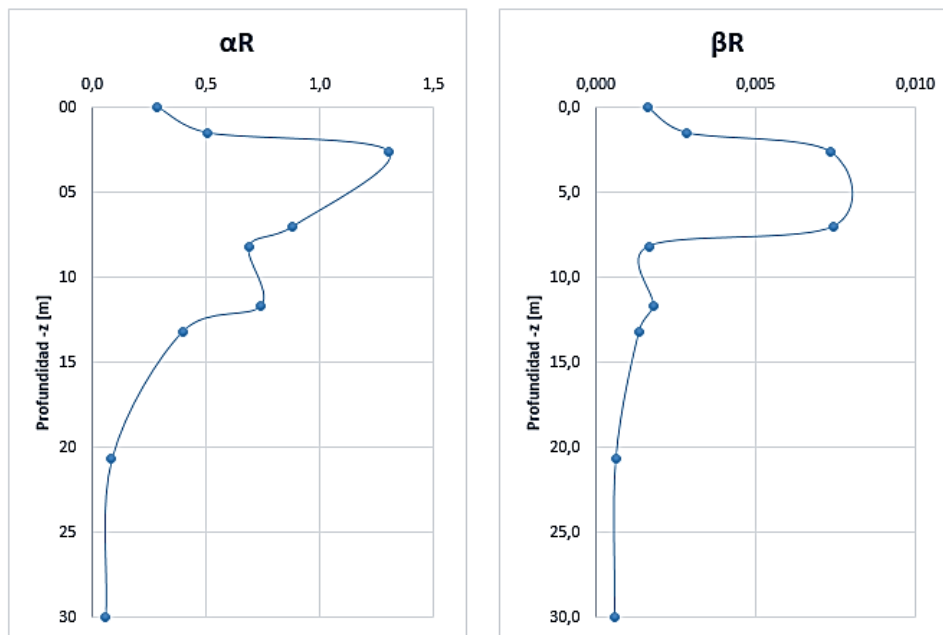


Figura 8.16. Variación de los parámetros  $\alpha_R$  y  $\beta_R$  con la profundidad. (Fuente: Elaboración Propia).

### 8.3. Mejoramiento a Aplicar

Dadas las características del terreno natural, se ha optado por simular la aplicación del mejoramiento DSM vía húmeda., utilizando cemento Portland como aglomerante. Como ya se ha indicado, esta técnica permite la ejecución de columnas de hasta 2.4m de diámetro y hasta una profundidad máxima de 40m.

Con el fin de evaluar la efectividad del tratamiento, se ha optado por una configuración tipo grilla, principalmente porque ya ha sido aplicada con éxito en zonas susceptibles de licuarse y también para mitigar los efectos sísmicos en las estructuras fundadas en él.

Para evaluar la mejora se utilizan diferentes proporciones de áreas mejoradas ( $a_s$ ) y profundidades de aplicación ( $h$ ). Para variar la razón de área mejorada se consideran distintos espesores de muros de columnas solapadas ( $t$ ) y diferentes espaciamientos entre estos ( $s$ ).

Típicamente los parámetros geotécnicos usados en el diseño son obtenidos a partir de ensayos de laboratorio en muestras obtenidas durante la investigación de sitio. En algunos casos, estos parámetros se obtienen de información de otros sitios basándose en la geología y observaciones del lugar.

Para modelar las columnas de DSM se utilizará el modelo lineal elástico, dado que el mejoramiento con cemento permite llevar a cabo columnas rígidas. El rango de deformaciones en el que trabajan estos elementos no es superior al 2% siendo en ese sentido justificado la utilización de este modelo.

Por otro lado, también es importante destacar, que para este estudio el objetivo principal es evaluar el comportamiento del suelo natural contenido entre paneles de Soil-Mixing, es decir, cuantificar la respuesta del suelo confinado sometido a cargas dinámicas.

### 8.3.1. Configuraciones del Mejoramiento a Evaluar

Las configuraciones a evaluar consideran mejoramientos con una razón de área mejorada  $a_s$  del 33% y 50% y una profundidad de las columnas ( $h$ ), de 13 y 21m. Para variar el parámetro  $a_s$  se modifica el espaciamiento ( $s$ ) entre paneles. El diámetro de columnas a utilizar será de 2.2m y por superposición de estas se formarán las grillas que considerarán un espesor de paneles efectivo  $t$ , de 2 m.

Dado que el análisis se realiza en 2 dimensiones, la razón de área mejorada se evalúa a partir del espesor de los paneles y la separación entre estos:

$$a_s = \frac{t}{s} \quad (\text{Ecuación 8.20})$$

Con el fin de evaluar el efecto que tiene la inclusión de columnas de suelo-cemento en el terreno natural, en primera instancia se modelan configuraciones de mejoramiento más simples, que consideran 2 y 4 columnas (Tabla 8.27), para luego modelar el mejoramiento completo del terreno (Tabla 8.28). La idea es analizar el comportamiento del suelo confinado entre columnas, modificando parcialmente la rigidez del sistema, para de esta forma descartar que la respuesta sísmica del terreno tratado esté influenciada por posibles efectos de borde.

Los parámetros principales para las configuraciones de mejora más simples (A y B) se resumen en la Tabla 8.27.

Tabla 8.27. Parámetros para el mejoramiento con configuraciones simples. (Fuente: Elaboración Propia).

Configuración	Tipo de Mejora	Espesor paneles $t$ , [m]	Separación de paneles $s$ , [m]	Profundidad $h$ , [m]	Razón de área mejorada $a_s$
Mejora A1	2 columnas	2	4	21	50%
Mejora A2	2 columnas	2	4	13	50%
Mejora A3	2 columnas	2	6	21	33%
Mejora A4	2 columnas	2	6	13	33%
Mejora B1	4 columnas	2	4	21	50%
Mejora B2	4 columnas	2	4	13	50%
Mejora B3	4 columnas	2	6	21	33%
Mejora B4	4 columnas	2	6	13	33%

Por otro lado, los parámetros para el mejoramiento completo del terreno se detallan en la Tabla 8.28.

Tabla 8.28. Parámetros para el mejoramiento Completo del Terreno. (Fuente: Elaboración Propia).

Configuración	Tipo de Mejora	Espesor paneles $t$ , [m]	Separación de paneles $s$ , [m]	Profundidad $h$ , [m]	Razón de área mejorada $a_s$
Mejora 1	Completa	2	4	21	50%
Mejora 2	Completa	2	4	13	50%
Mejora 3	Completa	2	6	21	33%
Mejora 4	Completa	2	6	13	33%

### 8.3.2. Consideraciones para el Diseño y Obtención de Parámetros

Para el diseño del mejoramiento se considera que el suelo predominante en el perfil estratigráfico corresponde a arena limosa. Lo anterior implica que la estimación de resistencia de las columnas se hará en base a las propiedades que se han obtenido en base a antecedentes históricos al aplicar el método Deep Soil Mixing en este tipo de suelo.

En el acápite 2.12 se han detallado las propiedades geomecánicas que caracterizan a las columnas de Soil Mixing a partir del tipo de suelo tratado y el factor de cemento recomendado

Tabla 8.29. Propiedades geomecánicas y factor de cemento para el tratamiento de arenas limosas. (Fuente: Data Courtesy of Geo-Con, Inc (1998) and FHWA (2001)).

Tipo de Suelo	Factor de cemento $\alpha$ [ $kg/m^3$ ]	Permeabilidad $k$ [ $m \cdot s^{-1}$ ]	$q_u$ a 28 días, $q_{uf}$ [MPa]
Limos y arenas limosas	120-300	$1 \times 10^{-8}$	1.0-3.0

En la Tabla 8.29 se define que la cantidad de cemento a utilizar en el tratamiento debe estar entre 120 a 300  $kg/m^3$ , con lo que se obtendría una resistencia a la compresión simple  $q_{uf}$  entre 1 y 3 MPa.

Finalmente, es a partir de la resistencia a la compresión simple de las columnas se obtienen los parámetros para la modelación con el modelo constitutivo elástico lineal. En este caso se considera que las columnas tienen una resistencia a la compresión simple a los 28 días de 2.0 MPa.

### 8.3.3. Parámetros para la Modelación

A continuación, se presenta la obtención de los parámetros para el modelo constitutivo elástico lineal, para lo cual se utilizan relaciones desarrolladas empíricamente.

#### 8.3.3.1. Módulo de Elasticidad de las Columnas

Para el módulo de elasticidad de las columnas se han propuesto muchas correlaciones empíricas a partir de la resistencia a la compresión simple.

Para el método húmedo Filz y Navin (2006), aconsejan una relación de  $E = 300 \cdot q_u$ , pero esta puede variar entre 150 y  $1000 \cdot q_u$ . Para el método seco esta relación varía entre 65 y  $250 \cdot q_u$ .

Dado lo anterior, como el mejoramiento se aplica utilizando el método húmedo, se asume que el módulo de elasticidad de las columnas es de:

$$E = 300 \cdot q_u = 300 \cdot 2MPa = 600MPa \text{ (Ecuación 8.21)}$$

### 8.3.3.2. Coeficiente de Poisson

Para coeficiente de Poisson, el valor adoptado es 0.2.

$$\mu = 0.2$$

## 8.4. Modelación

La modelación se realiza en el Programa 2D Input, el cual es utilizado para la definición completa del modelo. Para la obtención de los resultados es utilizado el programa Plaxis 2D Output.

### 8.4.1. Geometría y Parámetros Generales de Proyecto

Al iniciar el sub programa se deben definir los parámetros generales del proyecto. Se define un modelo tipo Plane Strain con elementos finitos de 15 Nodos, como es explicado en el acápite 6.4. En cuanto a la geometría, se tiene una profundidad de 30 metros. Con respecto al ancho del depósito y de acuerdo a los resultados obtenidos por Sharahi (2010, Ref. [31]), cuando se tienen relaciones ancho/altura igual o mayores a 2 se observa atenuación de ondas de alta frecuencia y preponderancia de ondas de baja frecuencia, además de obtenerse mayores desplazamientos laterales. Debido a que los efectos de un sismo se producen mayoritariamente por ondas de baja frecuencia y desplazamientos laterales considerables, se utiliza una relación ancho - altura igual a 3.3, por lo que se define un modelo de 30 m de profundidad y 100 m de ancho.

### 8.4.2. Interfaz del Programa

El sub programa Plaxis 2D Input está compuesto básicamente por las siguientes pestañas, las cuales se utilizan para definir distintas características del modelo:

- Soil: Utilizada para generar la estratigrafía, definir los materiales e ingresar el nivel freático.
- Structures: Utilizada para ingresar el sismo.
- Mesh: Utilizada para generar la malla de elementos finitos.
- Flow Conditions: No es utilizada, ya que no se trabaja con flujos de agua.
- Staged Construction: Utilizada para definir las fases de cálculo, las condiciones de contorno y los parámetros dinámicos de cálculo.

### 8.4.3. Materiales

Se define el material de cada estrato y sus propiedades, utilizando el botón "Materials". Los valores utilizados son los obtenidos en la sección 8.2.4.1 para el terreno natural y en 8.3.3 para las columnas de suelo mejorado.

Para cada estrato se debe asignar el modelo constitutivo utilizado, se selecciona un material drenado o no drenado y se ingresan los pesos específicos, además de los parámetros de amortiguamiento Rayleigh. Luego, el siguiente paso consiste en definir el resto de los parámetros del modelo constitutivo correspondiente.

#### **8.4.4. Estratigrafía**

La estratigrafía se genera definiendo elementos “Borehole”, para el caso de la modelación del suelo natural o también puede llevarse a cabo trazando polígonos a los que luego se asignan las propiedades del material. Esto último facilita la modelación cuando se incluyen elementos verticales de suelo, como es el caso de las columnas de DSM.

#### **8.4.5. Condiciones de Contorno**

Las condiciones de contorno otorgan las propiedades necesarias a los bordes verticales y horizontal inferior del modelo. Estas propiedades corresponden a la fijación, a la absorción y a los desplazamientos iniciales para sismos. A continuación, se detallan las condiciones de contorno ingresadas al programa:

##### **8.4.5.1. Condiciones de Contorno Estándar**

El programa Plaxis 2D en su versión 2015 ingresa las condiciones de contorno estándar de manera automática al modelo. Plaxis 2D impone al modelo geométrico las siguientes condiciones de contorno generales.

- Fijación horizontal en los bordes verticales ( $U_x = 0$ )
- Fijación completa en la línea horizontal del fondo ( $U_x = U_y = 0$ )

Estas condiciones pueden ser editadas en la sección “Model Conditions” de la pestaña “Staged Construction”, pero para el caso de estudio corresponde mantenerlas por defecto.

##### **8.4.5.2. Bordes Absorbentes**

En orden de proporcionar continuidad de refracción de las ondas sísmicas a través de las paredes verticales del modelo. El programa dispone de bordes absorbentes, los cuales corresponden a amortiguadores viscosos que son definidos mediante 2 parámetros: C1 y C2. El parámetro C1 controla la disipación de la onda en dirección normal al borde y el parámetro C2 en dirección tangencial. Se utilizan valores para los parámetros de C1=1 y C2=1, los cuales son los valores que entrega el programa por defecto.

De todas maneras, se entiende que al generar un modelo con las condiciones geométricas indicadas al inicio de este capítulo (un ancho suficiente), los parámetros de borde absorbente no inciden de manera significativa en los resultados.

##### **8.4.5.3. Desplazamiento Prescrito**

Para computar el sismo (y cargas en general), el programa Plaxis 2D trabaja con multiplicadores de carga. Para modelar el caso dinámico se impone un desplazamiento prescrito horizontal en el fondo del depósito de valor unitario (1m), el cual es “amplificado” en el tiempo por el multiplicador, que en este caso corresponde a la señal sísmica.

#### 8.4.5.4. Sismo

El sismo trabaja como multiplicador dinámico. Dado que el tiempo dinámico del programa es medido en segundos y el desplazamiento prescrito unitario es ingresado como 1 metro, el registro acelerográfico o la señal sísmica como amplificador dinámico debe ser ingresado en unidades de  $m/s^2$ .

En la ventana de multiplicadores dinámicos se ingresa como tabla el registro acelerográfico o bien se define la señal armónica a utilizar. En el caso del ingreso de un registro sísmico se debe elegir una señal tipo “Table”, con tipo de datos “Accelerations”. También se aplica corrección de deriva, correspondiente al centrado de la señal de desplazamientos correspondiente a acelerograma integrado en el tiempo. Por otro lado, para ingresar una señal armónica, se debe definir si corresponde a aceleraciones, además de indicar la amplitud, frecuencia y desfase.

#### 8.4.6. Definición de la Malla de Elementos Finitos

En la pestaña “Mesh” se genera la malla de elementos finitos, seleccionando la opción “Very Fine”. Además, para el caso de la modelación del suelo mejorado, se refinan adicionalmente las zonas entre columnas de DSM, de manera de no tener problemas numéricos durante el proceso de cálculo. En la Figura 8.17 y Figura 8.18 se muestra el mallado realizado para la modelación del suelo natural y mejorado.

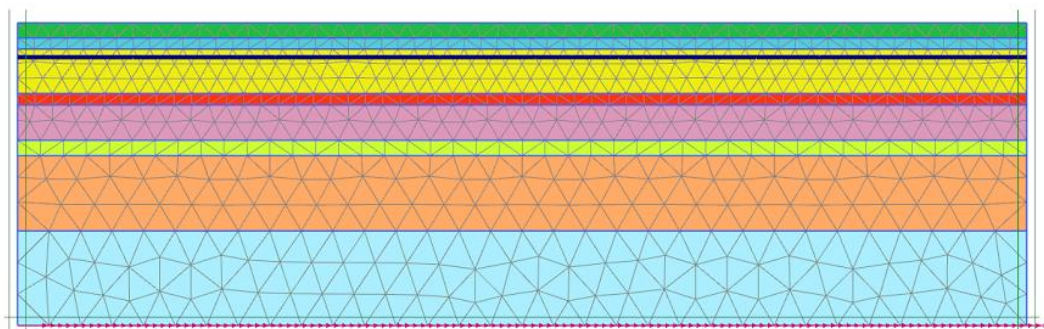


Figura 8.17. Mallado de elementos finitos para el suelo natural. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

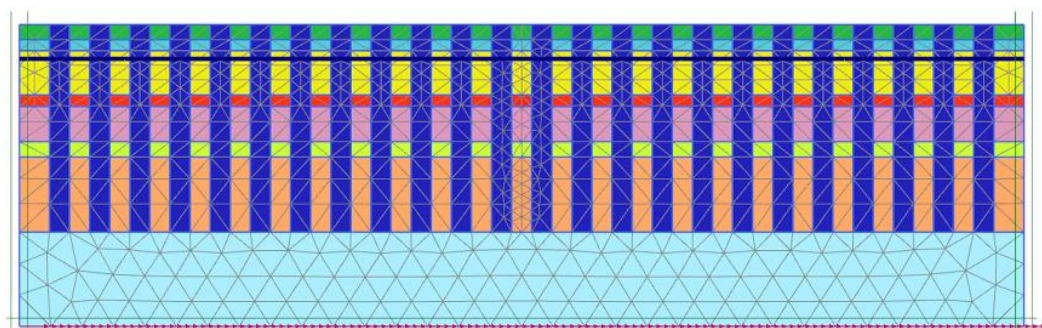


Figura 8.18. Malla de elementos finitos para una configuración de suelo mejorado. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

### 8.4.7. Definición de Fases de Cálculo

Las fases de cálculo, así como los parámetros dinámicos de cálculo son definidos en la pestaña “Staged Construction”. El sub programa realiza el cálculo por fases progresivas que pueden ser definidas por el usuario. El caso de este estudio se compone por 2 fases: una primera fase (inicial) definida por defecto por el programa, que representa la situación inicial del depósito según lo definido en las pestañas anteriores, y que sirve como punto de partida para los cálculos subsiguientes (Ref. [2]). La segunda fase será la correspondiente al sismo o a la señal armónica. Si bien la primera fase no tiene duración, la segunda durará lo que dure el sismo y algunos parámetros definidos en ella son abarcados a continuación.

#### 8.4.7.1. Tipo de Análisis

Se debe elegir el tipo de análisis de entre los disponibles. Ya que se trabaja con respuestas sísmicas, se selecciona “Dynamic Analysis”.

#### 8.4.7.2. Pasos Adicionales y Sub Pasos Dinámicos

Se deben elegir los pasos adicionales en la sección “Numerical Control Parameters”. Los pasos adicionales (nombrados en la versión 2015 como “Max Steps”) corresponden a los puntos que el programa va tomando del acelerograma input para el cálculo; cada paso adicional almacenará distintos tipos de información correspondientes a un instante del sismo; o sea, una vez que se generen los acelerogramas de respuesta éstos tendrán una cantidad de puntos igual al número de pasos adicionales.

Sin embargo, generalmente los registros poseen una enorme cantidad de puntos y el programa sólo admite un máximo de 10000 pasos. Los sub pasos dinámicos corresponden a la cantidad de intervalos en que el programa divide el intervalo entre un paso adicional y el inmediatamente siguiente. Se definen de manera de poder tomar todos los puntos del sismo. Por lo tanto, se recomienda que el producto entre los pasos adicionales y los sub pasos dinámicos corresponda a la cantidad de puntos que tenga el sismo.

$$\frac{\text{Duración Sismo [s]}}{\Delta t \text{ Sismo}} = \text{Pasos Adicionales} \cdot \text{Sub Pasos Dinámicos}$$

Si estos valores no coinciden, el programa interpolará. Esto último no es recomendable en el sentido de no aportar mayor costo operacional innecesario y acelerar el análisis.

La relación entre estas dos variables debe ser de suficiente cantidad de pasos adicionales para obtener un acelerograma que incluya la información suficiente para la correcta generación de espectros de respuesta.

Para el resto de los parámetros de la fase se utilizan los valores por defecto.

El registro sísmico utilizado en la modelación tiene una duración de 72s, para el cual se cuenta con los datos de la aceleración en intervalos de tiempo  $\Delta t$ , igual a 0.005s. Debido a esto, el total de datos es de 14400. Dicho esto, se ha considerado un total de pasos dinámicos igual a 7200 y 2 subpasos dinámicos para de esta forma utilizar la mayor cantidad de información a partir del registro.

Tabla 8.30. Parámetros Sísmicos para la modelación. (Fuente: elaboración propia).

Sismo	Duración sismo ajustada [s]	Max Steps	Sub Pasos Dinámicos
UTFSM 2010, Valparaíso.	72	7200	2

#### 8.4.8. Modelos Realizados

Para estudiar la respuesta sísmica del terreno se realizaron 13 modelos que consideran el suelo natural, 8 configuraciones de mejoramiento más simples del terreno (mejoras A y B) y 4 configuraciones de mejoramiento completo, según se especificó en el punto 8.3.1 . A continuación, se presentan imágenes descriptivas para cada modelo analizado.

##### 8.4.8.1. Suelo Natural

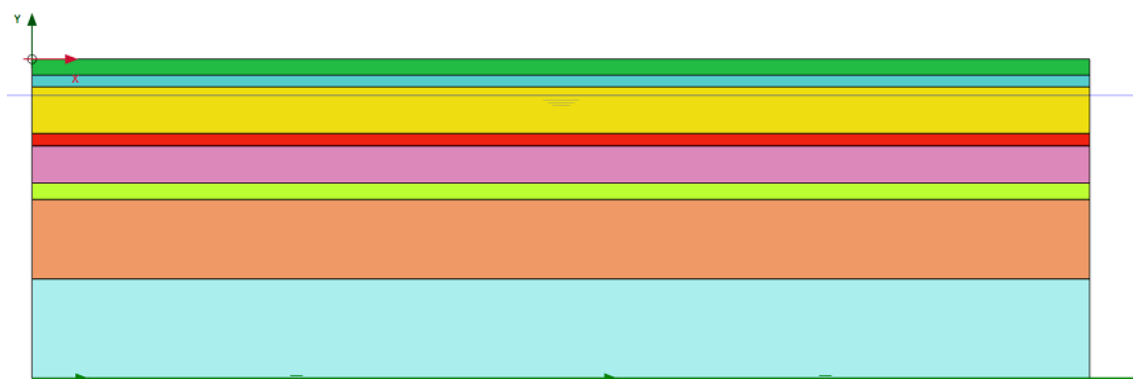


Figura 8.19. Modelación del suelo natural en Plaxis 2D. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

##### 8.4.8.2. Configuraciones más Simples

- Mejora A1, 2 Columnas ( $\alpha_s = 50\%$  ;  $h = 21m$ )

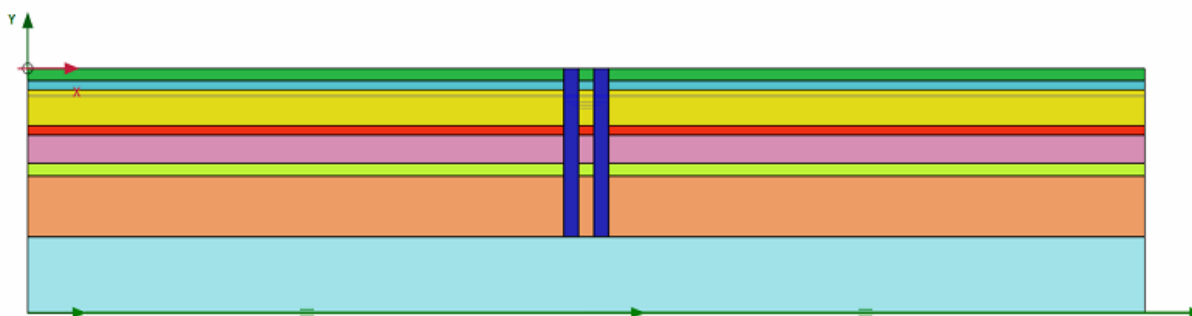


Figura 8.20. Modelación de Mejora A1 con Soil Mixing, 2 Columnas. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Mejora A2, 2 Columnas ( $a_s = 50\%$  ;  $h = 13m$ )

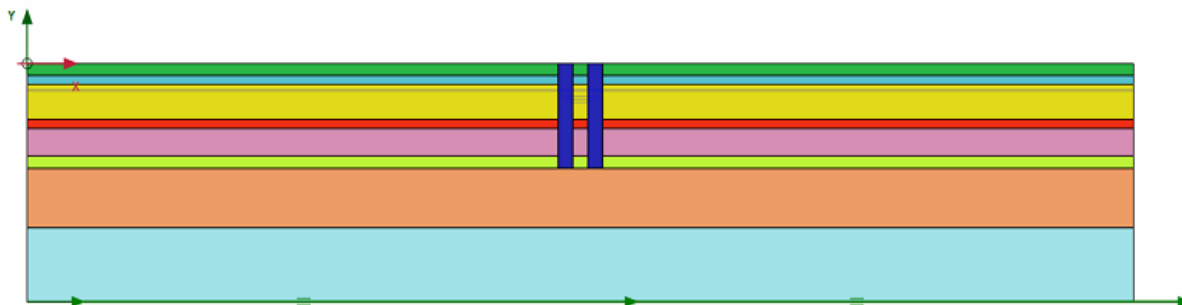


Figura 8.21. Modelación de Mejora A2 con Soil Mixing, 2 Columnas. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Mejora A3, 2 Columnas ( $a_s = 33\%$  ;  $h = 21m$ )

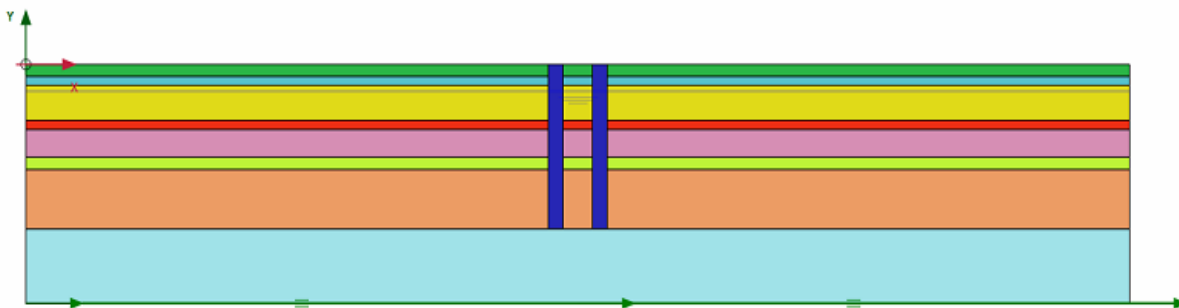


Figura 8.22. Modelación de Mejora A3 con Soil Mixing, 2 Columnas. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Mejora A4, 2 Columnas ( $a_s = 33\%$  ;  $h = 13m$ )

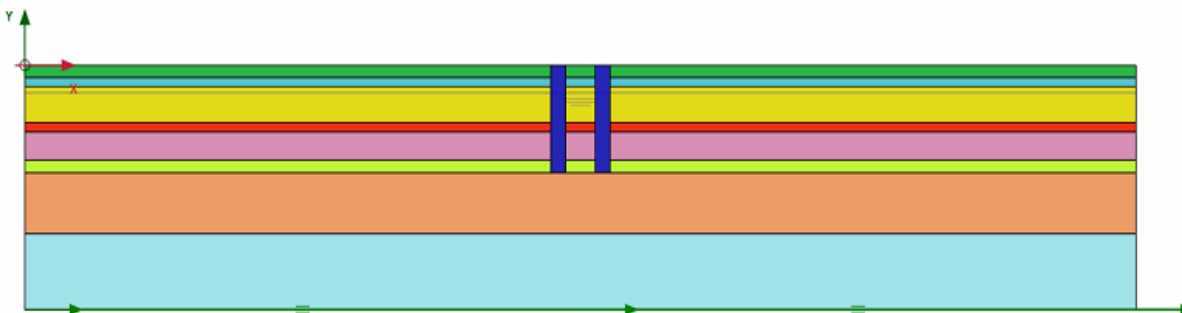


Figura 8.23. Modelación de Mejora A4 con Soil Mixing, 2 Columnas. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Mejora B1, 4 Columnas ( $\alpha_s = 50\%$  ;  $h = 21m$ )

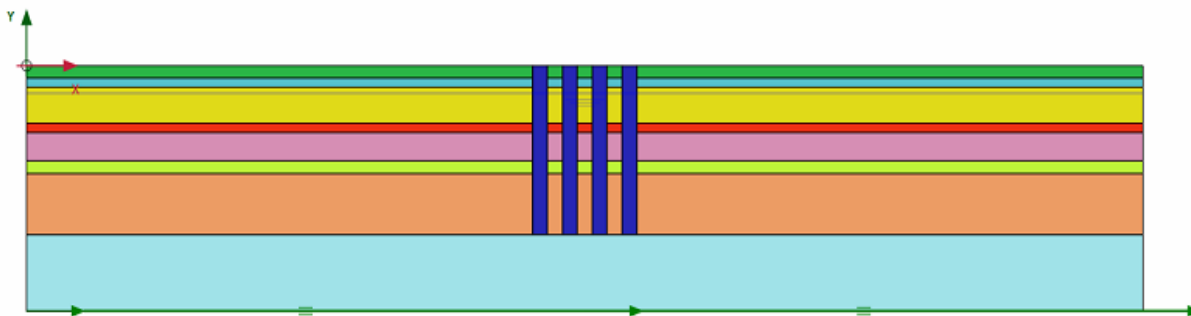


Figura 8.24. Modelación de Mejora B1 con Soil Mixing, 4 Columnas. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Mejora B2, 4 Columnas ( $\alpha_s = 50\%$  ;  $h = 13m$ )

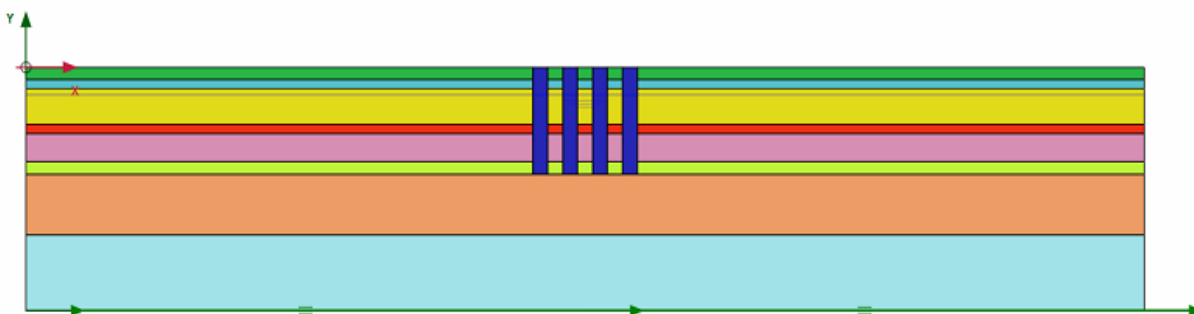


Figura 8.25. Modelación de Mejora B2 con Soil Mixing, 4 Columnas. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Mejora B3, 4 Columnas ( $\alpha_s = 33\%$  ;  $h = 21m$ )

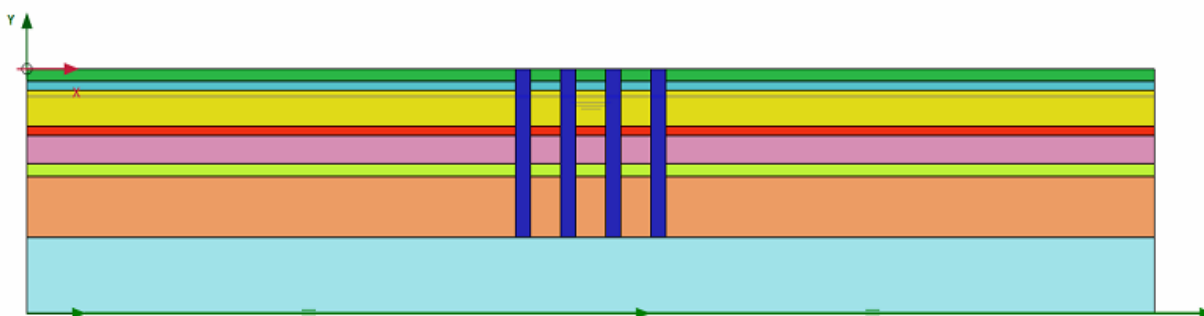


Figura 8.26. Modelación de Mejora B3 con Soil Mixing, 4 Columnas. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Mejora B4, 4 Columnas ( $a_s = 33\%$  ;  $h = 13m$ )

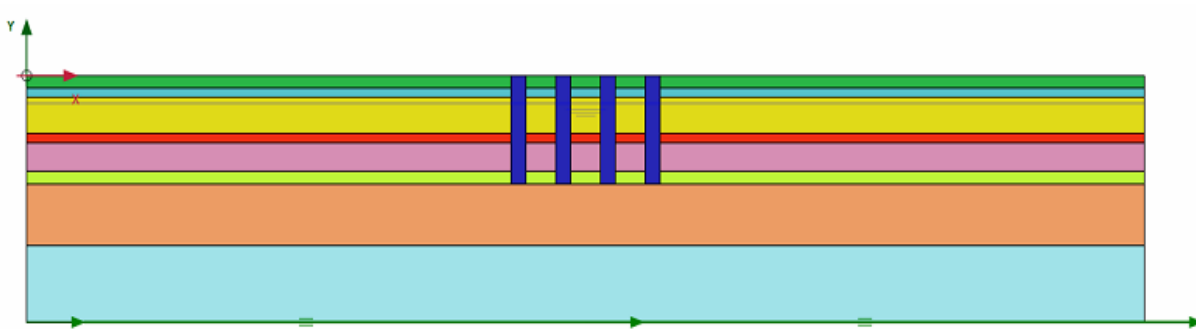


Figura 8.27. Modelación de Mejora B4 con Soil Mixing, 4 Columnas. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

### 8.4.8.3. Mejoramiento Completo del Terreno

- Configuración Mejora 1 ( $a_s = 50\%$  ;  $h = 21m$ )

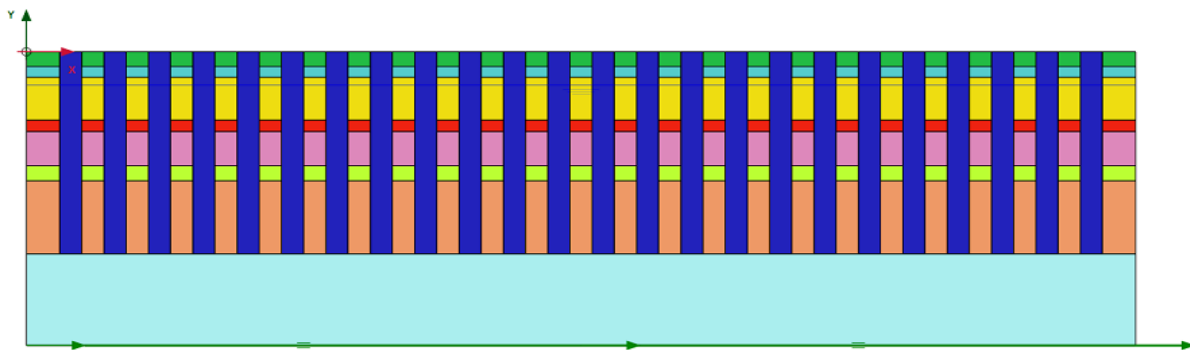


Figura 8.28. Modelación de Mejora 1 con Soil Mixing, Configuración 1 Completa. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Configuración Mejora 2 ( $a_s = 50\%$  ;  $h = 13m$ )

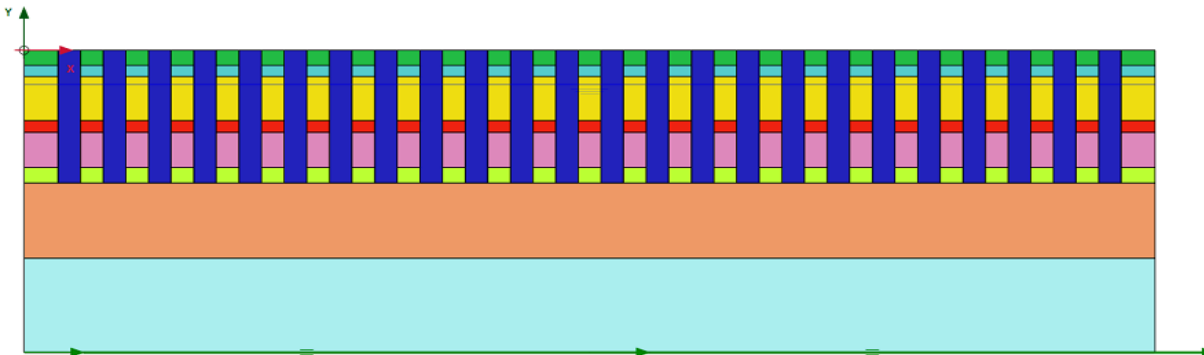


Figura 8.29. Modelación de Mejora 2 con Soil Mixing, Configuración 2 Completa. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Configuración Mejora 3 ( $a_s = 33\%$  ;  $h = 21m$ )

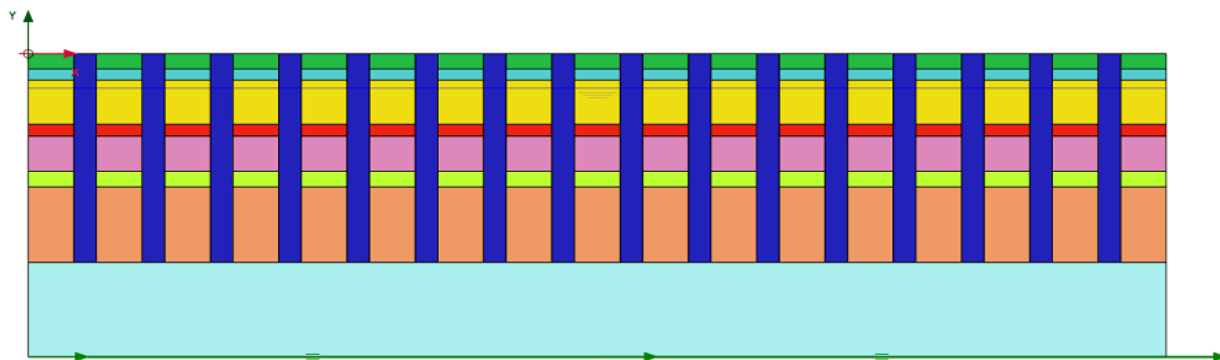


Figura 8.30. Modelación de Mejora 3 con Soil Mixing, Configuración 3 Completa. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

- Configuración Mejora 4 ( $a_s = 33\%$  ;  $h = 13m$ )

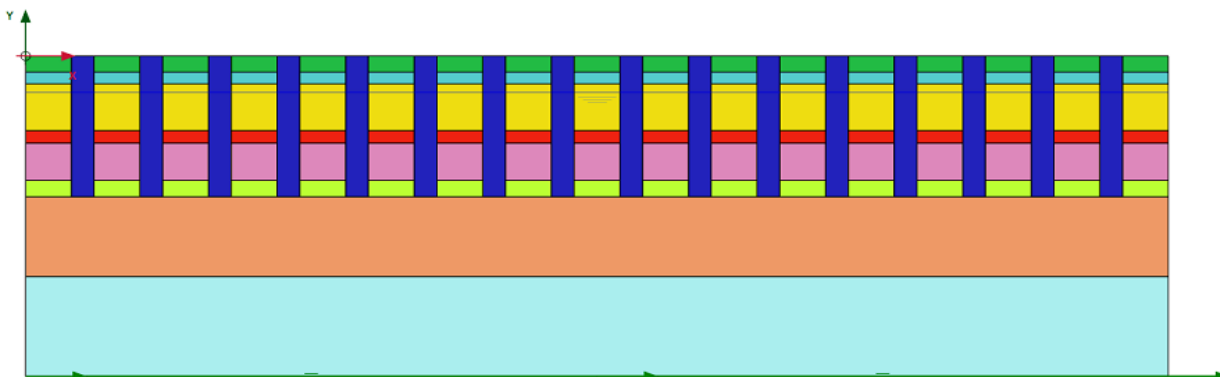


Figura 8.31. Modelación de Mejora 4 con Soil Mixing, Configuración 4 Completa. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

## 9. Capítulo IX

### 9.1. Resultados de la Modelación y Análisis de la Resultados

En el presente capítulo se muestran, los resultados obtenidos del análisis de la respuesta sísmica para el suelo natural y mejorado. En particular, se obtienen las aceleraciones en la superficie y en el fondo del depósito, el espectro de aceleraciones y de desplazamientos en la superficie y se evalúa la licuación del suelo en el estrato arenoso más superficial bajo el nivel freático.

### 9.2. Respuesta Sísmica del Terreno Natural y Mejorado

En la Figura 9.1 se muestran las aceleraciones obtenidas para el suelo natural, en la superficie y a 30m de profundidad.

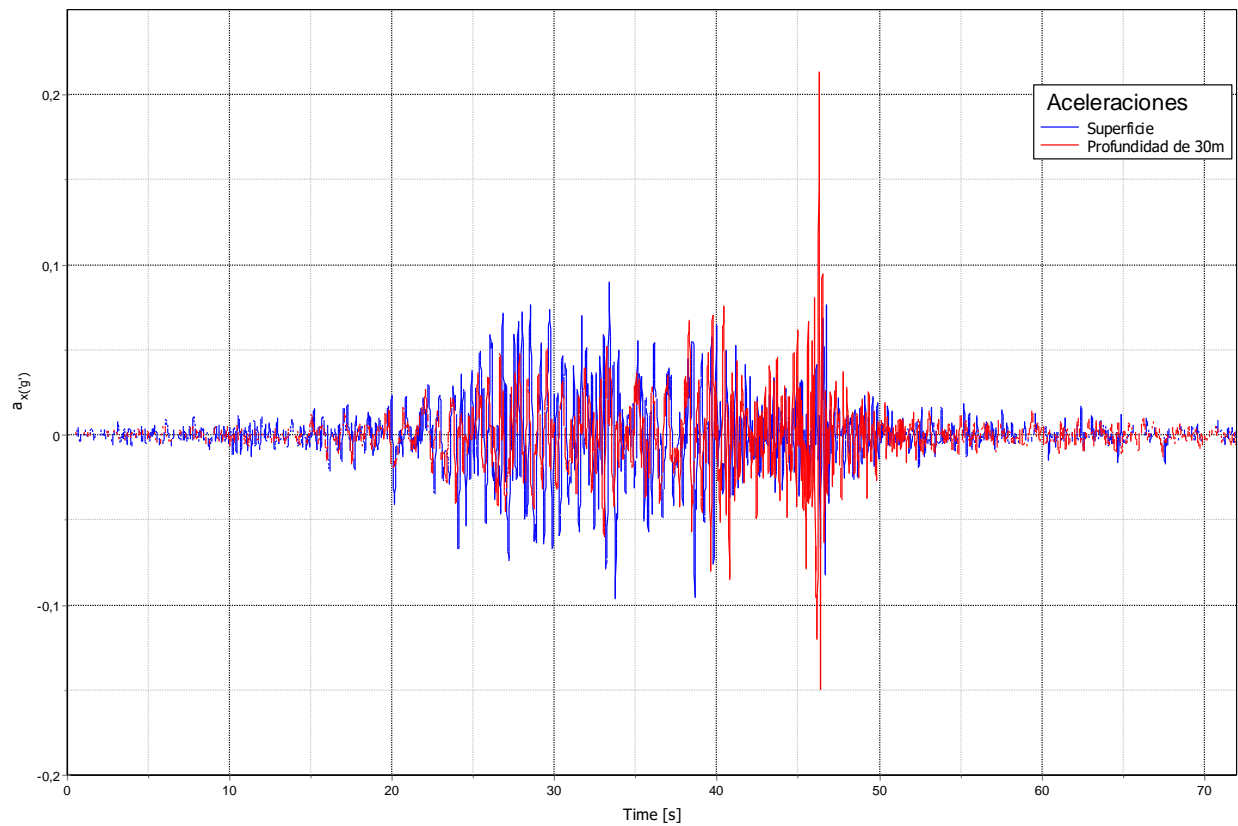


Figura 9.1. Aceleraciones en la superficie del depósito y a 30m de profundidad para el suelo natural. (Fuente: Elaboración propia).

A continuación, se muestran las aceleraciones en la superficie para cada mejora en contraste con las aceleraciones en la superficie del suelo natural.

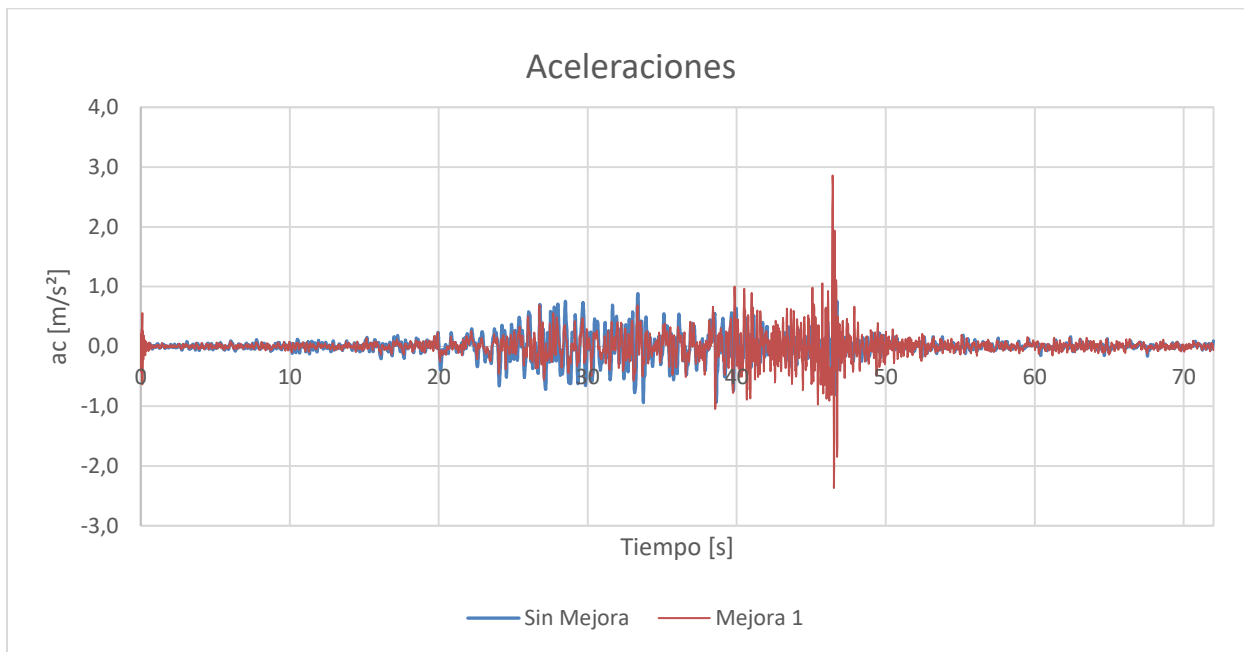


Figura 9.2. Aceleraciones para el suelo natural y la Mejora 1 ( $a_s = 50\%$ ,  $h = 21$  m). (Fuente: Elaboración propia).

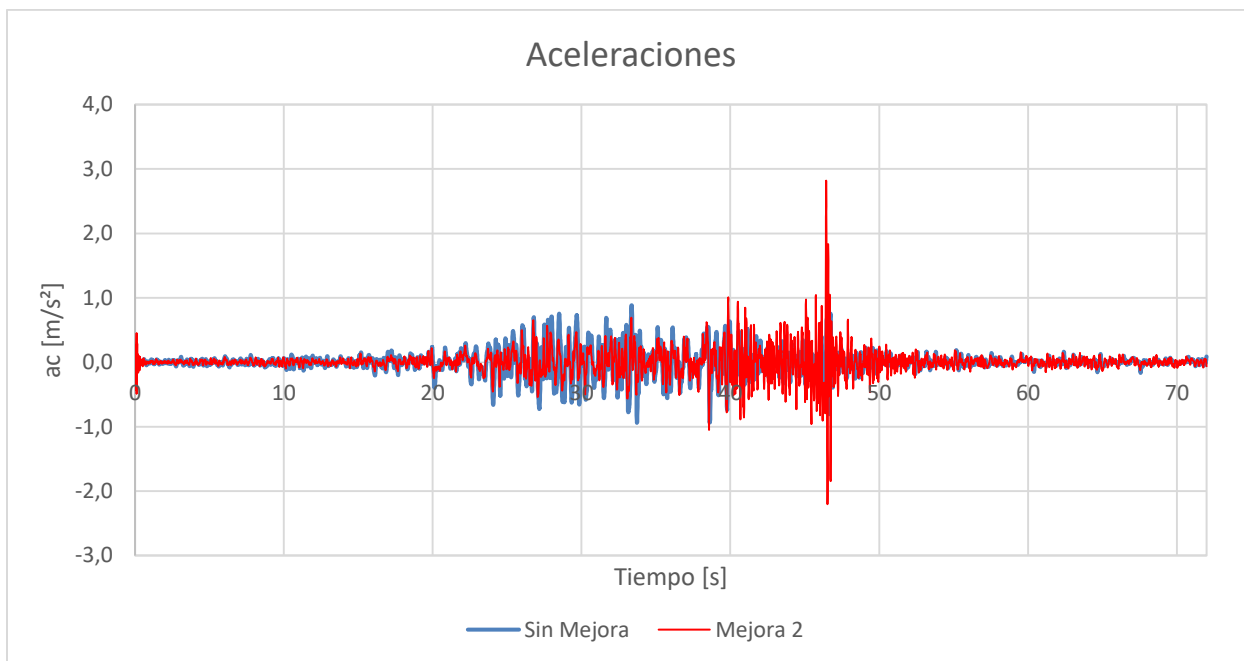


Figura 9.3. Aceleraciones para el suelo natural y la Mejora 2 ( $a_s = 50\%$ ,  $h = 13$  m). (Fuente: Elaboración propia).

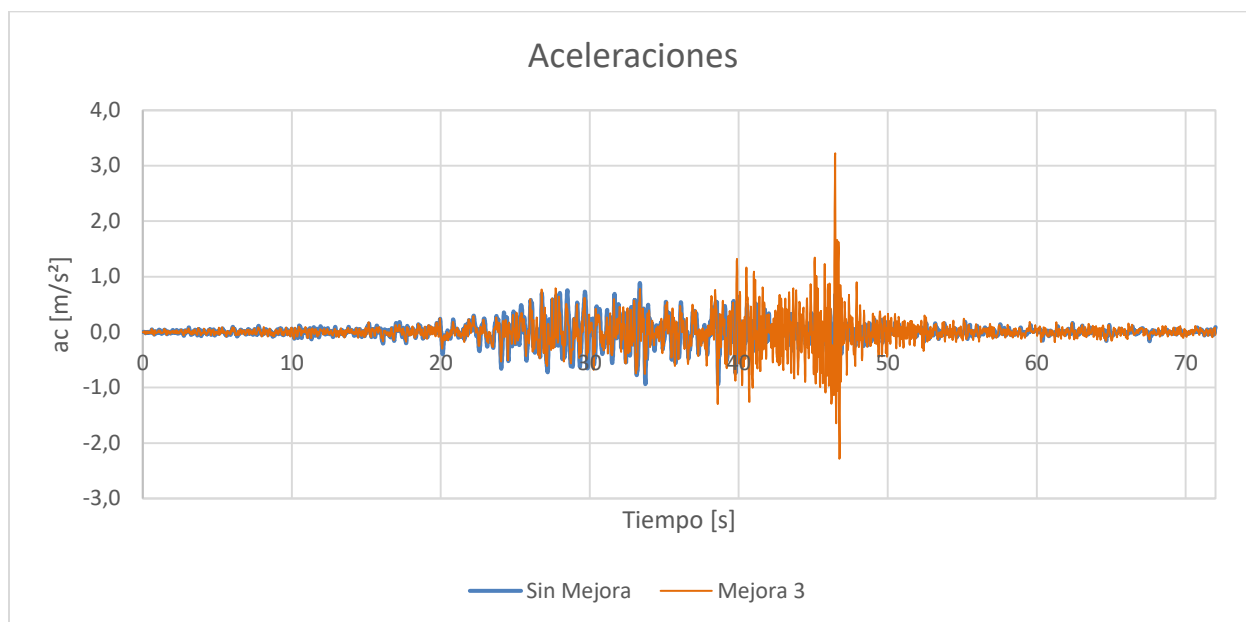


Figura 9.4. Aceleraciones para el suelo natural y la Mejora 3 ( $a_s = 33\%$ ,  $h = 21\text{m}$ ). (Fuente: Elaboración propia).

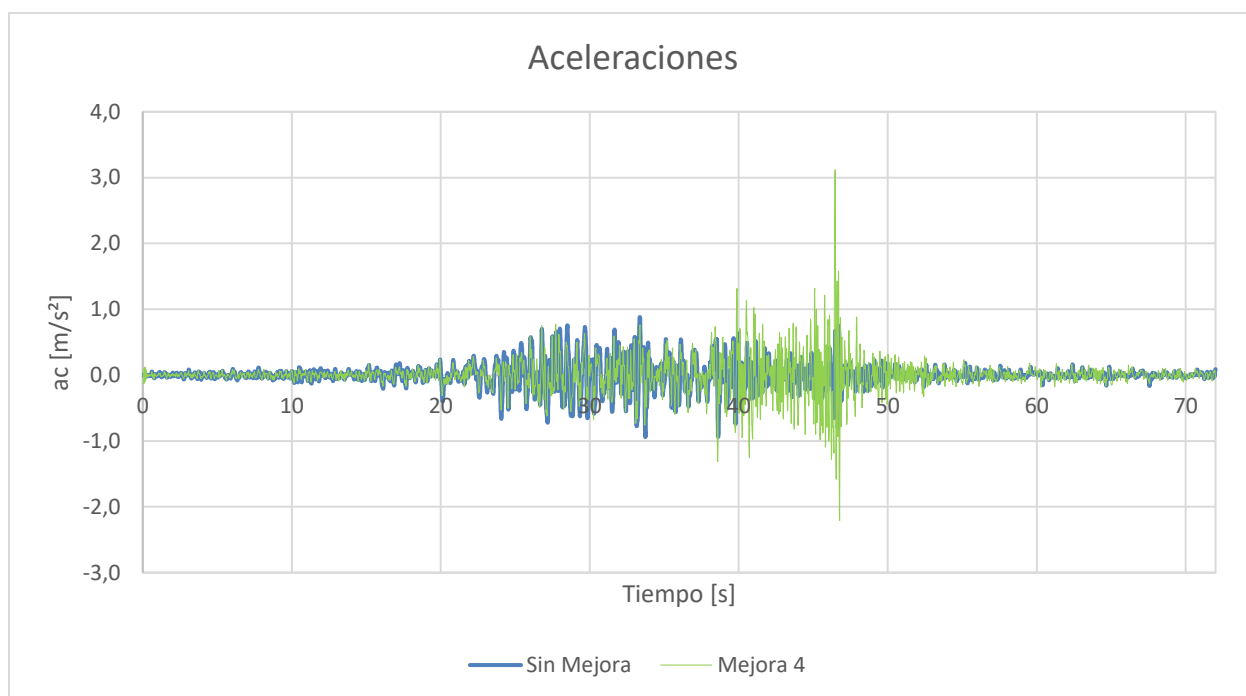


Figura 9.5. Aceleraciones para el Suelo Natural y Mejora 4 ( $a_s = 33\%$ ,  $h = 13\text{m}$ ). (Fuente: Elaboración propia).

Para cada mejoramiento puede observarse el efecto de reducción de la aceleración para una amplia parte del registro. Por otro lado, en el caso de las mejoras 1 y 2, dado que la razón de mejoramiento es mayor ( $a_s = 50\%$ ) se produce un aumento de la rigidez del sistema, lo que se traduce en una aceleración notoriamente mayor en los primeros ciclos del movimiento sísmico, con respecto a las aceleraciones en el suelo natural.

Para caracterizar la respuesta sísmica del suelo natural y mejorado se obtienen los espectros de aceleraciones en la superficie, los cuales se comparan gráficamente en la Figura 9.6.

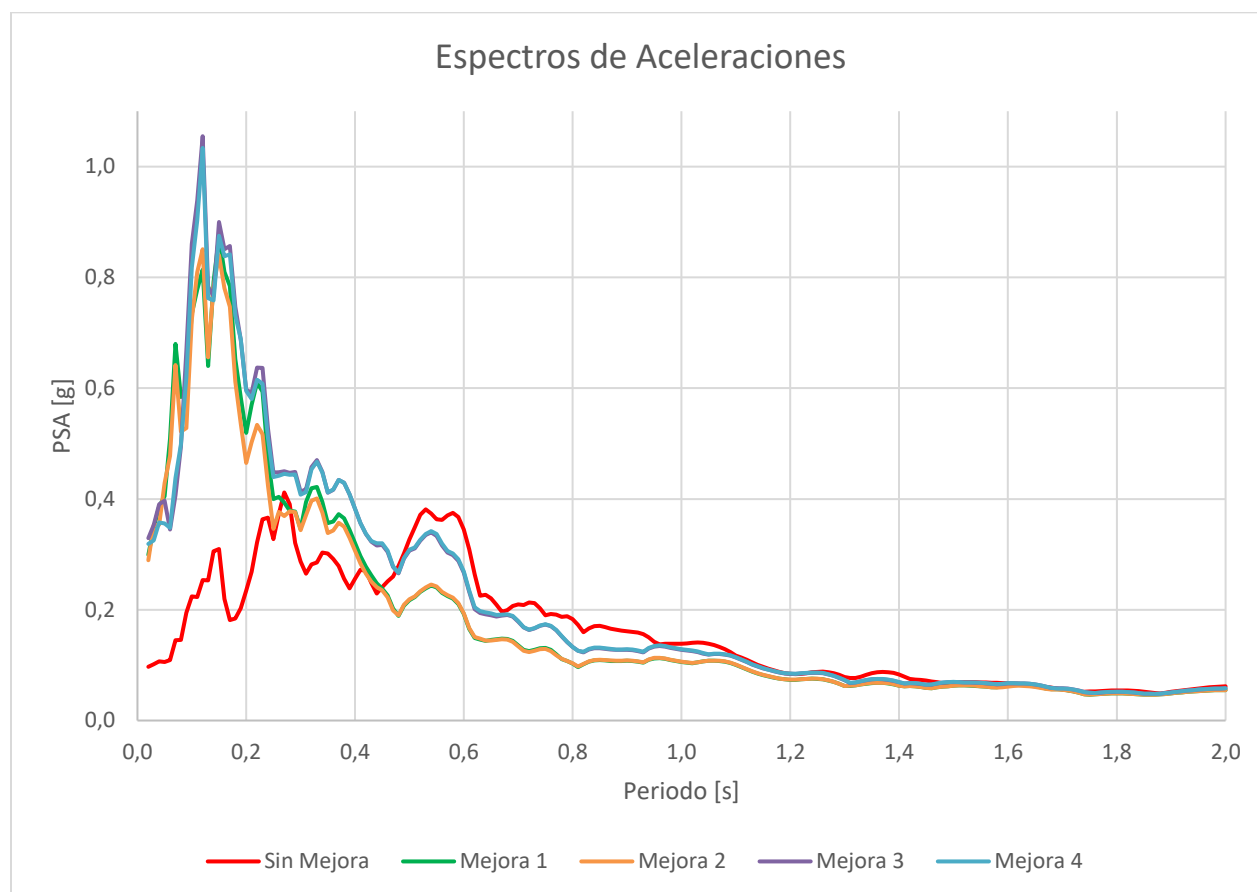


Figura 9.6. Espectros de Aceleraciones en las Superficie. (Fuente: Elaboración propia).

Como bien puede observarse en la Figura 9.6, los resultados obtenidos para las aceleraciones espectrales son los esperados si se tiene en cuenta que el efecto de mejoramiento implica una rigidización del terreno y con ello la amplificación geométrica de la señal sísmica para los periodos bajos o altas frecuencias, debido a que se produce un cambio importante de impedancia, anulándose el efecto filtro de los depósitos blandos, que reducen la energía de alta frecuencia (periodos bajos), pero amplifican las frecuencias bajas. Por otro lado, es posible que también se sume el efecto de amplificación dinámica, dado que la frecuencia natural del terreno se ve modificada por el cambio de rigidez, llevándolo a un menor periodo fundamental (mayor frecuencia), que puede ser similar o cercano a la frecuencia predominante de la excitación sísmica.

Según se ha señalado en el acápite 8.2.3, a partir del análisis de la estratigrafía y del registro sísmico en EERA, el periodo y frecuencia fundamental del depósito, y la frecuencia y periodo predominante de la señal son:

Tabla 9.1. Periodo y Frecuencia del terreno y de la señal sísmica.

Suelo (30 m de profundidad)		Señal Sísmica	
Periodo Fundamental [s]	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]	Frecuencia Predominante [Hz]
0,29	3,45	0,23	4,29

Por otro lado, en la Figura 9.6 puede observarse que para periodos superiores a 0.5 segundos se obtuvo una reducción de las aceleraciones espectrales, permitiendo de esta forma, mejorar la respuesta del terreno natural en relación a esta condición. La reducción de las aceleraciones alcanza incluso a un valor aproximado del 38 %, según se detalla en la siguiente Tabla.

Tabla 9.2. Reducción del Espectro de Aceleraciones para periodo de 0.5 segundos. (Fuente: Elaboración propia).

Periodo	PSA Suelo Natural	PSA Mejora 1	Reducción
0.5 s	0.374 g	0.232 g	38%

También se contrastan los espectros de desplazamientos en la superficie obtenidos a partir de la modelación, tanto para el suelo natural como para las distintas configuraciones de mejoramiento, Figura 9.7.

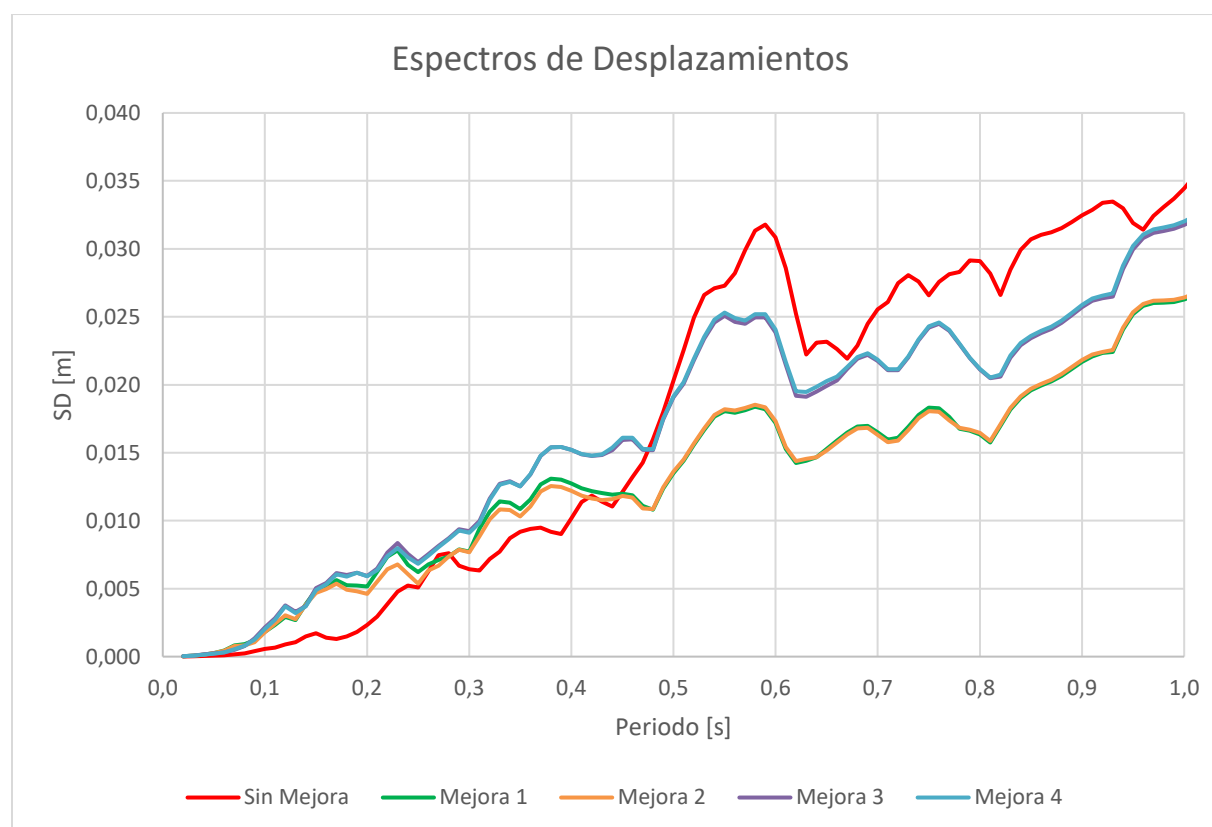


Figura 9.7. Espectros de desplazamientos en la superficie. (Fuente: Elaboración propia).

Al igual que para las aceleraciones, en el espectro de desplazamientos puede observarse una clara reducción de estos para periodos superiores a 0.5 segundos, ratificando que el tratamiento solo es favorable para periodos naturales largos, Tabla 9.3.

Tabla 9.3. Reducción de los desplazamientos espectrales. (Fuente: Elaboración propia).

Periodo	PD Suelo Natural	PD Mejora 1	Reducción
0.58 s	3.13 cm	1.84 cm	41%

Como bien se ha señalado anteriormente, también se analizaron terrenos tratados con configuraciones más simples, ya sea con 2 o 4 columnas y para diferentes profundidades y separaciones entre elementos (Modelos A y B). Las aceleraciones espectrales obtenidas se muestran en la Figura 9.8 (Mejoras A con 2 columnas) y Figura 9.9 (Mejoras B con 4 columnas).

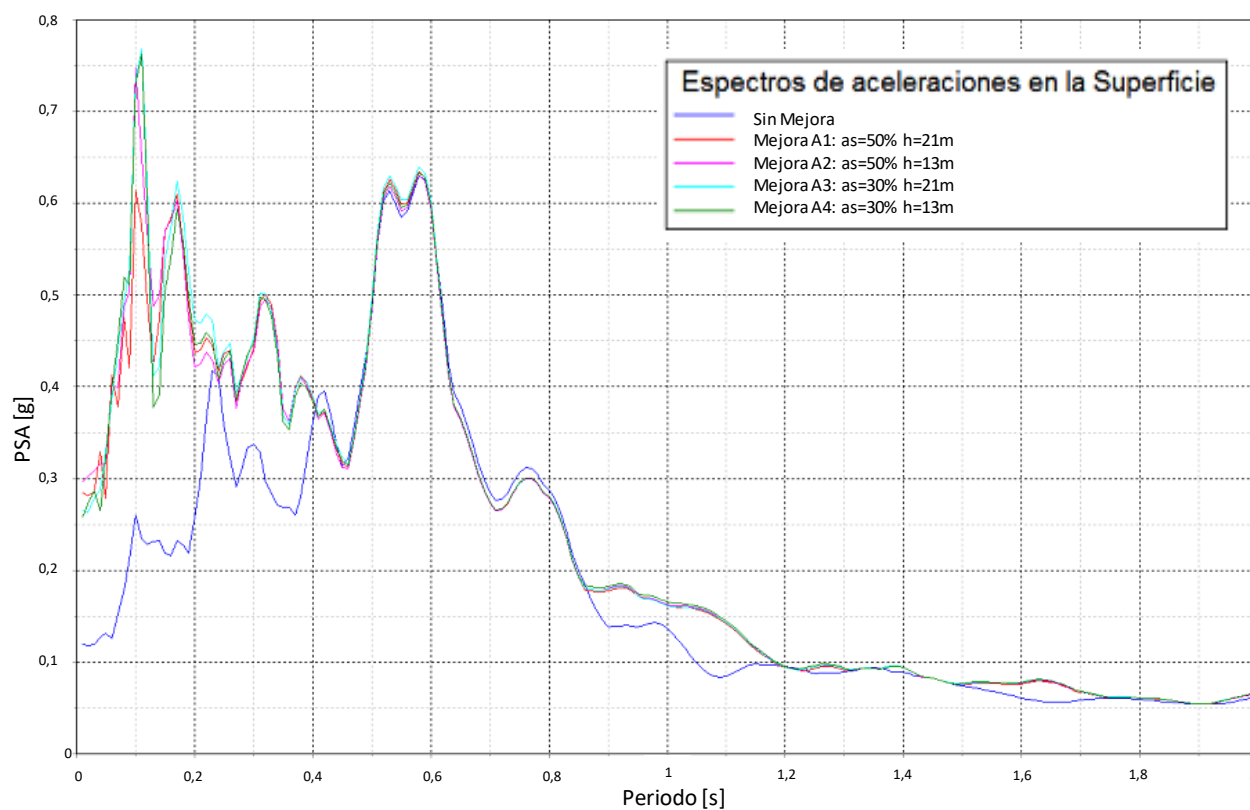


Figura 9.8. Espectros de aceleraciones en la superficie, tratamientos con 2 columnas, Mejoras A1, A2, A3 y A4.

(Fuente: Elaboración propia).

Como puede observarse, la tendencia a amplificar las aceleraciones espectrales en los periodos bajos se manifiesta al incorporar 2 columnas y a medida que se rigidiza más el terreno, mayor es dicha amplificación, según se aprecia en el modelo que incluye 4 elementos, Figura 9.9.

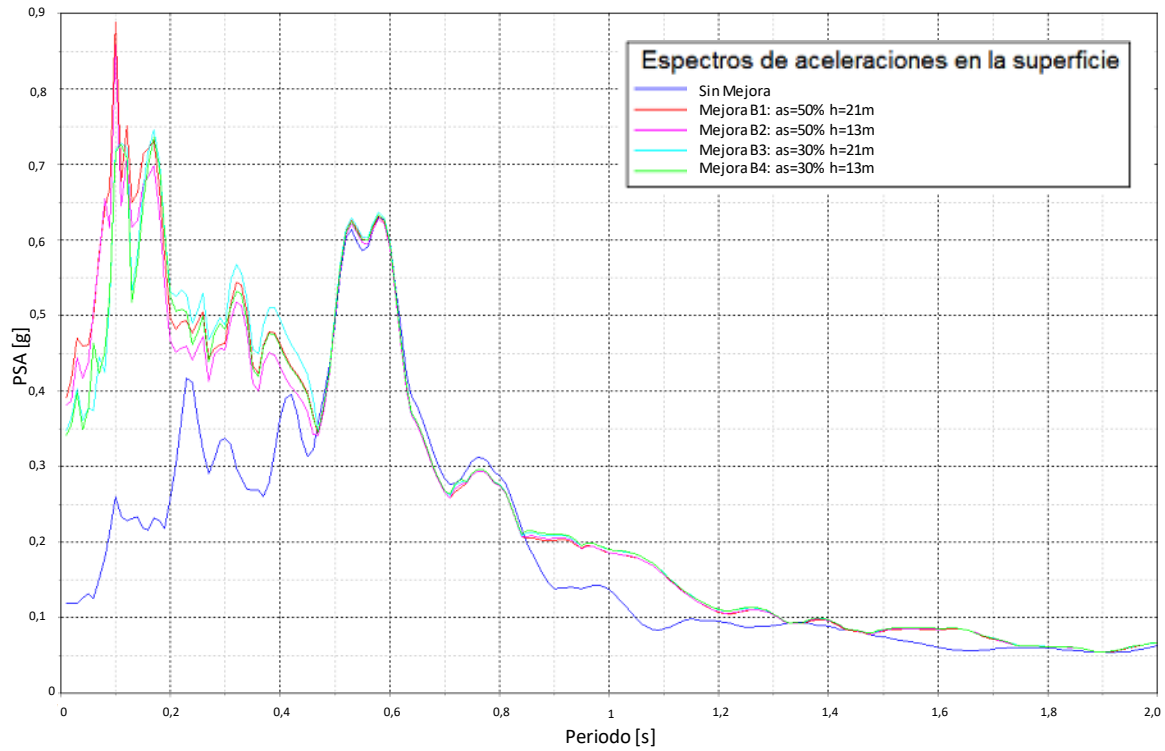


Figura 9.9. Espectros de aceleraciones en la superficie, Tratamientos con 4 columnas Mejora B1, B2, B3 y B4 con 4 columnas.  
(Fuente: Elaboración propia).

Por lo tanto, para la configuración de mejora completa, dado que se obtiene como resultado un sistema más rígido, la amplificación es mucho mayor para los periodos bajos.

### 9.3. Presiones de Poros

También es muy importante presentar resultados de la modelación obtenidos para el análisis de los estratos más susceptibles de sufrir licuación. Este corresponde al horizonte H6 de suelo arenoso ubicado a una profundidad aproximada de 12m, el cual está completamente saturado y fue modelado con UBCSAND. En la Figura 9.10 puede apreciarse el exceso de presiones de poro para el suelo natural para la fase final del sismo, donde claramente el horizonte H6 es el que presenta valores más altos. Luego, para describir visualmente el efecto de mejoramiento, en la Figura 9.11, se muestra el exceso de presiones de poro obtenido para la Mejora 1, donde se aprecia una importante disminución en los valores, desde aproximadamente 150 kN/m<sup>2</sup> a 90 kN/m<sup>2</sup>.

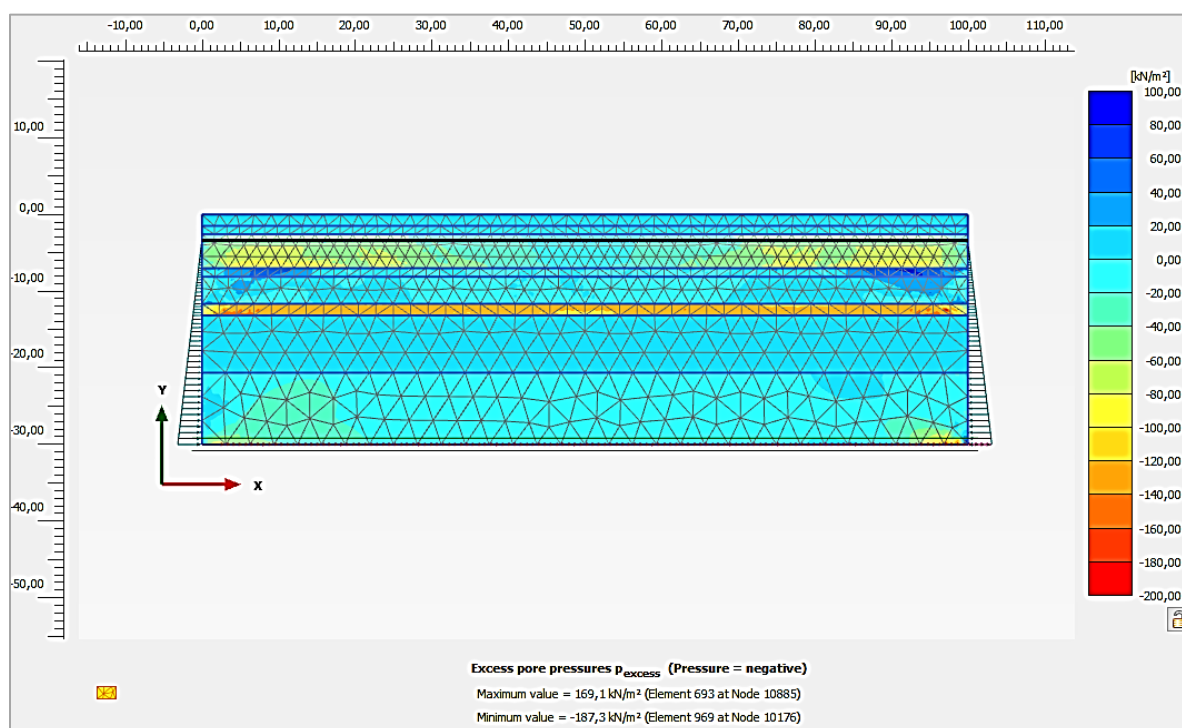


Figura 9.10. Exceso de Presiones de Poro a los 72[s] de iniciado el sismo. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

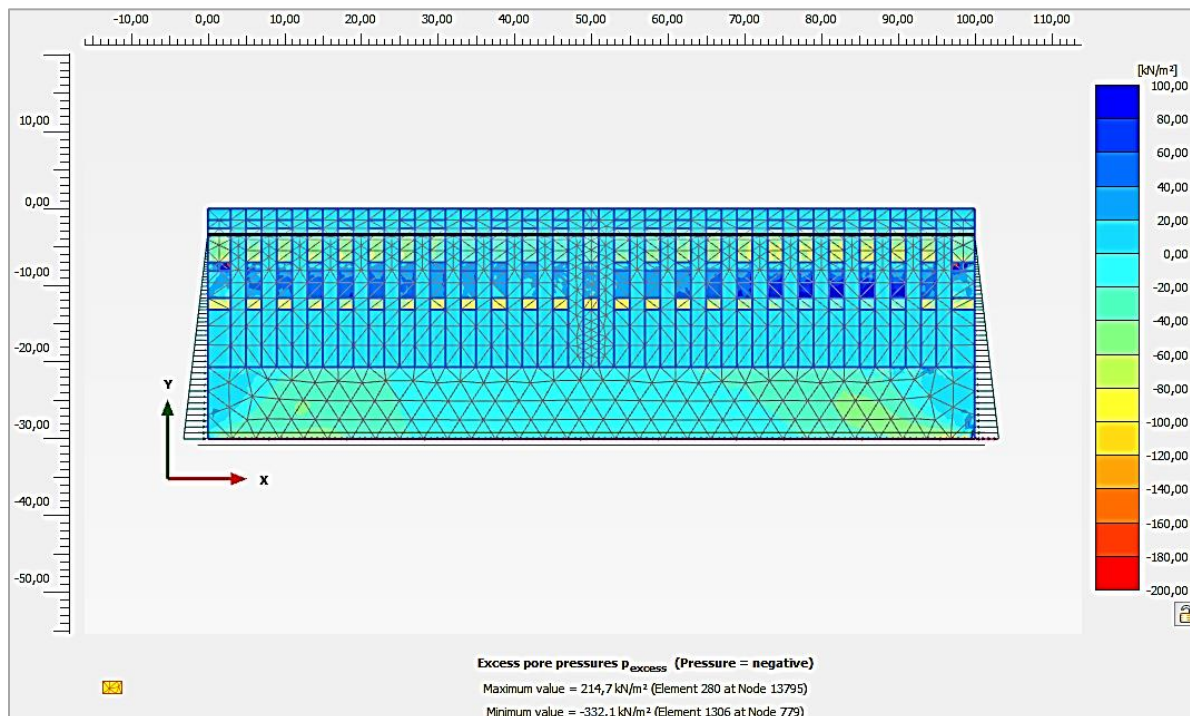


Figura 9.11. Exceso de Presiones de Poro a los 72[s] de iniciado el sismo para la Mejora 1. (Fuente: Captura Plaxis 2D).

Para cuantificar si existe mejora en cuanto al comportamiento sísmico de este estrato (horizonte H6), con particular atención en el fenómeno de licuación, se utilizan las presiones efectivas totales  $p'$ , la razón de presión de agua de poros en exceso  $r_u$  y la razón de presiones de poro  $PPR$ , definidas en el acápite 6.5.4.1. Los resultados se presentan en la Figura 9.12, Figura 9.13 y Figura 9.14.

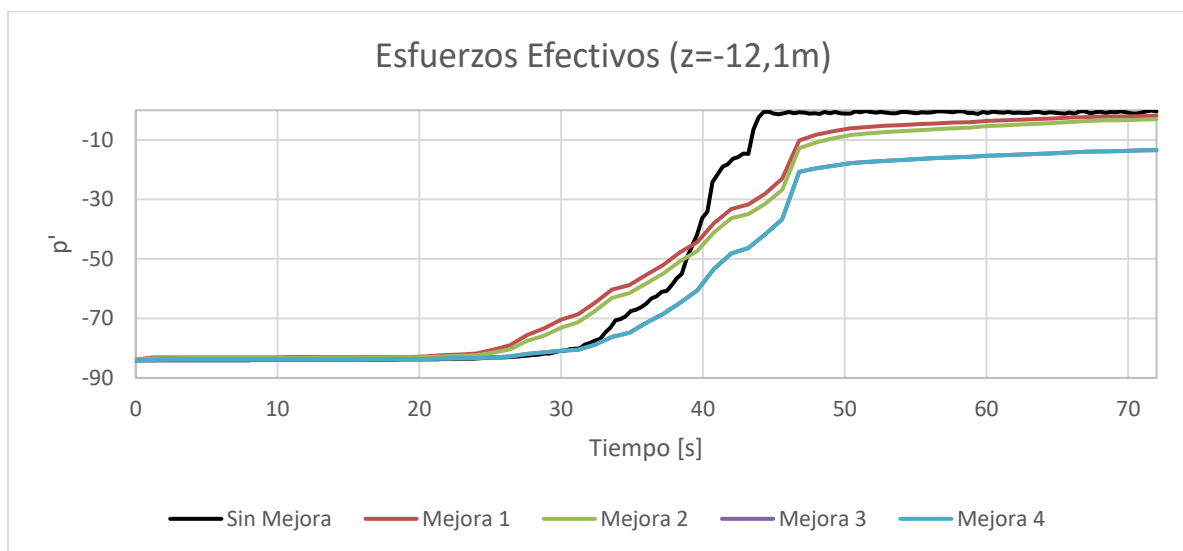


Figura 9.12. Presiones efectivas para el suelo natural y mejorado. (Fuente: Elaboración propia).

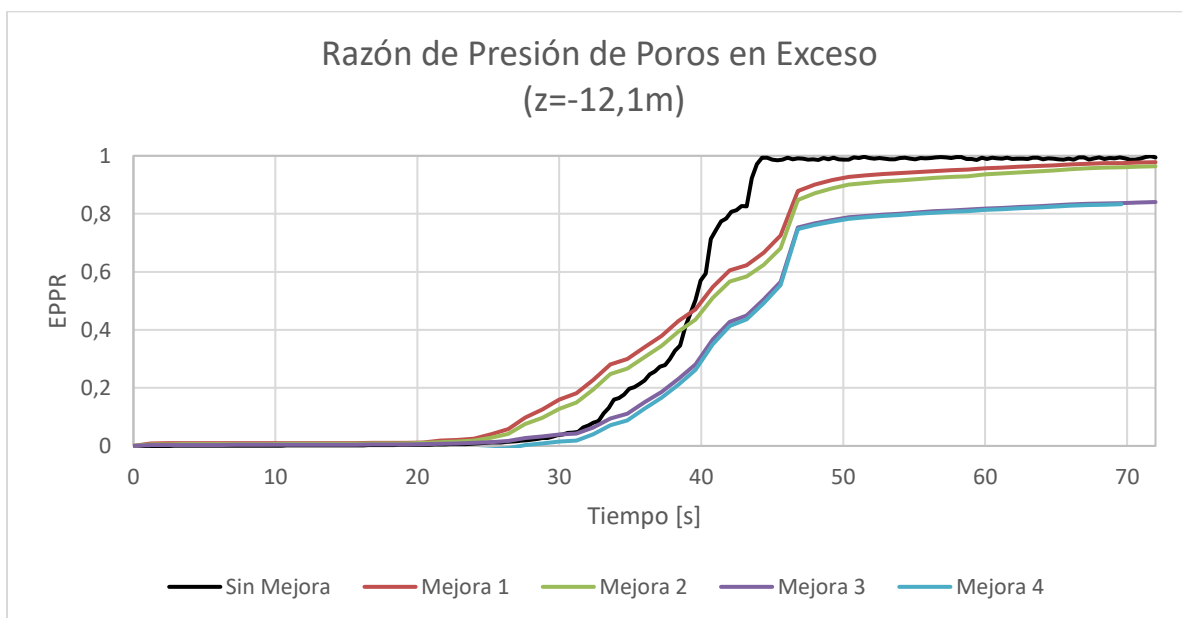


Figura 9.13. Razón de presión de poros en exceso para el suelo natural y suelo mejorado. (Fuente: Elaboración propia).

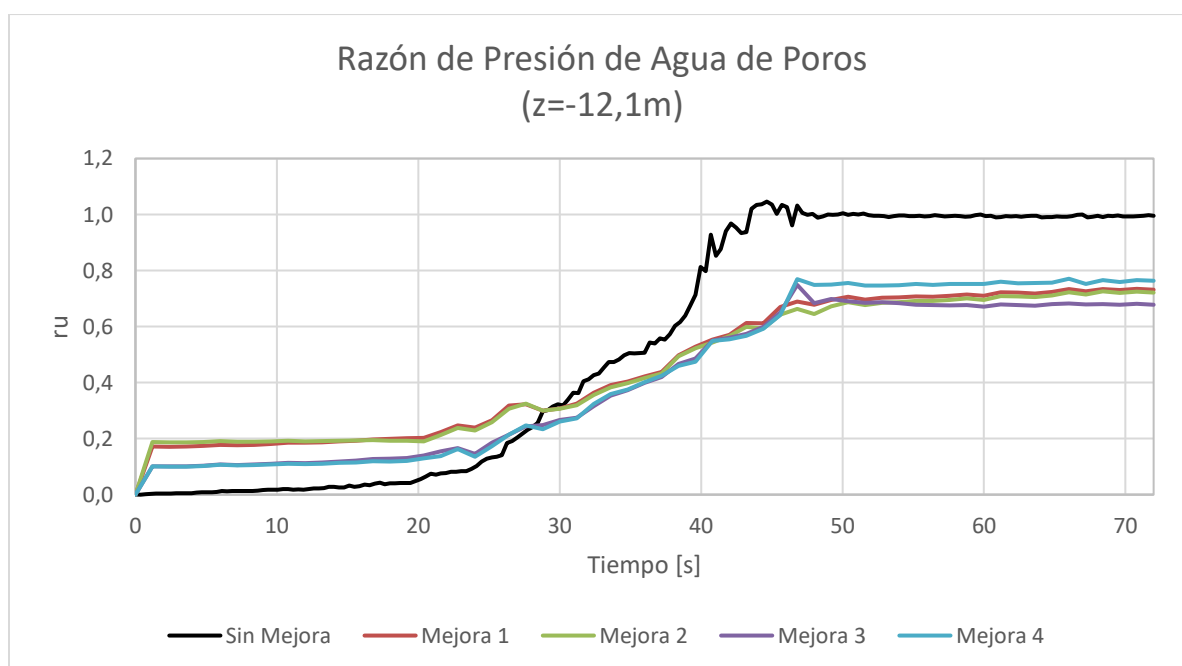


Figura 9.14. Razón de Presión de Agua de Poros para el suelo natural y mejorado. (Fuente: Elaboración propia).

Los resultados anteriores indican que el suelo natural sufre el fenómeno de licuación a partir de los 40 segundos de iniciado el sismo. Por otro lado, si bien todas las configuraciones de mejora son efectivas en menor o mayor grado, para disminuir las presiones de poro en el terreno durante la sollicitación sísmica, son las Mejoras 1 y 2 las que presentan resultados más satisfactorios.

#### 9.4. Espectros de Respuesta y de Diseño

Finalmente, con el fin de contrastar resultados entre la respuesta sísmica obtenida de la modelación y los espectros de diseño elásticos que define la Norma NCh 433 of 1996 modificada el 2012 para la zona en estudio (Zona Sísmica 2,  $A_0 = 0.3g$ ) se presenta la Figura 9.15.

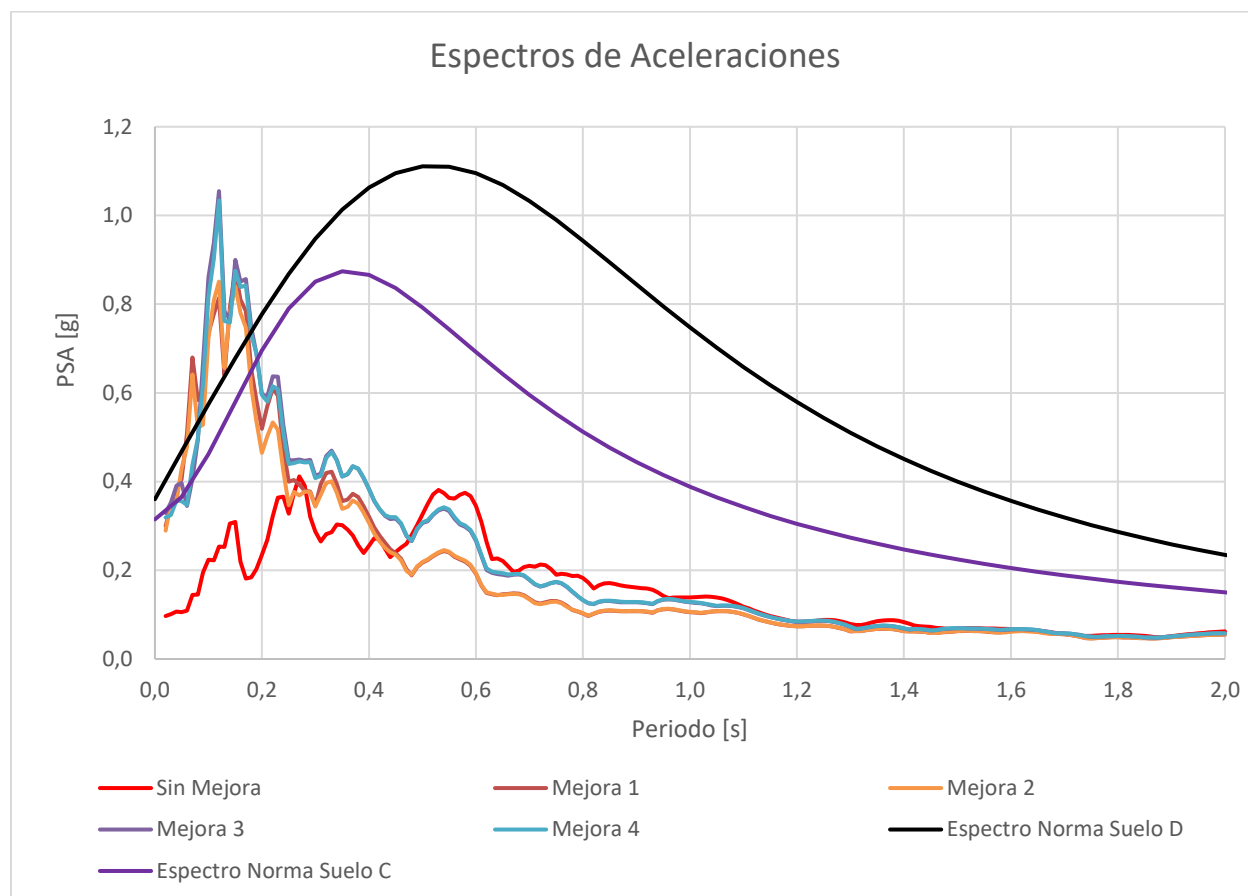


Figura 9.15. Comparación de espectros de sitio y espectros de diseño de la Norma NCh433 of 1996 Mod 2012.  
(Fuente: Elaboración propia).

Como puede observarse, los espectros de diseño, dándole especial énfasis al del suelo Tipo D, superan las aceleraciones espectrales en gran parte del rango de periodos, exceptuando aquellas amplificaciones obtenidas en los suelos tratados para los periodos cortos. Lo anterior indica que, si se solucionan todos aquellos problemas que definen a un suelo como especial o Tipo F, es posible categorizarlo en una clasificación superior.

## 10. Capítulo X

### 10.1. Conclusiones generales del método Soil Mixing

En términos generales, es posible señalar que el método Soil Mixing no constituye un tratamiento que destaque por su versatilidad, dado que es aplicable en limitados tipos de suelo. En específico, la mejora ha sido satisfactoriamente utilizada en terrenos blandos tales como: arcillas, terrenos orgánicos, limos blandos, arenas sueltas, turbas, etc., principalmente con fines de estabilización, remediación, aumento de la capacidad portante, entre otros. A pesar de lo anterior, la aplicación de la técnica es muy conveniente, dado que permite tratar aquellos terrenos que según los códigos de diseño clasifican como indeseables.

Una característica importante de destacar del método Soil Mixing es que, a diferencia de otras técnicas, el material de mejora se introduce en el terreno a bajas presiones y se mezcla de manera mecánica, obteniendo un rechazo menor y columnas más uniformes en la profundidad. Lo anterior permite facilitar la estimación de la composición del terreno tratado, reduciendo la variabilidad de los parámetros geomecánicos que lo definen, en comparación a otras técnicas utilizadas actualmente en el país.

Es importante recalcar que a pesar de que el método Soil Mixing solo es aplicable en terrenos blandos, debido a sus múltiples variantes, puede constituir una poderosa herramienta que se ajusta a las necesidades del proyecto y a requerimientos especiales de diseño. En particular, puede utilizarse para tratamientos superficiales o profundos, ya sea en suelos secos o húmedos y para lograr resistencias específicas (resistencia a la compresión simple), que se ajustan según la cantidad y tipo de material cementante aplicado, siempre en el rango entre 1 a 5 Mpa.

Por otro lado, el tratamiento puede ser aplicado utilizando diversos patrones o configuraciones, dependiendo del propósito de la mejora. Con ello es posible ejecutar desde columnas aisladas, hasta paneles y bloque de columnas solapadas. Una instalación adecuada de patrones de columnas puede ser seleccionada considerando el tipo, tamaño e importancia de la superestructura, el propósito y función del mejoramiento, los costos de construcción y las condiciones de sitio.

El método Soil Mixing y sus variantes requieren de una amplia información del suelo natural para ser aplicados. Además, se necesita previamente la ejecución de pruebas en laboratorio, con el fin de determinar la cantidad y proporción de la mezcla, para posteriormente hacer pruebas de columnas a escala natural in situ. Es igualmente relevante conocer aproximadamente las características requeridas del terreno mejorado o el fin de la mejora de suelo y consecuentemente probar diversas cantidades de material de aporte y tipos de mezcla, para obtener el tratamiento que mejor se ajuste, luego de contrastar los resultados obtenidos in situ y en laboratorio.

Para lograr tratamientos y mejoras satisfactorias, es muy importante la correcta ejecución de las columnas de Soil Mixing, para lo cual, actualmente existe los equipos y tecnologías que permiten llevar un exhaustivo control de calidad

en el proceso de perforación y mezcla. Importantes empresas han implementado sistemas de control computarizado donde es posible variar y controlar todas las variables involucradas en el proceso.

### **10.2. Conclusiones en relación las propiedades del suelo mejorado**

En primera instancia, es importante mencionar que en esta investigación y en la bibliografía, la resistencia a la compresión simple es el parámetro utilizado como indicador del efecto estabilizador del método, ya que se obtienen tratamientos más efectivos para resistencias a la compresión simple mayores.

Como se ha detallado, el incremento de la resistencia del suelo estabilizado es influenciado por un número importante de factores, principalmente debido a que el mecanismo de aumento de la resistencia básica está estrechamente relacionado con la reacción química que experimenta el suelo al interactuar con el material cementante. En primer lugar, resultan muy importantes las características del material cementante, ya sea, tipo de material, calidad, aditivos y agua de mezcla. Otra categoría importante son las características inherentes a cada tipo de suelo y la forma en que ha sido depositado, donde resultan muy relevantes el pH y el contenido de carbono orgánico presente en el terreno natural. De la misma forma, otro factor significativo indicado son las condiciones de mezcla, como el grado de mezcla, tiempo y cantidad de material cementante. Por último, también son muy importantes las condiciones de curado, donde se debe controlar la temperatura, el periodo de curado, la humedad, humectación y secado y la presión de sobrecarga.

En resumen, se debe tener un buen criterio y realizar la mayor cantidad de análisis al momento de aplicar Soil Mixing como técnica de mejoramiento, dado que son muchos los factores que influyen en el resultado final de la mejora. Aun así, existe mucha información disponible en la bibliografía, basada en ensayos y experiencia extranjera, que puede servir de guía para la correcta implementación del método y con ello obtener los resultados esperados y definidos en las etapas de diseño.

### **10.3. Conclusiones Modelación y Análisis de la Respuesta Sísmica**

Para simular la aplicación del tratamiento y evaluar la respuesta sísmica de un suelo Tipo F se seleccionó un terreno blando ubicado en la ciudad de Punta Arenas, constituido principalmente por arenas limosas y arcilla.

El subsuelo arenoso estudiado presentó baja capacidad de soporte hasta al menos 17.5 m de profundidad y se caracterizó por un número de golpes SPT que variaba alrededor de los 10 golpes/pie. Además, se evaluó el potencial de licuación por el método tradicional, resultado desfavorable, debido a la existencia de un depósito de arenas saturadas, sueltas y con bajo porcentaje de finos.

Las condiciones anteriores sugerían realizar un tratamiento en el terreno, para lo cual se probó la aplicación de la técnica Deep Soil Mixing a través de su variante húmeda y utilizando la configuración tipo grilla desarrollada a partir del solapamiento de columnas, formando paneles hasta una profundidad determinada. Para lo anterior se realizó una

modelación del terreno natural y mejorado, utilizando el método de los Elementos Finitos, implementado en el software Plaxis 2D.

En particular, dependiendo del tipo de suelo y de las variables a estudiar en cada estrato, se utilizaron diferentes modelos constitutivos. Un caso particular fue el uso de UBCSAND para la modelación de los suelos arenosos, dado que permitió evaluar las variables asociadas al fenómeno de licuación.

El terreno natural y el mejorado se sometió al registro sísmico del año 2010, para luego obtener las aceleraciones, desplazamiento, razones de poros y espectros en los puntos de análisis seleccionados (Centro del depósito).

Analizadas las respuestas de las diversas configuraciones de mejora, donde se varió la profundidad de las columnas de suelo tratado y la razón de mejoramiento, los resultados más satisfactorios en el caso del análisis de los espectros de aceleraciones y desplazamientos se obtuvieron para las mejoras utilizando una razón de área mejorada,  $a_s$ , del 50%, donde el diámetro de las columnas utilizadas fue de 2.2 [m] y la separación de centro a centro de 4 [m]. De hecho, en relación a las aceleraciones espectrales obtenidas para estas mejoras, la profundidad de las columnas no toma mayor relevancia, pero si permite traspasar las cargas a un estrato competente, por lo cual se considera que la configuración con columnas de 21m es la más óptima. Para la mejora más óptima ya descrita (Mejora 1:  $a_s = 50\%$  y  $h = 21m$ ), se obtuvieron reducciones espectrales en la superficie, contrastadas con las del suelo natural, del orden del 38% para las aceleraciones y del 41% para los desplazamientos.

Como pudo observarse en los espectros de aceleraciones y desplazamientos, solo puede hablarse de mejora del terreno para periodos naturales superiores a 0.5 segundos, lo que se traduce en una reducción de las amplificaciones del movimiento sísmico para los periodos largos o bajas frecuencias. Según se indicó anteriormente, estos efectos de mejora son significativos cuando en el terreno modelado se fundan estructuras que tienen frecuencias naturales bajas (periodos largos), como, por ejemplo, edificios altos y puentes. Por el contrario, cuando se trate de estructuras rígidas, se deberá considerar el efecto de amplificación con especial cuidado.

Estos efectos del tratamiento en terrenos blandos ya habían sido expuestos tras llevarse a cabo diversas investigaciones, donde también se obtuvieron amplificaciones espectrales de aceleraciones para las altas frecuencias. Si bien esta respuesta puede asociarse al efecto de los fenómenos de amplificación geométrica y dinámica, debido a que, al rigidizarse el terreno, se produce el atrapamiento de las altas frecuencias y se filtran las bajas, con el fin de descartar posibles efectos de bordes que pudiesen estar produciendo las amplificaciones observadas, se evaluaron configuraciones más simples de mejoramiento con 2 y 4 columnas. Al analizar la respuesta sísmica de estos modelos también se obtuvieron amplificaciones importantes para las bajas frecuencias, ratificando además que a medida que aumenta el número de columnas y por lo tanto aumenta la rigidez del sistema, este efecto amplificador también es mayor. Por otro lado, según se indicó en el punto 8.4.5.2, el software Plaxis 2D implementa condiciones de contorno que proporcionan continuidad de refracción de las ondas sísmicas a través de las paredes verticales del modelo.

Sumado a lo anterior, al definir el modelo con un ancho suficiente y analizar la respuesta en puntos ubicados en el centro de este, también se evita el efecto de borde.

Con respecto al análisis del fenómeno de licuación, los mejores resultados se obtuvieron para las configuraciones con razón de mejoramiento del 30%, donde la profundidad del tratamiento tampoco tuvo efectos significativos. De todas formas, es importante señalar que todas las configuraciones aplicadas ayudan a disminuir, los excesos de presiones de agua de poros y la anulación de las presiones efectivas.

En definitiva, a partir de los resultados obtenidos y considerando los trabajos de otros autores, la aplicación del tratamiento en suelos blandos, causa, en la mayoría de los casos analizados, amplificaciones importantes en las aceleraciones espectrales obtenidas en la superficie. De hecho, solo se producen reducciones de las aceleraciones espectrales en algunos casos, que se extienden en un rango acotado de periodos, resultando de esta forma favorables solo para la fundación de estructuras con ciertos periodos naturales.

Por lo tanto, si se analizan las aceleraciones espectrales en la superficie, la respuesta sísmica de suelos tratados con Soil Mixing no mejora, debido a las importantes amplificaciones obtenidas en todos los casos analizados. Estas amplificaciones, si bien no es posible identificar su causa directa, están influenciadas por varios factores: frecuencia predominante de la señal sísmica, amplitud de la señal sísmica, periodo predominante del suelo natural y mejorado, aumento de la rigidez del terreno mejorado y efectos de resonancia por cercanía entre frecuencia predominante de la señal sísmica y del suelo. Además, es importante tener en cuenta que los suelos analizados se utilizarán como fundación de estructuras, por lo cual, también se debe considerar el efecto interacción terreno mejorado – estructura, donde se debe evitar la cercanía entre los periodos predominantes de éstos (suelos y estructura), que también producen el efecto resonancia al verse expuestos a ante sollicitaciones sísmicas.

A pesar del efecto amplificador del tratamiento y que como consecuencia, se concluye que no mejora la respuesta sísmica, si el espectro de respuesta obtenido es en su mayor parte menor que el espectro especificado en la norma para un tipo de suelo particular (A, B, C, D), determinándose que, si se solucionan los problemas de licuefacción, capacidad de soporte y todas aquellas características que definen al suelo como Tipo F o Especial, es posible asumir que el terreno clasifica en una categoría superior, lo que asociará a las estructuras que sobre éste se funden, menores restricciones de diseño.

Como comentario final es importante destacar que, si bien no se obtuvieron resultados favorables en la modelación que para llevar a cabo un tratamiento efectivo utilizando la técnica Soil Mixing, se requiere un estudio exhaustivo de las condiciones naturales del terreno, así como también realizar todos los ensayos en laboratorio que sean pertinentes. Además, antes de la ejecución de la técnica, siempre existe la posibilidad de elaborar campos de prueba, para obtener resultados más representativos.

### Lista de referencias

- [1]. MASAKI KITAZUME, MASSAKI TERASHI (2013). The Deep Mixing Method.
- [2]. BRINKGREVE, R. (2004). Manual de referencia Plaxis, Versión 8.
- [3]. MANCILLA, C. (2013). Respuesta sísmica del suelo de Viña del Mar.
- [4]. PLAXIS. Material Models Manual, Versión 8.
- [5]. PLAXIS. Dynamics Manuals, Versión 8.
- [6]. PLAXIS 2D. Reference Manual 2015.
- [7]. VERDUGO, R. Dinámica de Suelos, Amplificación Sísmica. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- [8]. WATERMAN, D (2012). Curso de Geotecnia Computacional PLAXIS. Pontifica Universidad Católica de Chile.
- [9]. MORILLA MOAR, P., MALENTIJEVIC, S. (2014). Estabilidad de terraplenes sobre columnas de suelo-cemento. Boletín de la Sociedad Española de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. pp. 23-35.
- [10]. TOPOLNICKI, M. (2004). "In situ soil Mixing". En: Ground Improvement. Editores M.P. Moseley y K. Kirsch 2da Edición. Abingdon (Reino Unido): Spon Press. pp. 431.
- [11]. VÁSQUES, A. (2012). Suelos de Fundación de la Ciudad de Punta Arenas, Región de Magallanes y Antártica chilena.
- [12]. MANSILLA, C. (2006). Caracterización Geomecánica de la Formación Loreto en el Sector Sur de la ciudad de Punta Arenas.
- [13]. VUKOTIC, G. KELLER CIMENTACIONES, S.L.U. Estabilización profunda con columnas de cemento en vía seca.
- [14]. AMOROSI, A., BOLDINI, D. (2009). Numerical modelling of the transverse dynamics behaviour of circular tunnels in clayey soils.
- [15]. AMOROSI, A., BOLDINI, D., ELIA, G. (2010). Parametric study on seismic Ground response by finite element modelling.
- [16]. MÁNICA, M. (2013). Comportamiento dinámico de inclusiones rígidas.
- [17]. DIPLOMADA MECÁNICA DE SUELOS APLICADA (2009). Soluciones de Fundaciones en los Suelos Blandos de la Ciudad de Punta Arenas.
- [18]. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (2013). Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing For Embankment And Foundation Support.
- [19]. RAMIREZ, D. (2014). Interacción Suelo Estructura – Caracterización Dinámica del Suelo para Solicitaciones Sísmicas – Aplicación Método ReMi para la ciudad de Temuco.
- [20]. BRADLEY, B., ARAKI, K., ISHII, T., SAITOH, K. (2013). Effect of lattice-shaped ground improvement geometry on seismic response of liquefiable soil deposits via 3-D seismic effective stress analysis.
- [21]. GARCÍA, J. (2007). Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia).

- [22]. FACULTAD DE INGENIERIA U.N.L.P. ÁREA GEOTÉCNIA – CÁTEDRA DE GEOTECNICA III. Proceso de Licuefacción de Suelo.
- [23]. FACULTAD DE INGENIERIA U.N.L.P. ÁREA GEOTÉCNIA – CÁTEDRA DE GEOTECNICA III. Parametrización de Suelos.
- [24]. GODOY, C., (2013). Estudio De La Respuesta de Sitio En Santiago Mediante El Método Lineal Equivalente.
- [25]. OMRAN ISTA CO. Deep Soil Mixing (DSM).
- [26]. KELLER. Brochure 32-01E. Deep Soil Mixing (DSM). Improvement of weak soils by the DSM method.
- [27]. UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA, CLASES DE MECÁNICA DE SUELOS. Método de los Elementos Finitos.
- [28]. PLAXIS (2013), Plaxis liquefaction model UBC3D-PLM.
- [29]. UNIVERSITY OF SOUTHERN CALIFORNIA, DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING (2000). EERA Manual.
- [30]. PLAXIS (2015), Site Response Analysis and Liquefaction Evaluation.
- [31]. SHARAH, M. (1986). The Effect of Geometry Dimensions on the Earthquake Response of the Finite Element Method.
- [32]. R. L.KONDNER, “Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils,” Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol. 89, no. SM1, 1963.
- [33]. M. DUNCAN, AND Y. CHANG, “Nonlinear analysis of stress and strain in soil,” Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol. 96, 1970.
- [34]. GEOTECNIA PATAGONIA, Informe de Reconocimiento Geofísico Sísmica Pasiva. Proyecto: “Construcción Edificio Ex-Surco, Punta Arenas”.
- [35]. GEOTECNIA PATAGONIA, Informe de Mecánica Suelos. Proyecto: “Edificio Ex-Surco, Magallanes N°990, Punta Arenas, Región de Magallanes y Antártica Chilena”.
- [36]. BOUCKOVALAS, PAPANIMITRIOU, KONDIS Y BAKAS, Equivalente-uniform Soil Model for the Seismic Response Analysis of Sites Improved with Inclusions, 2013.
- [37]. T. NAMIKAWA, J. KOSEKI, Y. SUSUKI, Finite element analysis of lattice-shaped ground improvement by cement-mixing for liquefaction mitigation, 2007.
- [38]. H. LEUNG, C. GANI, W. OKADA, S. TERZAGHI, Comparison of the effectiveness of Deep Soil Mix columns using 2-D and 3-D Plaxis, Plaxis Practice.
- [39]. J. GONZÁLEZ, R. VERDUGO, “Sitios Afectados por Licuefacción a Causa del Terremoto 27-F”, VII Congreso chileno de Ingeniería Geotécnica, 2014.
- [40]. L. YOUNG, “Liquefaction-Induced Lateral Ground Displacement”, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995.