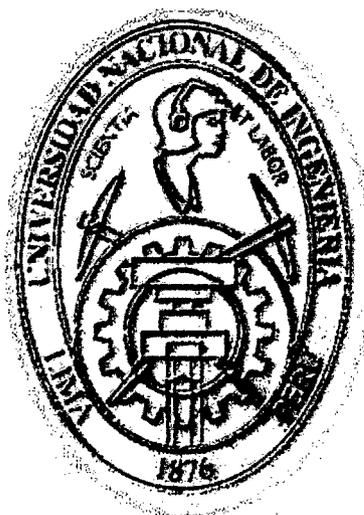


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS
ASISTIDO POR COMPUTADORA

TESIS

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

MAURO ARTEMIO CARRION PACHAS

Lima – Perú
2001

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

A mis padres y hermanos por todo su apoyo

A Pricila por su amor y comprensión

A Mishel por todo lo que significa para mí

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mis sinceros agradecimientos al Laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID-UNI, por permitirme utilizar los recursos y la infraestructura necesaria para la realización de este trabajo. Deseo también, agradecer a todas las personas que de una u otra manera contribuyeron en el desarrollo de esta tesis, en particular agradezco:

Al Ingeniero Denys Parra Murrugarra, por su eficiente y dedicada asesoría, así como por su amistad y desinteresado apoyo personal. Por sus enseñanzas, consejos y críticas que hicieron posible el desarrollo de la presente tesis.

Al Dr. Zenón Aguilar Bardales Jefe del Laboratorio Geotécnico del CISMID, por su preocupación permanente para que los trabajos de investigación puedan culminarse.

A los ingenieros y bachilleres que investigan y a todo el personal del Laboratorio Geotécnico del CISMID, por los consejos, apoyo y amistad brindado durante el desarrollo del presente trabajo.

A Reinaldo, Martha y Wilfredo por su constante preocupación y apoyo desinteresado para que este trabajo llegue a realizarse.

RESUMEN

Este trabajo presenta el desarrollo del software GEOSOFT, que permite realizar el análisis no lineal estático y dinámico de estructuras geotécnicas. Para el modelamiento geométrico y numérico de estructuras geotécnicas el software desarrollado utiliza el método de los elementos finitos. Asimismo, el comportamiento no lineal de los materiales es simulado mediante el uso del modelo hiperbólico para el análisis estático y del modelo lineal equivalente para el análisis dinámico. Geosoft, diseñado para ejecutarse en el sistema operativo Windows, permite la interacción usuario-computadora mediante la utilización de diversos objetos gráficos, tales como: ventanas, menús desplegables, barras de desplazamiento, tablas, botones, iconos, fichas, entre otros; permitiendo que la preparación de datos y administración de cálculos y resultados sea fácil y amigable.

Como paso previo al desarrollo del software se fundamenta el comportamiento estático y dinámico de estructuras geotécnicas, así como el modelamiento geométrico y numérico de las mismas. Asimismo, para tener un concepto claro de lo que es un software y sus fases de desarrollo, se presenta un resumen de la ingeniería del software.

La aplicabilidad del software es ilustrada mediante el análisis de tres estructuras reales: un depósito de relaves, una presa de tierra y una cimentación continua. Los resultados obtenidos permiten prever el comportamiento de estas estructuras en términos de esfuerzos y deformaciones debido a la acción de cargas estáticas y dinámicas.

ABSTRACT

This work presents the development of the software GEOSOFT, that allows to carry out static and dynamic non linear analysis of geotechnical structures. The developed software uses the finite elements method for the geometric and numeric modelling of geotechnical structures. The non linear behavior of the materials is simulated by means of the hyperbolic model for the static analysis and by means of the equivalent linear model for the dynamic analysis. Geosoft, designed to be executed in the operating system Windows, allows the interaction user-computer through diverse graphic objects, such as: windows, pull-down menus, scroll bars, grids, buttons, icons, tab strip, among others; allowing that data edition and administration of calculations and results are easy and friendly.

As a previous step to the development of the software, the theory on static and dynamic behavior of geotechnical structures is reviewed as well as the geometric and numeric modelling. Also, to have a clear concept of what a software is and of its development phases, a summary of the software engineering is presented.

The applicability of the developed software is shown by means of the analysis of three real geotechnical structures: a tailings dam, an earth dam and a spread footing. The obtained results allow to predict the physical behavior of these structures in terms of stresses and strains due to the action of static and dynamic loads.

INDICE

LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE SIMBOLOS	XII
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 2: COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS	3
2.1 Generalidades	3
2.2 Comportamiento Estático	3
2.2.1 Comportamiento Durante la Excavación	3
2.2.2 Comportamiento Durante la Construcción por Capas	4
2.2.2.1 Determinación de Esfuerzos y Asentamientos	4
2.2.3 Comportamiento de Presas de Tierra Durante el Ascenso del Nivel de Agua	6
2.3 Comportamiento Dinámico	7
2.3.1 Sismos	8
2.3.2 Propagación de los Sismos	8
2.3.3 Parámetros Sísmicos	9
2.3.3.1 Intensidad Sísmica	9
2.3.3.2 Magnitud Sísmica	10
2.3.3.3 Registro de Aceleraciones (acelerograma)	10
2.3.4 Normalización del Registro de Aceleraciones	13
2.3.5 Cargas Sísmicas	13
2.4 Análisis del Comportamiento de Estructuras Geotécnicas	14
2.4.1 Análisis Estático	14
2.4.2 Análisis Dinámico	14
2.4.2.1 Factores que Influyen en el Análisis Dinámico	15
2.4.2.2 Características de la Respuesta Sísmica	20
2.5 Casos Prácticos de Estructuras Geotécnicas	22
2.5.1 Excavaciones	22
2.5.2 Presas de Tierra	22
2.5.3 Presas de Relave	23
2.5.4 Cimentaciones	23

CAPÍTULO 3: MODELAMIENTO GEOMÉTRICO Y ANÁLITICO DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS PARA EL ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS 25

3.1 Generalidades	25
3.2 Modelamiento Geométrico	25
3.2.1 Modelamiento de Bordes Finitos	26
3.2.2 Modelamiento de Bordes Semi-infinitos	27
3.2.2.1 Simulación de Bordes Infinitos en el Análisis Estático	27
3.2.2.2 Simulación de Bordes Infinitos en el Análisis Dinámico	28
3.2.3 Biblioteca de Elementos	30
3.2.3.1 Elementos Triangulares	30
3.2.3.2 Elementos Cuadrangulares	31
3.2.3.3 Elementos de Interfase	31
3.2.3.4 Elementos Infinitos	31
3.2.4 Comportamiento de Elementos Finitos Según su Forma	32
3.3 Modelamiento Numérico del Análisis Estático	33
3.3.1 Modelos	34
3.3.1.1 Requerimientos de los Modelos	35
3.3.1.2 Pasos para la Formulación de un Modelo	36
3.3.1.3 Modelos de Módulos Constantes o Modelo Lineal	36
3.3.1.4 Modelo de Módulos Variables	38
3.3.1.5 Modelo Hiperbólico	40
3.3.1.6 Uso del Modelo Hiperbólico	42
3.3.2 Estado Inicial de Esfuerzos para el Análisis Estático	43
3.3.3 Criterios para Determinar el Estado de Carga	43
3.3.3.1 Criterio del Nivel de Esfuerzos	44
3.3.3.2 Criterio del Estado de Esfuerzo	44
3.3.3.3 Criterio de la Energía Complementaria	44
3.3.4 Modelamiento de Descarga/Recarga	46
3.3.5 Análisis de Construcción por Capas	47
3.3.5.1 Número de Capas	48
3.3.6 Análisis en la Fase del Primer Llenado en Presas de Tierra	49
3.3.6.1 Numero de Niveles de Carga	49
3.3.6.2 Asentamiento por Colapso	50
3.3.6.3 Variación de Peso Propio	53
3.3.6.4 Sub presiones	54

3.3.6.5 Presiones Hidrostáticas	54
3.3.6.6 Combinación de Efectos	55
3.4 Modelamiento Numérico del Análisis Dinámico	56
3.4.1 Estado Inicial de Esfuerzos	56
3.4.2 Modelo Lineal Equivalente	56
3.4.3 Determinación del Módulo Cortante Máximo	58
3.4.3.1 Criterio del Módulo de Descarga-recarga	58
3.4.3.2 Relación Empírica de Seed e Idriss	59
3.4.4 Deformación Cortante Efectiva	60
3.4.5 Integración en el Dominio del Tiempo	60
3.4.6 Matriz de Masa	61
3.4.7 Amortiguamiento Variable	61
CAPÍTULO 4: INGENIERÍA DEL SOFTWARE	63
4.1 Generalidades	63
4.2 El Software	63
4.2.1 Importancia del Software	63
4.2.2 Características del Software	63
4.2.2.1 El Software es un Producto Lógico y el Hardware un Producto Físico	63
4.2.2.2 El Software se Desarrolla y el Hardware se Fabrica	64
4.2.2.3 El Software no Falla, se Deteriora	64
4.2.2.4 La Mayoría del Software se Construye a Medida en vez de Ensamblar Componentes Existentes	64
4.2.3 Componentes del Software	65
4.2.4 Aplicaciones Software	65
4.2.5 Tipos de Software	66
4.2.5.1 Software de Sistemas	66
4.2.5.2 Software de Tiempo Real	66
4.2.5.3 Software de Gestión	67
4.2.5.4 Software de Ingeniería y Científico	67
4.2.5.5 Software Empotrado	67
4.2.5.6 Software de Oficinas	67
4.2.5.7 Software de Inteligencia Artificial	68

4.3 Fases de Desarrollo del Software	68
4.3.1 Análisis del Proyecto de Software	68
4.3.1.1 Fundamentos de Análisis	68
4.3.1.2 Métodos de Análisis	70
4.3.2 Diseño de Software	70
4.3.2.1 Fundamentos de Diseño	70
4.3.2.2 Métodos de Diseño	73
4.3.3 Codificación	73
4.3.4 Prueba	73
4.3.5 Mantenimiento del Software	74
4.3.4.1 Corrección	74
4.3.4.2 Adaptación	74
4.3.4.3 Mejora	74
4.4 Desarrollo del Software GEOSOFT	74
4.4.1 Análisis para el Desarrollo de Geosoft	75
4.4.1.1 Análisis del Problema	75
4.4.1.2 Análisis de Requerimientos	75
4.4.1.3 Análisis de Herramientas de Desarrollo	76
4.4.2 Diseño de Geosoft	77
4.4.2.1 Diseño de Datos	77
4.4.2.2 Diseño de la Arquitectura	82
4.4.2.3 Diseño Procedimental	83
4.4.2.4 Diseño de la Interfaz de Usuario	83
4.4.3 Codificación de Geosoft	84
4.4.4 Prueba del Software Geosoft	86
4.4.5 Mantenimiento del Software Geosoft	86
CAPÍTULO 5: APLICACIONES DEL SOFTWARE GEOSOFT	87
5.1 Análisis de Depósito de Relaves	87
5.1.1 Ubicación y Descripción del Proyecto	87
5.1.2 Información Topográfica	88
5.1.3 Perfil y Zonificación Geotécnica	88
5.1.4 Propiedades Estáticas y Parámetros Hiperbólicos de los Materiales	89
5.1.5 Propiedades Dinámicas de los Materiales	89
5.1.6 Información del Sismo	89

5.1.7 Crecimientos Proyectados del Depósito	90
5.1.8 Modelamiento Geométrico de la Estructura	91
5.1.9 Resultados del Análisis Estático	92
5.1.10 Resultados del Análisis Dinámico	96
5.1.11 Conclusiones	98
5.2 Análisis de una Presa de Tierra	100
5.2.1 Ubicación y Descripción del Proyecto	100
5.2.2 Información Topográfica	102
5.2.3 Exploración de Campo	102
5.2.4 Zonificación Geotécnica de la Estructura	103
5.2.5 Propiedades Estáticas y Parámetros Hiperbólicos de los Materiales	103
5.2.6 Propiedades Dinámicas de los Materiales	103
5.2.7 Información Sísmica	104
5.2.8 Modelamiento Geométrico de la Estructura	104
5.2.9 Definición de las Capas	105
5.2.10 Resultados del Análisis Estático	106
5.2.10.1 Análisis de Construcción por Capas	106
5.2.10.2 Análisis del Ascenso del Nivel de Agua	109
5.2.10.3 Análisis del Descenso del Nivel del Agua	112
5.2.11 Resultados del Análisis Dinámico	115
5.2.12 Conclusiones	117
5.3 Análisis de una Cimentación Superficial	118
5.3.1 Ubicación y Descripción del Proyecto	118
5.3.2 Investigación Geotécnica de Campo y Sección de Análisis	120
5.3.3 Perfil Estratigráfico	121
5.3.4 Propiedades Estáticas y Parámetros Hiperbólicos de los Materiales	121
5.3.5 Modelamiento Geométrico	121
5.3.6 Resultados del Análisis Estático	123
5.3.7 Conclusiones	128

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2: Comportamiento de Estructuras Geotécnicas

Figura N° 2.1 Construcción de un terraplén de gran extensión por capas sucesivas	4
Figura N° 2.2 Perfil del asentamiento en un terraplén, con valor máximo a media altura $\frac{H}{2}$	5
Figura N° 2.3 Efectos durante el llenado en una presa heterogenea	6
Figura N° 2.4 Propagación del sismo mediante ondas de cuerpo (P y S) y ondas de superficie (Love y Rayleg)	9
Figura N° 2.5 Acelerograma del registro sísmico del terremoto de Lima de 1974	11
Figura N° 2.6 Red nacional de acelerógrafos instalados por el CISMID	12
Figura N° 2.7 Acelerograma del registro sísmico normalizado	13
Figura N° 2.8 Respuesta lineal y no lineal en la sección central de una presa sobre cimentación sometida a excitaciones armonica de 0.05g y 0.20g	17

Capítulo 3: Modelamiento Geométrico y Análítico de Estructuras Gotécnicas para el Análisis con Elementos Finitos

Figura N° 3.1 Estructura de una presa de tierra	25
Figura N° 3.2 Idealización de la estructura para el modelamiento geométrico	26
Figura N° 3.3 Modelamiento geométrico de la estructura	26
Figura N° 3.4 Modelamiento de bordes finitos	26
Figura N° 3.5 Modelamiento de bordes infinitos	27
Figura N° 3.6 Simulación de bordes infinitos en el análisis estático	28
Figura N° 3.7 Simulación de bordes infinitos en el análisis dinámico	28
Figura N° 3.8 SModelamiento de borde viscoso para onda insidentes P y S	29
Figura N° 3.9 (a) Elemento finito triangular de 3 nudos (T3) (b) Elemento finito triangular de 6 nudos (T6)	30
Figura N° 3.10 (a) Elemento finito cuadrangular de 4 nudos (Q4) (b) Elemento finito cuadrangular de 8 nudos (Q8)	31
Figura N° 3.11 (a) Elemento de interface de 4 nudos (INT4) (b) Elemento de interface de 6 nudos (INT6)	31
Figura N° 3.12 (a) Elemento infinito de 4 nudos (INF4) (b) Elemento infinito de 6 nudos (INF6)	32

Figura N° 3.13 Comportamiento de los elementos finitos	32
Figura N° 3.14 Comportamiento elástico de los materiales	
(a) Comportamiento elástico no lineal	
(b) Comportamiento elástico lineal	37
Figura N° 3.15 Aproximación lineal por incrementos de un modelo no lineal	38
Figura N° 3.16 Modelo hiperbólico para el modelamiento no lineal del suelos	
(a) Relación esfuerzo deformación hiperbólica para la carga primaria (inicial)	
(b) Relación esfuerzo deformación lineal en descarga/recarga	40
Figura N° 3.17 Cálculo de esfuerzos iniciales en los elementos	43
Figura N° 3.18 Representación de la energía complementaria de deformación Ω	45
Figura N° 3.19 Modelamiento de descarga y recarga según:	
(a) Modelo propuesto por Duncan y Otros (1980)	
(b) Modelo propuesto por Duncan y Otros (1984)	
(c) Modelo propuesto saboya Jr. y Byrne (1993)	46
Figura N° 3.20 Influencia del número de niveles del agua e incrementos de carga en los desplazamientos verticales durante el llenado del reservorio	50
Figura N° 3.21 Efecto de la saturación en el ensayo edométrico en limos (de Naylor, 1991)	51
Figura N° 3.22 Método generalizado para cálculo de esfuerzo desviador a saturación	
(a) Relación esfuerzo - deformación	
(b) Trayectoria de esfuerzos	
(c) Trayectoria de deformaciones (de Naylor, 1989)	52
Figura N° 3.23 Trayectoria de esfuerzos OD propuesto por Nobari y Duncan en el modelo generalizado (Naylor et al., 1989)	53
Figura N° 3.24 Fuerzas nodales equivalentes en las distribuciones de presión a lo largo de los lados de un elemento finito	55
Figura N° 3.25 Modelo lineal equivalente (Seed e Idriss, 1969)	57
Figura N° 3.26 Carga inicial y repetido (Byrne et al., 1986)	58
Figura N° 3.27 Variación del módulo cortante para arenas (Seed e Idriss, 1970)	59

Capítulo 4: Ingeniería del Software

Figura N° 4.1 Visualización gráfica del objeto ventana, tabla y botones	82
Figura N° 4.2 Esquema de interacción entre dos módulos	82
Figura N° 4.3 Esquema de diseño descendente para el interfaz de usuario en primer nivel	83
Figura N° 4.4 Esquema de diseño de la interfaz de usuario en segundo nivel de las diferentes opciones del primer nivel	83

Figura N° 4.5 Diseño final de la interfaz de usuario	84
------------------------------------------------------	----

Capítulo 5: Aplicaciones del Software GEOSOF T

- Análisis de un depósito de relaves

Figura N° 5.1 Plano topográfico de la zona	88
Figura N° 5.2 Perfil y zonificación del depósito de relaves antiguo sobre el cual se construirá el nuevo depósito	88
Figura N° 5.3 Registro de aceleraciones del terremoto de Lima de año 74	89
Figura N° 5.4 Crecimiento aguas abajo	90
Figura N° 5.5 Crecimiento aguas arriba	90
Figura N° 5.6 Malla de elementos finitos. Crecimiento aguas abajo	91
Figura N° 5.7 Malla de elementos finitos. Crecimiento aguas arriba	91
Figura N° 5.8 Desplazamientos horizontales. Crecimiento aguas abajo	92
Figura N° 5.9 Desplazamientos horizontales. Crecimiento aguas arriba	92
Figura N° 5.10 Desplazamientos verticales. Crecimiento aguas abajo	93
Figura N° 5.11 Desplazamientos verticales. Crecimiento aguas arriba	93
Figura N° 5.12 Esfuerzos verticales. Crecimiento aguas abajo	94
Figura N° 5.13 Esfuerzos verticales. Crecimiento aguas arriba	94
Figura N° 5.14 Esfuerzos cortantes. Crecimiento aguas abajo	95
Figura N° 5.15 Esfuerzos cortantes. Crecimiento aguas arriba	95
Figura N° 5.16 Esfuerzos cortantes máximos. Crecimiento aguas arriba	96
Figura N° 5.17 Esfuerzos cortantes máximos. Crecimiento aguas abajo	96
Figura N° 5.18 Deformaciones cortantes máximas. Crecimiento aguas abajo	97
Figura N° 5.19 Deformaciones cortantes máximas. Crecimiento aguas arriba	97

- Análisis de una presa de tierra

Figura N° 5.20 Ubicación del proyecto	101
Figura N° 5.21 Topografía de la zona del proyecto	102
Figura N° 5.22 Mapa de exploración geotécnica	102
Figura N° 5.23 Sección típica de la estructura a analizar	103
Figura N° 5.24 Registro de aceleraciones del terremoto de Lima del Año 74	104
Figura N° 5.25 Estructura discretizada con elementos finitos	104
Figura N° 5.26 Definición de las diferentes capas	105
Figura N° 5.27 Distribución de desplazamientos horizontales al final de la construcción	106
Figura N° 5.28 Distribución de desplazamientos verticales al final de la construcción	106

Figura N° 5.29 Distribución de esfuerzos horizontales al final de la construcción	107
Figura N° 5.30 Distribución de esfuerzos verticales al final de la construcción	107
Figura N° 5.31 Distribución de esfuerzos cortantes al final de la construcción	108
Figura N° 5.32 Deformada de la estructura al final de la construcción	108
Figura N° 5.33 Distribución de desplazamientos horizontales al final del primer llenado	109
Figura N° 5.34 Distribución de desplazamiento vertical al final del primer llenado	109
Figura N° 5.35 Distribución de esfuerzos horizontales al final del primer llenado	110
Figura N° 5.36 Distribución de esfuerzos verticales al final del primer llenado	110
Figura N° 5.37 Distribución de esfuerzos cortantes al final del primer llenado	111
Figura N° 5.38 Deformada de la estructura al final del primer llenado	111
Figura N° 5.39 Distribución de desplazamientos horizontales al final del descenso del agua	112
Figura N° 5.40 Distribución de desplazamientos verticales al final del descenso del agua	112
Figura N° 5.41 Distribución de esfuerzos horizontales al final del descenso del agua	113
Figura N° 5.42 Distribución de esfuerzos verticales al final del descenso del agua	113
Figura N° 5.43 Distribución de esfuerzos cortantes al final del descenso del agua	114
Figura N° 5.44 Deformada de la estructura al final del descenso del agua	114
Figura N° 5.45 Distribución de esfuerzos horizontales máximos al final de la excitación sísmica	115
Figura N° 5.46 Distribución de esfuerzos verticales máximos al final de la excitación sísmica	115
Figura N° 5.47 Distribución de esfuerzo cortante máximo al final de la excitación sísmica	116
Figura N° 5.48 Distribución de deformación cortante máximo al final de la excitación sísmica	116
 - Análisis de una Cimentación	
Figura N° 5.49 Ubicación del área de terreno a construir	119
Figura N° 5.50 Ubicación de los ensayos de campo realizados	120
Figura N° 5.51 Sección A-A' de la cimentación continua en el que se analiza	120
Figura N° 5.52 Perfil estratigráfico del terreno	121
Figura N° 5.53 Suelo de cimentación discretizada con malla de elementos finitos	121
Figura N° 5.54 Definición de las capas para el análisis	122
Figura N° 5.55 Definición de cargas sobre la cimentación	122
Figura N° 5.56 Distribución de desplazamientos horizontales debido a la carga de la estructura	123

Figura N° 5.57 Distribución de desplazamientos horizontales debido a la carga de los equipos	123
Figura N° 5.58 Distribución de desplazamientos verticales debido a la estructura	124
Figura N° 5.59 Distribución de desplazamientos verticales debido a la carga de los equipos	124
Figura N° 5.60 Distribución de esfuerzos verticales debido a la carga de la estructura	125
Figura N° 5.61 Distribución de esfuerzos verticales debido a la carga de los equipos	125
Figura N° 5.62 Distribución de esfuerzos cortantes debido a la carga de la estructura	126
Figura N° 5.63 Distribución de esfuerzos cortantes debido a la carga de los equipos	126
Figura N° 5.64 Deformada de la cimentación debido a la carga de la estructura	127

LISTA DE SÍMBOLOS

B	-	módulo de deformación volumétrica
C	-	cohesión
Δt	-	intervalo de tiempo
E	-	módulo de Young
E_i	-	módulo inicial
E_t	-	módulo tangencial
E_{ur}	-	módulo de descarga -recarga
ε	-	deformación normal
ϕ	-	ángulo de fricción del suelo
G	-	módulo cortante
G_{max}	-	módulo cortante máximo
g	-	aceleración de la gravedad
γ	-	peso específico
γ_{sat}	-	peso específico saturado
γ_w	-	peso específico del agua
γ_{ef}	-	deformación cortante efectiva
K	-	coeficiente de empuje (relación entre esfuerzos principales) parametro del modelo hiperbólico relativo al módulo tangencial
K_o	-	coeficiente de empuje en reposo
K_b	-	parámetro del modelo hiperbólico relativo al módulo de compresibilidad volumétrica
K_{ur}	-	parametro del modelo hiperbólico relativo al módulo de descarga-recarga
K_2	-	coeficiente del módulo dinámico
m	-	parámetro del modelo hiperbólico relativo al módulo de deformación volumétrica
n	-	parámetro del modelo hiperbólico relativo al módulo tangencial
ν	-	coeficiente de Poisson
Ω	-	energía complementaria
P_a	-	presión atmosférica
ξ	-	razón de amortiguamiento
R_f	-	razón de ruptura
ρ	-	asentamiento vertical

SL	-	nivel de esfuerzo
SL_{crit}	-	nivel de esfuerzo crítico
SS	-	estado de esfuerzo
σ	-	esfuerzo normal
σ_1	-	esfuerzo normal principal mayor
σ_3	-	esfuerzo normal principal menor
σ_m	-	esfuerzo medio
T	-	período natural del sistema
t	-	tiempo
τ	-	esfuerzo cortante
V_P	-	velocidad de onda compresional
V_S	-	velocidad de onda cortante
ω_1	-	frecuencia fundamental de vibración
x,y,z	-	coordenadas cartesianas

Otros símbolos son definidos en el texto.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En la actualidad el principal desafío en el análisis de problemas de ingeniería es reducir costos, optimizar el tiempo y mejorar la calidad de las soluciones basadas en el análisis por computadora, los cuales se implementan mediante la utilización de un software apropiado. Dentro de este contexto se ha desarrollado el software denominado **GEOSOFT**, y que se presenta en este trabajo como una herramienta de análisis no lineal para la evaluación de esfuerzos y deformaciones de estructuras geotécnicas con el método de elementos finitos, considerando la no-linealidad de los materiales a través de módulos dependientes del nivel de esfuerzos para el análisis estático y del nivel de deformaciones para el análisis dinámico.

GEOSOFT, desarrollado a partir del programa GESSDA (Parra, 1996), se ejecuta bajo el sistema operativo Windows 95 y versiones posteriores. El Software ha sido diseñado con todos los atributos del diseño de 3ra generación, poniendo especial énfasis en el diseño de la interfaz (interacción Hombre-Maquina), que con el uso del Mouse, iconos, gráficos, ventanas, menú de opciones, botones, barras de desplazamientos, tablas etc. permite que la generación de datos y administración de cálculos y resultados sea totalmente interactiva entre el usuario y la computadora, permitiendo así su fácil manejo y trabajo agradable.

Para la discretización de la estructura, Geosoft incorpora en su librería los elementos T3, T6, Q4, Q8, INT4, INT6, INF4 e INF6. Estos dos últimos elementos, llamados elementos infinitos son utilizados para la representación de la frontera de la malla, transformándose en contornos viscosos para el caso de problemas dinámicos. Para la simulación del comportamiento estático del material se considera tanto el modelo elástico lineal, como el modelo hiperbólico (no lineal), mientras que para el caso del análisis dinámico se utiliza el modelo lineal equivalente. Para el análisis estático el programa considera las siguientes opciones: construcción por capas, efecto de cargas externas y para el caso de presas de tierra considera además: ascenso del nivel de agua, descenso del nivel de agua y análisis de colapso por saturación de materiales granulares. En el caso del análisis dinámico las principales implementaciones son: matrices de masa consistente y concentrada, integración en el dominio de tiempo, amortiguamiento variable, entre otras.

Siguiendo uno de los principios de la Ingeniería del Software, el de la Reutilización de programas o códigos existentes, **GEOSOFT** incorpora como herramientas un pre-procesador gráfico **MTOOL** y post procesador gráfico **MVIEW** para la generación de la malla de elementos finitos y visualización gráfica de los resultados respectivamente.

En el capítulo 2 se describe el comportamiento de las estructuras geotécnicas, debido a cargas estáticas y sísmicas; en el capítulo 3 se describe el modelamiento geométrico y numérico de las estructuras geotécnicas para su análisis con el método de elementos finitos; en el capítulo 4 se describe en forma muy breve algunos conceptos de la ingeniería del software, sin entrar en detalles debido a la amplitud del tema. Así mismo, se presenta un resumen del desarrollo del software Geosoft. Finalmente, en el capítulo 5 se ilustra la aplicabilidad del software desarrollado mediante el análisis de un Déposito de Relaves, una Presa de Tierra y una Cimentación Corrida.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS

2.1 GENERALIDADES

Las estructuras geotécnicas al igual que las estructuras de concreto o de metal, están sujetas a la acción de las cargas estáticas y dinámicas, las mismas que se comportan como cuerpos deformables debido a la acción de estas cargas. En este capítulo se fundamenta el comportamiento estático y dinámico de las estructuras geotécnicas.

2.2 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO

Uno de los factores que influye en el comportamiento de las estructuras geotécnicas, son las cargas estáticas o de gravedad como el peso propio de la estructura, presencia de alguna carga externa sobre la estructura así como cargas hidrostáticas en presas de tierra.

2.2.1 Comportamiento Durante la Excavación

El comportamiento durante el proceso de excavación es el de una disminución secuencial de cargas de gravedad en los estratos inferiores de la excavación, como consecuencia de la extracción secuencial del material de suelo. Por tanto, el modelamiento para su análisis es la de un estado de descarga.

Bustamante (1998) indica que para obtener soluciones más próximas del comportamiento real de la obra, se debe simular tan cuidadosamente cuanto sea posible la secuencia de excavación. Excepto para el caso de excavación en un material homogéneo, lineal y elástico, los resultados finales calculados para soluciones basadas en excavación por capas y aquella desarrollando una simple etapa de excavación no son diferentes.

En el caso de material inelástico, no-lineal, dificultades adicionales surgen si el comportamiento mecánico del suelo es representado por un modelo de módulos variables, como el modelo hiperbólico adoptado en este trabajo.

Una de las desventajas de modelos de módulos variables es que la trayectoria de descarga no puede ser considerada automática y racionalmente en la formulación matemática, como en caso de los modelos elastoplásticos. En este caso se tiene que utilizar un criterio adecuado para la definición de las condiciones en las cuales el suelo encuentra (carga primaria, descarga y recarga).

2.2.2 Comportamiento Durante la Construcción por Capas

En estructuras geotécnicas, la determinación de esfuerzos y deformaciones que se desarrollan tanto en la estructura como en el suelo de cimentación durante el proceso de construcción de la estructura, es un factor importante en la etapa de diseño o en el análisis post-construcción de la estructura.

El método de elementos finitos, es una técnica adecuada para el modelamiento geométrico y matemático del proceso de construcción por capas de una estructura geotécnica, el cual después de realizado el análisis permite visualizar la variación de la redistribución de esfuerzos y deformaciones, debido a la construcción de cada capa.

Cabe señalar además que en el proceso de construcción de estructuras geotécnicas, a diferencia del proceso de excavación, se produce un incremento de cargas en los estratos inferiores

2.2.2.1 Determinación de Esfuerzos y Asentamientos

Law (1975), indica que los esfuerzos y asentamientos producidos debido al incremento de cargas de gravedad debido a la construcción de la estructura por capas, puede ser estudiado considerándose un terraplén de gran extensión como se ilustra en la figura N° 2.1.

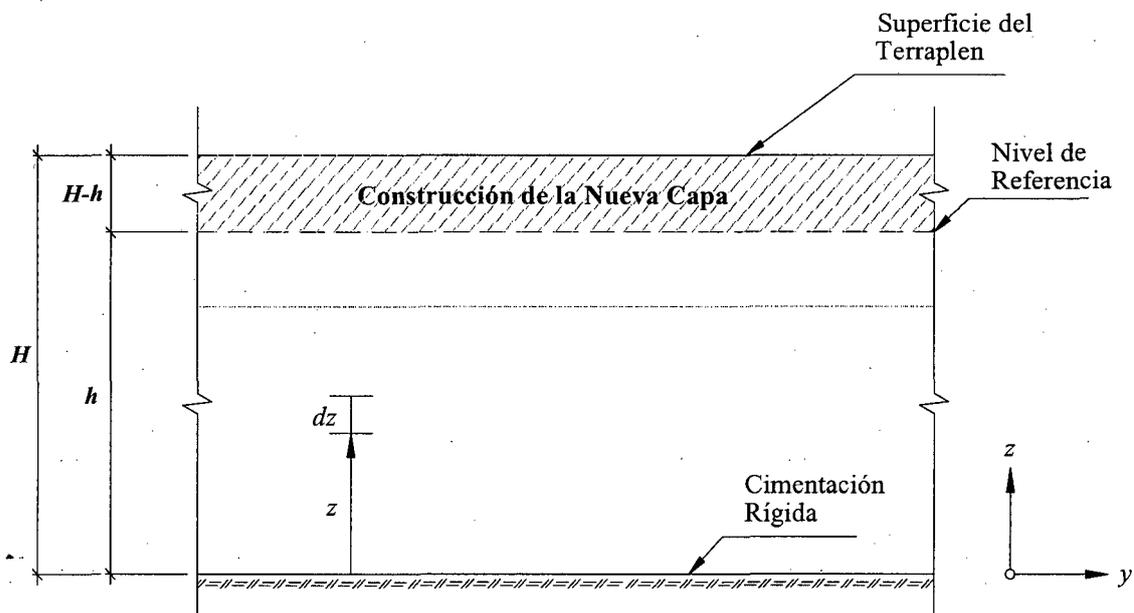


Figura N° 2.1: Construcción de un terraplén de gran extensión por capas sucesivas

Considerando las siguientes hipótesis:

- No existen efectos dependientes del tiempo en el comportamiento del asentamiento.
- El módulo de compresión confinada E_c , del terraplén se mantiene constante.

Considerando además que las deformaciones son unidimensionales, el incremento del esfuerzo vertical $\Delta\sigma_{zz}$ en cualquier punto situado en una altura $z \leq h$ debido a la construcción de una capa de espesor $(H-h)$ está determinado por la ecuación 2.1 y el desplazamiento vertical del mismo punto está dado por la ecuación 2.2. Para una capa de material homogéneo (esto es, peso específico $\gamma = \text{cte.}$), la ecuación se simplifica tal como se indica en la ecuación 2.3.

$$\Delta\sigma_{zz} = \gamma(H - h) \quad (2.1)$$

$$\rho = \int_0^h \Delta\varepsilon_{zz} dz = \int_0^h \frac{\gamma(H - h) dz}{E_c} \quad (2.2)$$

$$\rho = \frac{\gamma(H - h)h}{E_c} \quad (2.3)$$

De la ecuación 2.3 se concluye que el asentamiento vertical ρ está en función del espesor de la capa construida $(H-h)$, así como de la altura h del terraplén preexistente. Además se observa que el desplazamiento es una función parabólica de la altura del terraplén preexistente, produciéndose los máximos desplazamientos a media altura del terraplén como se muestra en la figura N° 2.2.

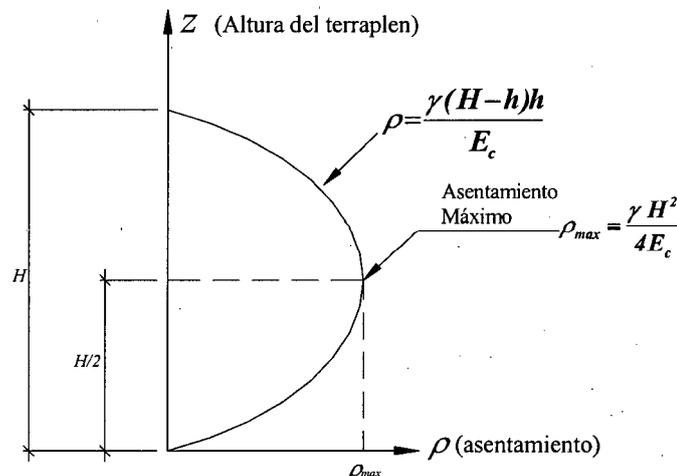


Figura N° 2.2: Perfil del asentamiento en un terraplén, con valor máximo a media altura $\frac{H}{2}$.

Parra (1996) hace un análisis de la relación entre esfuerzos principales, así como de la influencia de la anisotropía e indica que los parámetros elásticos varían con el nivel de la relación entre esfuerzos principales, además indica que conjugar la anisotropía con las propiedades no lineales del suelo implica un análisis bastante complejo.

2.2.3 Comportamiento de Presas de Tierra Durante el Ascenso del Nivel de Agua

Parra (1996) indica que las consideraciones sobre el comportamiento de presas de tierra y enrocado durante la fase del primer llenado son bastante diferentes de aquellas presentadas durante la etapa de la construcción, principalmente con relación a la compresibilidad. En esta segunda etapa de vida de la presa, las cargas debido al ascenso del nivel de agua en el reservorio son aplicadas a la presa en un lapso de tiempo relativamente corto, dando origen a la ocurrencia de movimientos complejos, observado en numerosas presas.

Nobari y Duncan (1972), en una detallada revisión de los casos históricos de movimientos en presas causados por el llenado del reservorio, indicaron que la complejidad de esos movimientos resulta de tres diferentes causas:

- La compresión debido al humedecimiento de la cimentación genera asentamientos no uniformes, pues el espaldón aguas arriba de la cimentación es humedecido primero.
- La compresión debido al humedecimiento del material de presas heterogéneas en el espaldón aguas arriba, produce asentamientos en esta región de la presa con movimientos en la dirección del espaldón aguas arriba y posibles fisuras longitudinales.
- La propia carga ocasionada por la presión del agua ocasiona movimientos en la dirección de aguas abajo.

La sub-presión de los materiales de los espaldones pueden conducir, a veces a acentuadas deformaciones. Generalmente en estos materiales ocurren asentamientos importantes, verificándose una rotación del cuerpo de la presa hacia el espaldón aguas arriba en la fase inicial del llenado y, posteriormente, cuando la presión hidrostática alcanza valores considerables, se invierte el sentido de aquella rotación aguas abajo.

Parra (1996) indica que los efectos que se producen en el primer llenado de una presa de tierra heterogénea, tal como se indica en la figura N° 2.3, son:

- Presión hidráulica en el núcleo.
- Presión hidráulica en la cimentación y sub-presión en el núcleo central.
- Sub-presión en el espaldón aguas arriba.
- Colapso debido a la saturación.

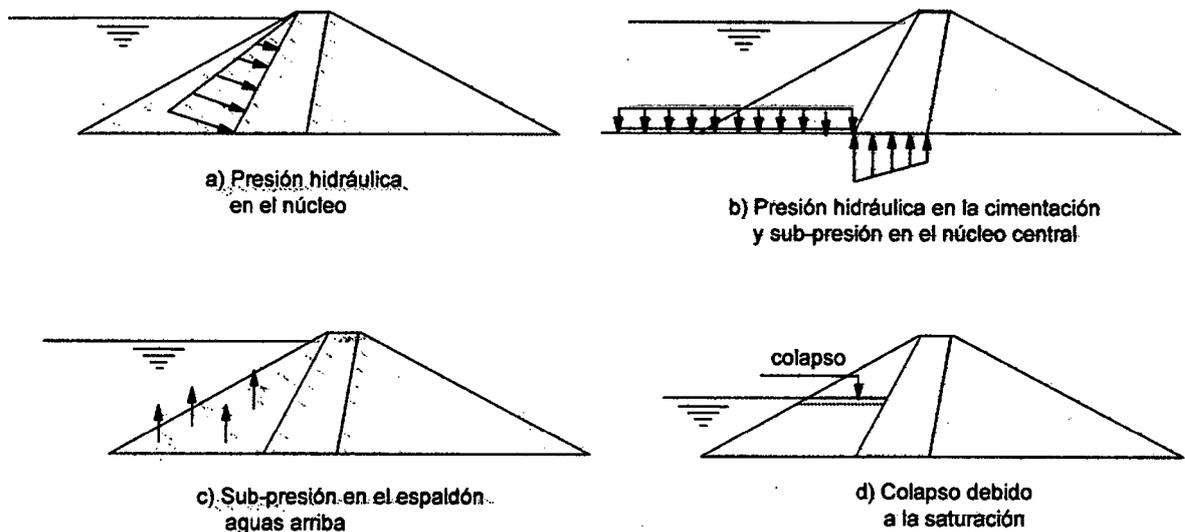


Figura N° 2.3: Efectos durante el llenado en una presa heterogénea

2.3 COMPORTAMIENTO DINÁMICO

El comportamiento dinámico de las estructuras geotécnicas depende principalmente del tipo de carga dinámica a la cual las estructuras se encuentran expuestas, de hecho las fallas más catastróficas se han producido por efecto de cargas sísmicas. En efecto en los países de gran actividad sísmica como el Perú, los problemas de seguridad de estas estructuras se complican, debido a que los materiales que los componen pueden estar sujetos a diversos efectos como: deformaciones, licuación, tubificación, erosión etc.

El comportamiento o la respuesta de la estructura ante la acción de un evento sísmico es algo muy complejo que depende de muchos factores como:

- Características del sismo (aceleración máxima, tiempo de duración, la dirección).
- Tipo de material de la estructura.
- Tipo de material del suelo de cimentación.
- Propiedades estáticas y dinámicas de los materiales que conforman la estructura.
- Propiedades estáticas y dinámicas del suelo de cimentación.
- Propiedades no-lineales de los materiales.
- Potencial de licuación de los materiales.
- Procedimientos de construcción.
- Métodos de construcción.
- Métodos de análisis.

En la actualidad aplicar principios muy bien fundamentados y reconocidos de la ingeniería es la base fundamental para alcanzar la seguridad de estas estructuras, de tal manera que se pueda mantener la integridad y operatividad de éstas durante y después de la ocurrencia del evento sísmico.

Parra (1996) indica que los movimientos sísmicos han causado con frecuencia grandes daños en las estructuras en general, ocasionando en algunos casos, pérdidas de vidas humanas y grandes daños en la economía. Durante años se han hecho considerables esfuerzos para entender la respuesta dinámica de las estructuras y otros sistemas de ingeniería bajo cargas sísmicas con el objeto de desarrollar técnicas y procedimientos para mitigar la ocurrencia de estos efectos perjudiciales.

2.3.1 Sismos

Los sismos son fenómenos naturales que se producen como consecuencia de un proceso de deformación elástica y acumulación de esfuerzos en determinadas zonas de la corteza terrestre y que se mantiene hasta que se supera la resistencia del material, lo que sucede cuando los esfuerzos de corte alcanzan valores próximos a 1000 bares (Herraiz, 1997). En este momento la falla experimenta una dislocación, los esfuerzos se relajan total o parcialmente de forma súbita y la energía elástica acumulada se libera bruscamente. Parte de la energía liberada se disipa en fenómenos no elásticos en la zona de ruptura y parte se propaga en forma de ondas sísmicas que hacen vibrar el suelo. La generación de un sismo consta, por tanto, de dos etapas: una de acumulación lenta de energía elástica y otra de relajación súbita. Mientras que la primera puede prolongarse por muchos años, la segunda dura únicamente decenas de segundos.

2.3.2 Propagación de los Sismos

Los sismos se propagan mediante ondas que transmiten parte de la energía que se libera en el foco al producirse el sismo; estas ondas son básicamente de dos tipos: ondas que se transmiten por la corteza terrestre y las ondas que se transmiten por la superficie terrestre. Las ondas que se propagan por la corteza terrestre son las ondas P (primarias) y las ondas S (secundarias) y las ondas que se propagan por la superficie terrestre son las ondas Love y Rayleigh, tal como se observa en la figura N° 2.4.

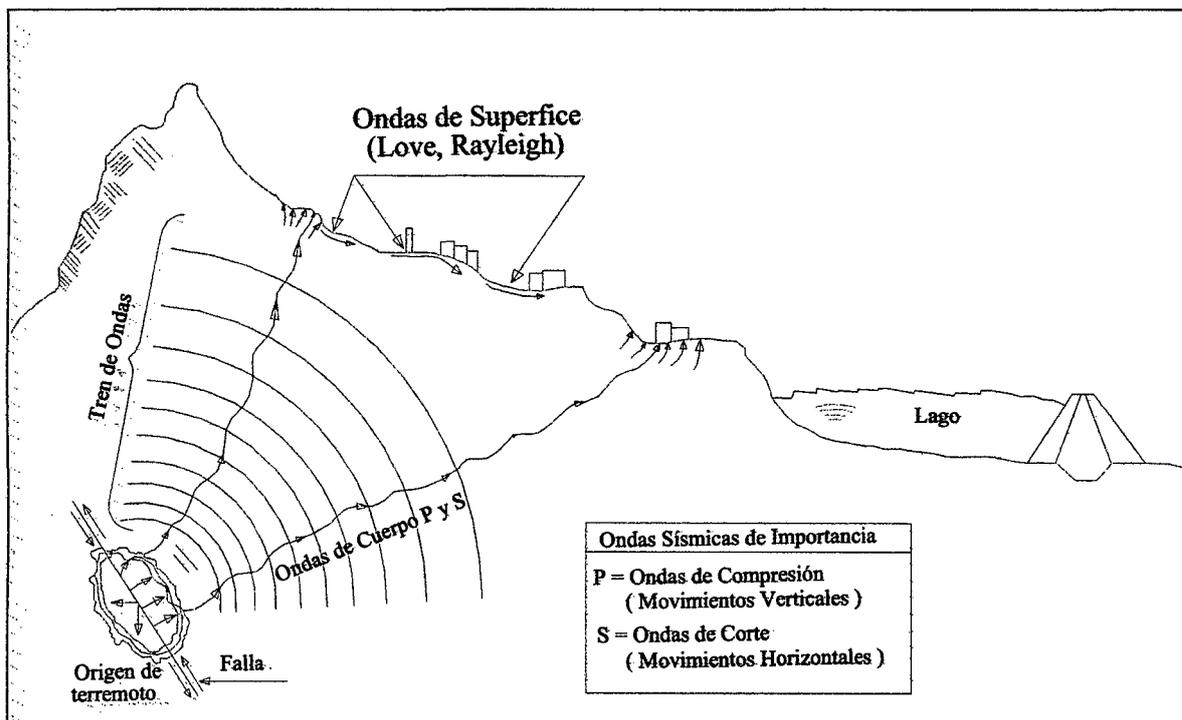


Figura N° 2.4: Propagación del sismo mediante ondas de cuerpo (P y S) y ondas de superficie (Love y Rayleigh) (Colindres, 1993).

2.3.3 Parámetros Sísmicos

Los parámetros sísmicos permiten cuantificar de alguna manera el tamaño de los sismos, siendo éstos fundamentalmente la intensidad, la magnitud y la aceleración. Existen otros parámetros como el momento sísmico, el espectro de respuesta; la intensidad de Arias y velocidad absoluta acumulada, que en este trabajo no son tratados por no ser de interés para los fines que se persigue.

La necesidad de conocer de manera más real el comportamiento dinámico de las estructuras geotécnicas, implica realizar análisis cada vez más rigurosos, requiriéndose para ello cuantificar de alguna manera los fenómenos que originan las cargas dinámicas, como por ejemplo los sismos.

2.3.3.1 Intensidad Sísmica

Es una medida empírica que se obtiene estimando cualitativamente los efectos producidos por el sismo en personas, animales, estructuras y suelo en un lugar particular. La intensidad no solo depende de la fuerza del sismo (magnitud) sino que también de la distancia epicentral, la geología del lugar, la naturaleza del terremoto y el tipo de construcción.

Las escalas más utilizadas para medir la intensidad sísmica son la Mercalli Modificada (MM) y la MKS. La primera fue propuesta por Mercalli en 1902 y modificada por Wood y Newman en 1931 y Richter en 1956. La segunda se debe a los trabajos de Medvedev, Sponheuer y Karnik en 1967. Ambas escalas tienen XII grados y son muy similares, siendo la primera más utilizada en América y la segunda en Europa.

La intensidad es un parámetro importante en la ingeniería, por que es el único aplicado en la época no instrumental, por lo que una buena parte de los estudios del peligro sísmico se han realizado utilizando este parámetro que continua plenamente vigente.

2.3.3.2 Magnitud Sísmica

Es un parámetro importante en la cuantificación del sismo, a diferencia de la intensidad es una medida instrumental determinada por sismógrafos y está relacionada con la energía sísmica liberada en el foco y transmitida por las ondas sísmicas. La magnitud es una constante que no depende del lugar de observación. Como mide la energía transmitida por las ondas sísmicas, este parámetro en sus diferentes escalas se relaciona directa o indirectamente con las amplitudes de las fases registradas.

La definición de magnitud dada originalmente por Richter, estuvo basada en la máxima amplitud de las ondas del sismograma, sin una identificación precisa del tipo de onda. Actualmente para la determinación de la magnitud se usa tanto ondas de cuerpo (P y S) como ondas superficiales (Love y Rayleigh).

2.3.3.3 Registro de Aceleraciones (acelerograma)

Es una medida instrumental determinada por acelerógrafos, cuya representación gráfica (acelerograma), figura N° 2.5, nos permite observar dos características muy importantes del sismo, la aceleración máxima (a_{max}) y el tiempo de duración.

Para los objetivos que persigue este trabajo, el de analizar el comportamiento de estructuras geotécnicas debido a las fuerzas sísmicas, es el parámetro más importante ya que a partir del registro tiempo-historia de aceleraciones de terremotos pasados, se puede prever el comportamiento de estructuras a diseñarse o de estructuras existentes, ante un evento sísmico.

Cabe mencionar también, que es más fácil obtener velocidades y desplazamientos a partir de registro de aceleraciones por integración numérica simple o doble, que realizar el proceso contrario (diferenciación), para obtener aceleraciones a partir de desplazamientos o velocidades. Además, la aceleración es de mucha utilidad en la ingeniería por estar

directamente relacionada con las fuerzas inerciales. Ello ha motivado la instalación de redes de acelerógrafos en muchos países con sismicidad alta o moderada. Como ejemplo la figura N° 2.6 presenta la red de acelerógrafos digitales instalados en el Perú, por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID.

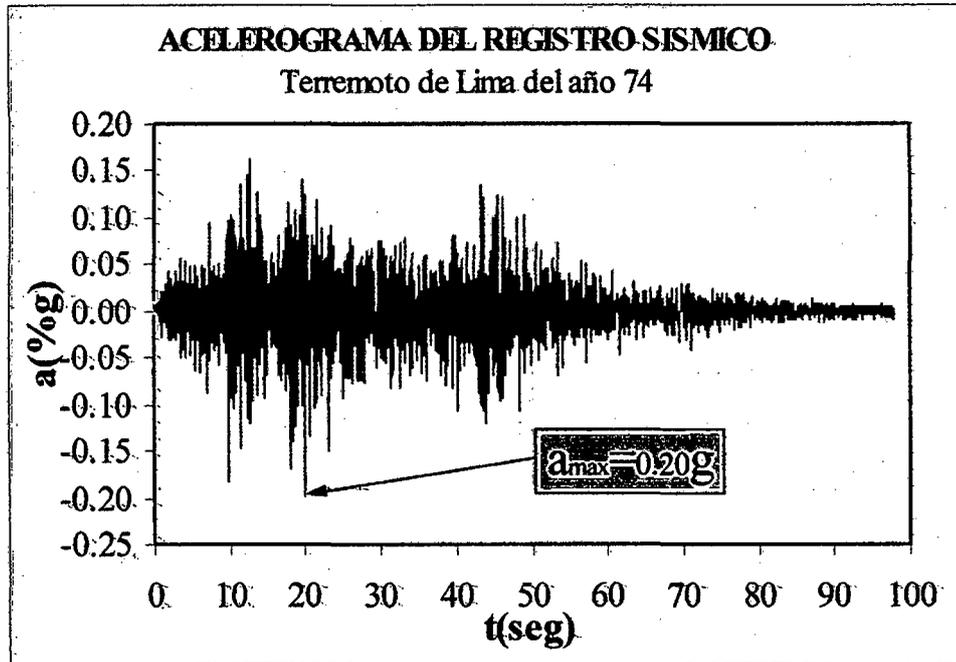


Figura N° 2.5: Acelerograma del registro sísmico del terremoto de Lima de 1974.

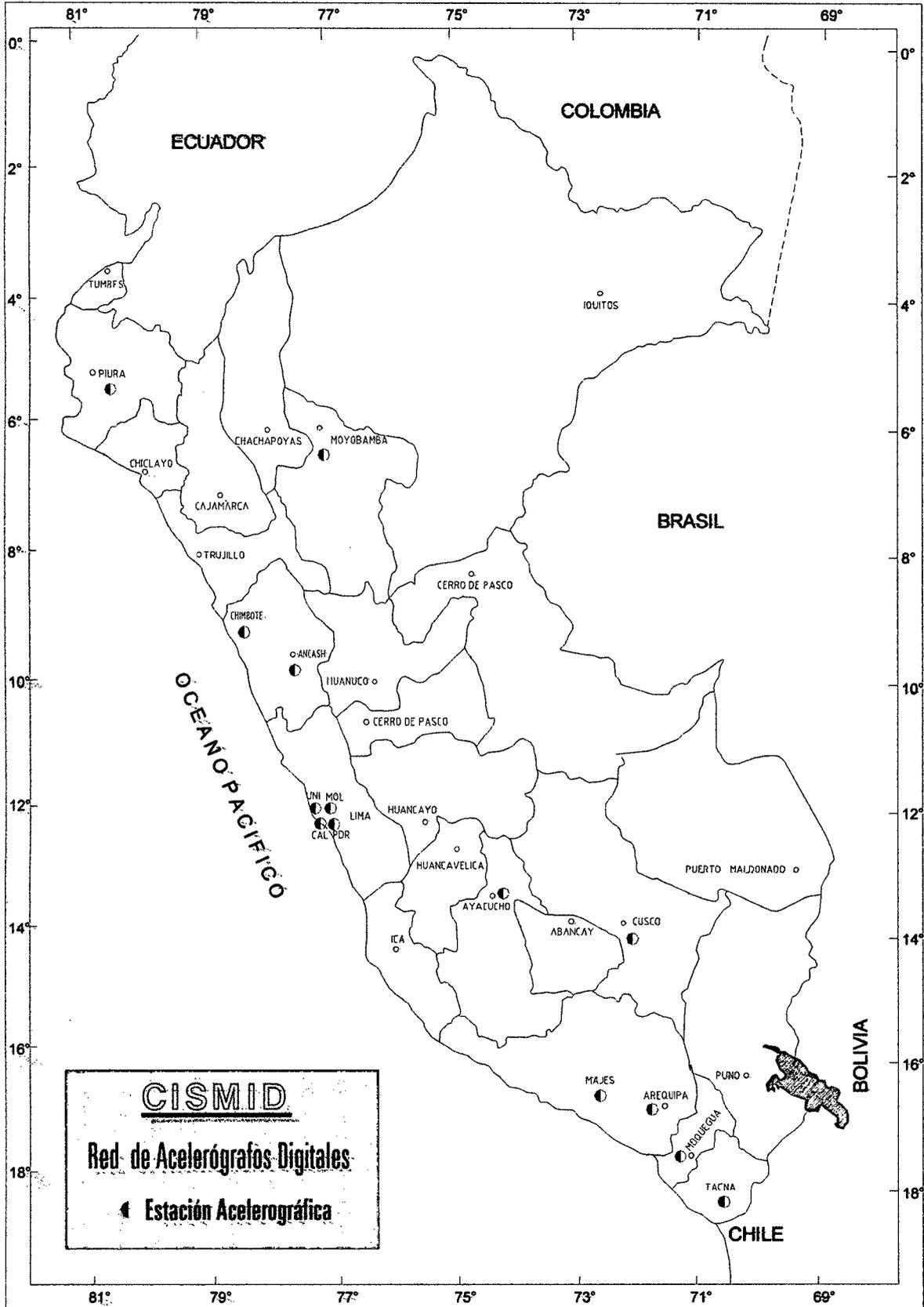


Figura.Nº 2.6: Red nacional de acelerógrafos instalados por el CISMID.

2.3.4 Normalización del Registro de Aceleraciones

La normalización es la transformación de un registro sísmico a otro, cuya aceleración máxima es igual a la obtenida según el estudio de peligro sísmico del lugar de construcción de la estructura. Para normalizar un registro sísmico es necesario hallar un factor de normalización, determinado por la relación entre la aceleración máxima obtenida según el peligro sísmico y la aceleración máxima del registro sísmico. La figura N° 2.7 muestra un acelerograma normalizado a una aceleración de 0.32g, del registro sísmico de la figura N° 2.5.

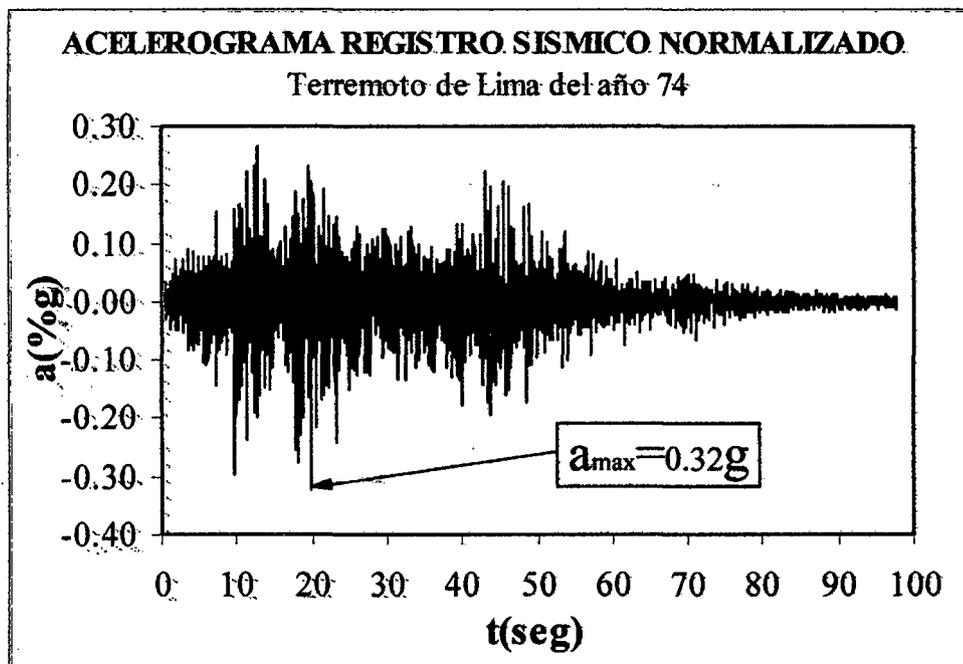


Figura N°-2.7: Acelerograma del registro sísmico normalizado.

2.3.5 Cargas Sísmicas

Las cargas o fuerzas sísmicas se producen como una respuesta inercial de la estructura al movimiento producido por el sismo, que se propaga por el suelo de cimentación actuando sobre la estructura en la interacción suelo-estructura. Esta carga es cuantificada como el producto de la masa de la estructura por la aceleración del sismo. El efecto sobre la estructura dependerá básicamente de las características del sismo, como la aceleración máxima o la aceleración pico y el tiempo de duración del sismo.

Las cargas sísmicas difieren de la mayoría de otros tipos de cargas (estáticas y/o cíclicas), en que el movimiento aplicado a la estructura se origina en el punto de su soporte, normalmente

en la cimentación. Las cargas sísmicas provienen de dos fuentes principales: la interacción inercial y cinemática suelo estructura (Parra, 1996).

2.4 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS

Las estructuras geotécnicas en general, se comportan como cuerpos deformables, siendo entonces necesario analizar su comportamiento en términos de esfuerzos y deformaciones inducidos ya sea por cargas de gravedad o por eventos sísmicos. Actualmente se han desarrollado métodos sofisticados en el diseño de estructuras geotécnicas, como el análisis estático de respuesta estática y el análisis dinámico de respuesta dinámica, en el que se toma en cuenta los esfuerzos y deformaciones inducidas por las cargas de gravedad y sismos.

Si bien aun se utiliza los métodos de estabilidad estática y pseudo-estática de equilibrio límite, la necesidad de prever o entender de la manera más racional el comportamiento de las estructuras geotécnicas indica que estos métodos no reflejan el real comportamiento de las estructuras geotécnicas, por que no incluyen en el análisis los factores citados en la sección 2.3 y por que además parten de hipótesis no reales como:

- Que las estructuras geotécnicas se comportan como cuerpos rígidos,
- El efecto del sismo es reemplazado por una fuerza horizontal estática que es proporcional al coeficiente sísmico,
- La aceleración del sismo es igual en toda la estructura,
- Considera que el sismo actúa en un solo sentido,
- No tiene en cuenta el proceso constructivo, y
- No tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales de la estructura.

2.4.1 Análisis Estático

Los esfuerzos y desplazamientos inducidos por cargas de gravedad, durante el proceso de construcción de las estructuras geotécnicas, deben ser evaluados considerando la no-linealidad de los materiales, utilizando para ello modelos no lineales. Las propiedades físicas de los materiales deben ser obtenidas a partir de investigaciones de campo y ensayos en laboratorio.

2.4.2 Análisis Dinámico

El análisis dinámico de respuesta sísmica consiste en la determinación de los esfuerzos y deformaciones inducidos por movimientos sísmicos, que actúan en planos horizontales dentro de las estructuras, siendo un factor importante en la evaluación del comportamiento de la estructura o la respuesta de la misma ante un evento sísmico. Por lo tanto, es necesario

evaluar apropiadamente la respuesta de estas estructuras geotécnicas ante solicitaciones sísmicas a las que podrían ser sometidas. Los parámetros dinámicos de los materiales, deben ser obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o estimados a partir de datos publicados en la literatura existente.

El análisis de la respuesta dinámica es necesario para la determinación de la distribución de las aceleraciones, esfuerzos y deformaciones inducidas en el cuerpo de la estructura por las cargas sísmicas, en este sentido se debe considerar los factores que influyen la respuesta dinámica de las estructuras.

Parra (1996) indica que durante el terremoto las estructuras geotécnicas exhiben una variedad de comportamientos complejos, inelásticos y no lineales. Las condiciones ambientales en la frontera de las estructuras no son generalmente controlables, con grandes regiones de estas fronteras participando durante la excitación, y la estructura interactuando con la cimentación y en el caso de presas de tierra interactuando además con el agua en el reservorio.

2.4.2.1 Factores que Influyen en el Análisis Dinámico

Parra (1996) hace un análisis de los factores que influyen en la respuesta sísmica de las estructuras, así como algunas de las características de la respuesta sísmica para el caso de presas de tierra, tal como se indica a continuación.

a) Efecto de la Cimentación

Para las presas de tierra en regiones sísmicas, el comportamiento de las estructuras de la cimentación durante el terremoto es probablemente más crítico que el comportamiento de la propia presa. Esto es debido principalmente al hecho que en contraste con el control de la calidad de la construcción del terraplén, la mayoría de los suelos de cimentación permanecen casi en su estado natural, con excepción de determinadas zonas que pueden ser sustituidas por núcleos impermeables o localmente mejorados mediante proceso de compactación o inyección. Las áreas de suelos no cohesivos y sueltos de la cimentación pueden experimentar un incremento significativo en el esfuerzo medio $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$ debido al peso del terraplén y, por tanto, pueden disminuir de volumen. En el caso de los suelos saturados, se generan excesos de presión de poros durante el terremoto. Dependiendo de la magnitud de las deformaciones sísmicas y de la anisotropía de los esfuerzos, estas presiones de poros pueden alcanzar niveles significativos en pocos ciclos produciendo grandes deformaciones permanentes o fisuras en la presa.

b) Rigidez de la Cimentación

Dakoulas (1990) realizó un estudio paramétrico utilizando el modelo de “viga de corte” en una presa hipotética en valle rectangular, de 100 metros de altura, con una velocidad de ondas de corte S de 400 m/s, y un parámetro de no-homogeneidad de 0.5 (para considerar la variación del módulo cortante con la altura de la presa). El estudio consideró una capa de cimentación con un espesor de 50 metros.

Para una relación de la velocidad de onda S en el suelo de cimentación con relación a la presa igual a 0.50, esto es, considerando la capa de la cimentación más compresible, resultó en deformaciones cortantes en la capa en el orden de cuatro veces mayores de aquellas desarrolladas en el cuerpo de la presa, llevando las amplificaciones de la aceleración en la cresta hasta aproximadamente 2.3. Por otro lado, para una relación entre velocidades de ondas S igual a 2, esto es simulando una capa de cimentación más rígida, las deformaciones cortantes en la cimentación fueron 5 veces menores de aquellas producidas en el cuerpo de la presa y las amplificaciones de la aceleración en la cresta de la presa fueron del orden de 6.7.

Se concluye entonces que las grandes deformaciones producidas en la cimentación compresible llevaron a una disipación mucho más significativa de energía de deformación, y provocando en consecuencia, una mayor reducción de las amplificaciones de las aceleraciones.

c) Espesor de la Cimentación

Dakoulas (1990) también investigó los efectos de la variación del espesor de la cimentación en la presa citada anteriormente, manteniendo esta vez una relación constante e igual a 1 entre las velocidades de ondas S en el cuerpo de la presa y en el suelo de cimentación. El autor concluyó que las amplitudes de las deformaciones cortantes en la capa de la cimentación fueron apenas ligeramente afectadas por las variaciones de espesor de la misma, considerando razones de espesor de la cimentación altura de la presa entre 0 a 1, más las aceleraciones y deformaciones cortantes ocurridas en el interior de la presa variaron en aproximadamente 50%. Además de esto, en la medida en que el espesor disminuye, el efecto de la flexibilidad de la cimentación también decrece tendiendo a incrementar las deformaciones cortantes dentro del cuerpo de la presa y aproximando la respuesta a la de una presa sobre cimentación rígida. Los efectos del espesor de la cimentación en la respuesta sísmica de la presa fueron sin embargo, considerados por Dakoulas mucho menos importantes de aquellos debido a la variación de rigidez del suelo de cimentación.

d) No Linealidad de los Materiales

Los efectos de la no-linealidad de los materiales en el comportamiento dinámico de presas fueron reportados por diversos autores (Gazetas, 1987; Dakoulas, 1990; Abdel-Ghaffar y Scott, 1981, entre otros). El comportamiento no lineal de los materiales de la presa está asociado fundamentalmente a las amplitudes del movimiento sísmico. Para excitaciones de pequeña amplitud el comportamiento del sistema es esencialmente lineal, en cuanto que las excitaciones de amplitud grande probablemente inducirán una respuesta plástica altamente no lineal de los materiales. Esto puede ser verificado en la figura 2.8 donde la excitación de mayor amplitud ($\ddot{u}_g=0.20g$) causa, con relación al análisis lineal, significativas reducciones de amplificación, especialmente en las proximidades de las frecuencias de resonancia.

Los efectos de la no-linealidad en la amplificación son bastante interesantes. En los espectros de respuesta de la aceleración, el pico de la resonancia del primer modo observado en análisis lineales es súbitamente reducido en los análisis no lineales (Dakoulas, 1990). Una excitación con una frecuencia próxima a la fundamental tiende a desarrollar grandes deformaciones cortantes (ya que éstas son afectadas principalmente por los primeros modos de vibración) y, por tanto a inducir altos valores de amortiguamiento y degradación grande de la rigidez de los materiales; ambos efectos tienden a restringir la respuesta de la aceleración. Por otro lado, una excitación con altas frecuencias causa menores deformaciones cortantes y, consecuentemente, bajos valores de amortiguamiento y poca degradación de los módulos cortantes de los materiales ocurren en el sistema.

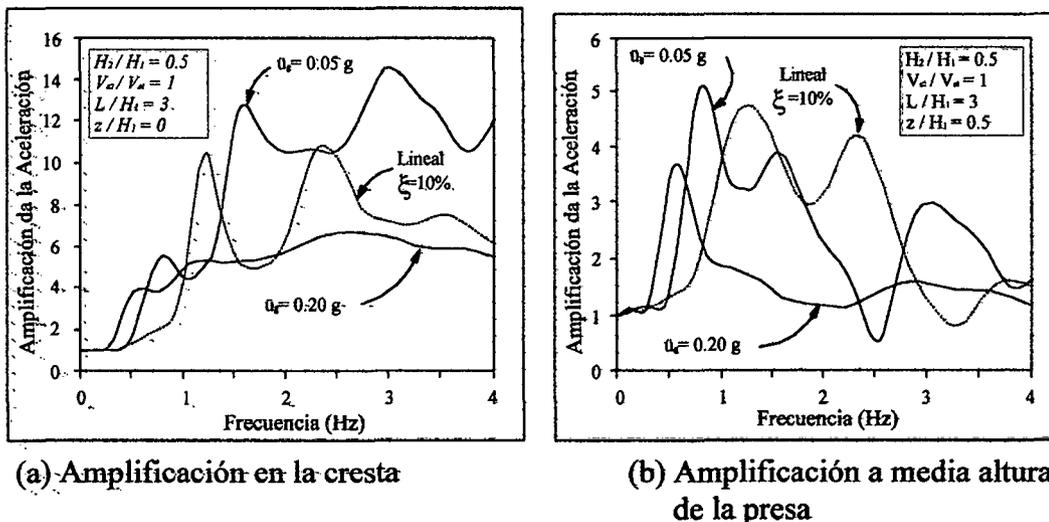


Figura. N° 2.8: Respuesta lineal y no lineal en la sección central de una presa sobre cimentación sometida a excitaciones armónicas de 0.05g y 0.20g.

(H_1 =espesor de la cimentación; H_2 =altura de la presa; $V_{S1}=V_{S2}$ =Velocidades de ondas S en la presa y en el suelo de cimentación, igual a 400 m/s; L =longitud de la presa; z = profundidad medida a partir de la cresta, de Dakoulas, 1990).

e) No Homogeneidad de la Presa

En esta sección la no-homogeneidad de la presa está referida no sólo a la variación de los diferentes materiales que componen una presa heterogénea, si no básicamente a la variación de la rigidez de estos materiales, en las diferentes localizaciones dentro de la presa, en función del estado de esfuerzos a que están sometidas.

Las consideraciones de propiedades uniformes del suelo fue una de la principales hipótesis del modelo clásico de viga cortante. Mediciones en laboratorio de la rigidez del suelo en los últimos 20 – 25 años, han establecido la dependencia del módulo cortante con relación al esfuerzo de confinamiento, que en una presa de tierra varia de un punto a otro, incrementándose con la distancia de la cresta y de los taludes del espaldón aguas abajo.

Seed e Idriss (1970) presentaron una relación empírica para evaluación del modulo cortante de materiales granulares. Tal relación considera la dependencia del módulo de corte del suelo con el esfuerzo de confinamiento, la densidad relativa y la deformación como los principales factores de influencia.

Mediciones de la velocidad de propagación de las ondas en la presa de Santa Felicia (Abdel – Ghaffar y Scott, 1979) produjeron bajos valores tanto de las ondas S (V_s) y de las ondas P (V_p) en la región de la cresta, pero mostrando sensible crecimiento con la profundidad, confirmando que en los materiales no cohesivos de la presa el módulo cortante varia significativamente con el esfuerzo confinante.

f) Geometría del Valle

La hipótesis de la deformación plana es exactamente válida solamente para presas infinitamente extensas sometidas a movimientos en la base. Para el caso de presas constituidas en valles estrechos, la presencia de estribos relativamente rígidos origina efectos de naturaleza tridimensional, incrementando las frecuencias naturales y tornando las formas modales de desplazamientos más agudas a medida que el valle se estrecha.

Makdisi et al. (1982) realizaron comparaciones entre resultados obtenidos con modelos 2-D y 3-D de presas en valles triangulares. Los autores utilizaron modelos de presa de 30 metros de altura, construidos por materiales elásticos con velocidades de ondas S constante de 153 m/s y razón de amortiguamiento. Las comparaciones fueron presentadas en términos de frecuencia natural calculada por el análisis tridimensional, en relación a la obtenida en el análisis de deformación plana (2D) para diferentes valores del comportamiento de la presa normalizado

con relación a su altura L/H . Es posible observar que para relaciones $L/H \geq 5$, las frecuencias naturales de la presa en valle rectangular son 5% mayores de los correspondientes para el caso de deformación plana, en cuanto que para valles triangulares las mismas son 30-40 % mayores. Para valores pequeños de L/H (2 o 3) las frecuencias naturales de la presa en valles triangulares llegan a ser 60 – 80 % mayores de las calculadas con el modelo de deformación plana.

Mejía y Seed (1983) presentaron comparaciones entre los resultados de análisis dinámicos bi y tri dimensionales de dos presas ubicadas en valles triangulares con taludes bastante diferentes. Una de las geometrias corresponde a la presa de Oroville, con una relación longitud/altura de aproximadamente 7. La otra representaba la misma sección de la presa de Oroville pero en un valle más estrecho ($L/H = 2$). Aquellos autores subrayaron dos aspectos en sus conclusiones. El primero fue que en los análisis realizados los niveles medios de la degradación de los módulos y los incrementos de los amortiguamientos fueron aproximadamente los mismos en los modelos 2-D y 3-D; las altas frecuencias obtenidas en el modelo 3-D se debieron principalmente al efecto del incremento de la rigidez de la geometría del valle. El segundo fue que las comparaciones de las frecuencias naturales obtenidas en el análisis 2-D y 3-D son indicadores solamente de un aspecto del comportamiento tridimensional de la presa de tierra, y que la concordancia entre las frecuencias naturales de vibración de los modos 2-D y 3-D de una presa puede no necesariamente significar una concordancia de las respuestas sísmicas de ambas estructuras. Es deseable por lo tanto estudiar los efectos de la naturaleza tridimensional del problema sobre los parámetros geotécnicos utilizados en la evaluación de la respuesta sísmica de la presa, ya sea con relación a la previsión de deformaciones o en el análisis de estabilidad.

Mejía y Seed (1983) concluyeron finalmente que en análisis de deformación plana de la presa de Oroville ($L/H = 7$) fueron observados leves efectos de la geometría del valle debido al hecho que los valores calculados de los esfuerzos cortantes fueron 20% mayores de aquellos calculados en el análisis tridimensional; en cuanto que las aceleraciones se mostraran bastante sensibles a las condiciones de borde. Para presas localizadas en valles más inclinados que aquel que la presa de Oroville, los resultados parecen indicar que los análisis de deformación plana no pueden simular correctamente el comportamiento de la obra, y que en estos casos es necesario ejecutarse el análisis tridimensional para obtener resultados satisfactorios.

2.4.2.2 Características de la Respuesta Sísmica

Durante el terremoto, las presas de tierra exhiben una variedad de comportamientos complejos, inelásticos y no lineales. Las condiciones ambientales en las fronteras de la presa no son generalmente controlables, con grandes regiones de estas fronteras participando durante la excitación, y la presa interactuando tanto con la cimentación y con el reservorio. Debido a la complejidad de este problema de interacción suelo-fluido-estructura se presenta enseguida algunas de las características de la respuesta sísmica de la presa.

a) Excitación de los Modos de Vibración

Comparaciones de las respuestas observadas en la presa de Santa Felicia en dos terremotos (San Fernando, 1971 y Southern California, 1976) fueron publicadas por Abdel-Ghaffar y Scott (1979). En estos casos se determinaron los espectros de amplificación, útiles para reconocer las frecuencias naturales de la presa y para estimar las contribuciones relativas de los diferentes modos de vibrar.

La inspección de este espectro reveló que los valores de las frecuencias naturales de la presa variaban apenas levemente de un terremoto a otro y ningún cambio significativo fue observado en las propiedades de los materiales después del primer terremoto. También mostró que en la dirección aguas arriba – aguas abajo ocurre apenas un valor pico predominante, indicando que en esta dirección la presa responde principalmente a su modo fundamental. En tanto en la dirección paralela al eje de la presa, los espectros de amplificación para el primer terremoto (1971) mostraban 2 picos dominantes y varios picos secundarios a mayores frecuencias, en cuanto que para el segundo terremoto (1976) varios picos bien definidos pudieron ser observados. Tanto en la dirección longitudinal como en la dirección vertical, los parámetros de amplificación no presentaban solamente un pico pronunciado, comportamiento característico observado en la dirección aguas arriba - aguas abajo

b) Amplificación en la Cresta

Se indicó que la no-linealidad de los materiales tiende a reducir la amplificación en la presa. De la comparación de las figuras 2.8(a) y 2.8(b), se puede observar que para un sismo de 0.20g de aceleración máxima (la cual inducirá probablemente la no-linealidad en los materiales), el movimiento en las frecuencias más altas afecta significativamente las aceleraciones en la cresta de la presa, siendo sin embargo, de menor impacto a mayores profundidades. Excitaciones de baja frecuencia, sin embargo, presentan valores de amplificación casi del mismo orden de magnitud tanto en la cresta de la presa como debajo de

ella. Este hecho es bastante importante porque el contenido de frecuencias de terremotos peruanos es relativamente alto (2-10 Hz), lo que ocasionaría problemas debido a amplificaciones de aceleración en las proximidades de la cresta. Así mismo, se percibe desde ya la conveniencia de que en el método de elementos finitos se discretice adecuadamente la parte superior de la presa, donde frecuentemente ocurren los mayores daños.

El fenómeno de amplificación en la cresta fue reportado en diversas publicaciones de la literatura en los análisis de respuesta sísmica de la presa de Santa Felicia (Abdel – Ghaffar y Scott, 1979), de la presa de Ullum (Oldecop, 1992), y en los registros obtenidos en la presa del Infiernillo (Marsal y Ramirez, 1967), etc.

c) Degradación de la Rigidez de los Materiales

En la sección (d) se mencionó también que la no-linealidad de los materiales está asociada a la intensidad del movimiento sísmico. El parámetro dinámico más importante en el análisis de respuesta sísmica de estructuras geotécnicas es el módulo cortante G . Este depende fundamentalmente de la deformación cortante inducida por el terremoto, tanto en suelos granulares, como en suelos cohesivos. Por tanto, fuertes excitaciones sísmicas tienden a provocar grandes deformaciones cortantes, degradando el módulo cortante de los materiales que componen la presa y colaborando para desarrollar un comportamiento esfuerzo deformación altamente no lineal.

Un procedimiento para la evaluación de los efectos de un terremoto sobre una presa en términos de degradación del material, fue presentado por Abdel-Ghaffar y Scott (1979). Los parámetros dinámicos (módulo cortante y amortiguamiento) fueron calculados a partir de un terremoto registrado en la región de la presa, considerando movimientos en el modo fundamental en la dirección aguas arriba – aguas abajo. Los análisis efectuados revelaron que el comportamiento real de los suelos es un poco diferente de aquel comúnmente esperado, basados en ensayos de laboratorio con carga cíclica en una muestra pequeña del suelo. Aquellos autores sugirieron que debido a altas deformaciones (con mayor degradación de la rigidez) el módulo cortante obtenido en el campo en la presa estudiada (Santa Felicia) disminuye menos rápidamente del sugerido por Seed e Idriss (1970) y que las razones de amortiguamiento en las gravas de la misma presa son también un poco diferentes de aquellas propuesta por Seed e Idriss (1970) para arenas y arcillas.

2.5 CASOS PRÁCTICOS DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS

Los análisis de estructuras geotécnicas a las que nos referimos en el presente trabajo son: excavaciones, presas de tierra, presas de relaves y cimentaciones.

2.5.1 Excavaciones

Se denomina excavaciones a la extracción secuencial del material del suelo, que se lleva a cabo para la construcción de muchas obras de ingeniería, tales como: construcción de sótanos, trenes subterráneos, túneles, cimentaciones, explotaciones mineras de tajo abierto, etc.

El estudio de las excavaciones tiene su importancia debido a que se alteran los esfuerzos geoestáticos, obteniéndose así estados de esfuerzos finales diferentes al estado de esfuerzos iniciales, debiendo considerarse el estado de esfuerzos finales para el diseño de las obras de ingeniería a construir sobre la excavación.

El análisis de excavaciones está también relacionado a los tipos de fallas que pueden ocurrir durante el proceso de extracción del material por etapas (excavación) y al diseño de estructuras de contención para prevenir dichas fallas.

2.5.2 Presas de Tierra

Las presas de tierra son estructuras geotécnicas de gran importancia para el desarrollo de la economía, pues almacenan de forma económica grandes volúmenes de agua. Históricamente esta importancia fue debido a las necesidades de irrigación, actualmente se debe también a las grandes demandas para la generación de energía eléctrica y abastecimiento de agua, para fines domésticos e industriales. Las presas de tierra fueron las primeras estructuras de esta naturaleza construidas por el hombre y son todavía las más numerosas y utilizadas debido a las ventajas constructivas y económicas que ofrecen muchas veces con relación a las presas de concreto (Bustamante, 1998).

Debido a las crecientes demandas de aprovechamiento de los recursos hídricos, aumentaron también mucho las dimensiones de las presas de tierra y, consecuentemente, las necesidades de investigar con criterio el comportamiento de estas estructuras bajo condiciones de esfuerzos elevados.

El análisis de presas de tierra es importante debido a que permite evaluar los esfuerzos y deformaciones producidos por cargas estáticas y sísmicas y así, prever el comportamiento de

esta estructura, lo cual a su vez, permitirá optimizar el diseño de la presa con el consiguiente beneficio en términos económicos y de seguridad.

2.5.3 Presas de Relave

Son estructuras acondicionadas apropiadamente para depositar los desechos mineros (relaves), están constituidas por materiales de relave grueso que actúan como contención del relave fino, formando en su conjunto un depósito de relaves. En algunos casos estas estructuras requieren de un dique de arranque debido a las condiciones topográficas desfavorables del lugar. Además estas estructuras pueden ser construidas por cualquiera de los métodos que se mencionan a continuación: método aguas arriba, método aguas abajo o método de la línea central.

Los relaves son el producto de la operación de la mina y el proceso de separación de los materiales gruesos y finos es llevado a cabo mediante un proceso conocido como cicloneo.

Espinoza (1998) indica que en décadas pasadas, la inversión para el planeamiento, diseño y construcción de depósitos de relaves prácticamente no era tomada en cuenta. Actualmente se le ha dado la atención que merece, esto a raíz de muchas fallas ocurridas en este tipo de depósitos en todo el mundo, por lo que tanto para la etapa de diseño como para la de construcción, se están usando principios ingenieriles.

La importancia del análisis de presas de relaves es similar al caso de presas de tierra, sin embargo, existen algunas diferencias como por ejemplo, la evaluación de la licuación de los relaves saturados durante o después de ocurrido el movimiento sísmico.

2.5.4 Cimentaciones

Las cimentaciones son sub-estructuras que están en contacto directo con el suelo y cuya función es transmitir las cargas acumuladas de la estructura al suelo. Las cargas pueden ser transmitidas en forma instantánea o por etapas. El suelo de cimentación experimentará esfuerzos y deformaciones durante el proceso de carga, pudiendo llegar, según sea el caso, a la condición de falla.

Las estructuras típicas de cimentación están compuestas por concreto armado y pueden ser de los siguientes tipos: cimentación corrida, zapata aislada (cuadrada, rectangular, circular, entre los más comunes), losas de cimentación, etc.

El análisis de cimentaciones implica la determinación de la estabilidad de la estructura de cimentación a partir del análisis de la capacidad de soporte y por deformaciones que ocurrirán en el suelo de cimentación.

CAPÍTULO 3

MODELAMIENTO GEOMÉTRICO Y ANALÍTICO DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS PARA EL ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS

3.1 GENERALIDADES

El análisis de las estructuras geotécnicas por el método de elementos finitos implica seguir dos pasos fundamentales, el primero es el modelamiento geométrico de la estructura y el segundo el modelamiento numérico. El modelamiento geométrico involucra la representación de la estructura a través de la discretización del medio continuo con una malla de elementos finitos, considerando las condiciones de frontera, zonificando los diferentes tipos de materiales que conforman la estructura y el suelo de cimentación. El modelamiento numérico consiste en realizar los cálculos numéricos utilizando modelos adecuados para representar el comportamiento del material y resolviendo las ecuaciones planteadas tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico, requiriéndose para ello la aplicación de los métodos numéricos. A manera de ilustración se presenta en la figura N° 3.1 la estructura de una presa de tierra la cual será modelada geoméricamente con la malla de elementos finitos.

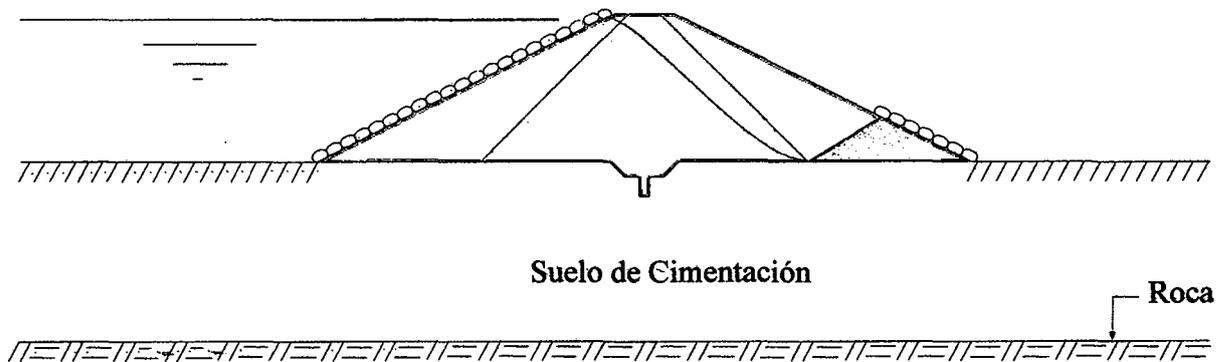


Figura N° 3.1: Estructura de una presa de tierra.

3.2 MODELAMIENTO GEOMÉTRICO

El modelamiento geométrico de las Estructuras Geotécnicas es el proceso de representación de la estructura (medio continuo) con una malla de elementos finitos, tal como se muestra en la figura N° 3.3 para el caso de una presa de tierra, previo al modelamiento geométrico se requiere idealizar la estructura aislando una cierta región de la cimentación, tal como se indica la figura N° 3.2. En esta etapa se presentan dificultades en el modelamiento de bordes, debido a que las estructuras geotécnicas casi nunca son construidas sobre cimentaciones y/o

contornos rígidos, esto conduce a la necesidad de modelar dominios de naturaleza semi-infinita, de ocurrencia frecuente en problemas geotécnicos.

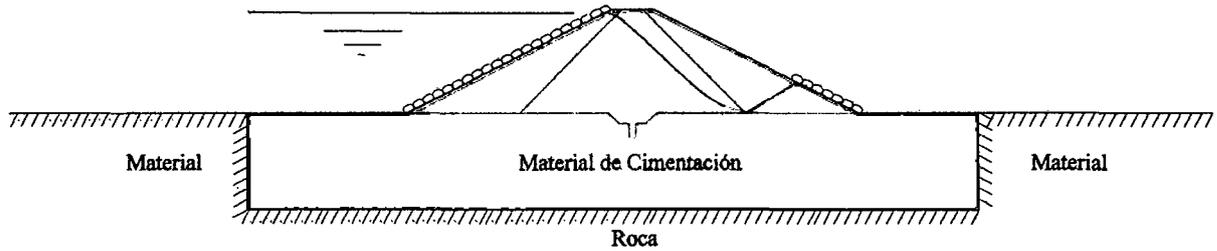


Figura N° 3.2: Idealización de la estructura para el modelamiento geométrico.

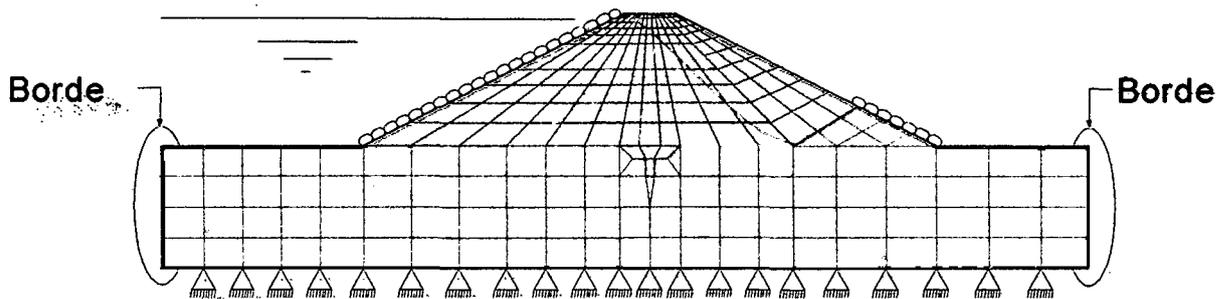


Figura N° 3.3 Modelamiento geométrico de la estructura.

3.2.1 Modelamiento de Bordes Finitos

El modelamiento de bordes de las estructuras geotécnicas dentro de un dominio definido (finito) son casos que en la práctica casi nunca se presentan, ello implica que la estructura es construida sobre un material altamente rígido como la roca y que limita todo tipo de desplazamientos en los bordes de la estructura figura N° 3.4, sin embargo el análisis de una estructura modelada en dominio definido (finito) en el que se restringe todo tipo de desplazamientos en los contornos reflejará una aproximación en el comportamiento de la estructura.

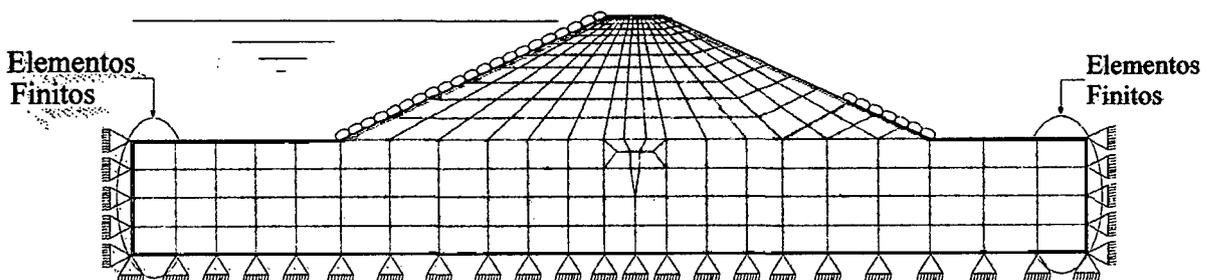


Figura N° 3.4: Modelamiento de bordes finitos.

3.2.2 Modelamiento de Bordes Semi-Infinitos.

La necesidad de modelar la estructura y la cimentación de forma más racional para obtener resultados más reales en el análisis por el método de elementos finitos, implica modelar dominios de naturaleza semi-infinita, de ocurrencia frecuente en problemas geotécnicos, una técnica bastante utilizada es el uso de elementos especiales llamados elementos infinitos, cuyo comportamiento varía dependiendo del tipo de análisis estático o dinámico.

Parra (1996) indica que una técnica bastante utilizada en el análisis estático es truncar la malla en alguna distancia relativamente grande para simular una aproximación del infinito. Es de fácil implementación pero frecuentemente caro o desastroso en los análisis dinámicos dependientes del tiempo, para reducir su costo, el tamaño del elemento finito no puede ser aumentado arbitrariamente porque esto limita la frecuencia máxima que puede ser transmitida a través de la malla.

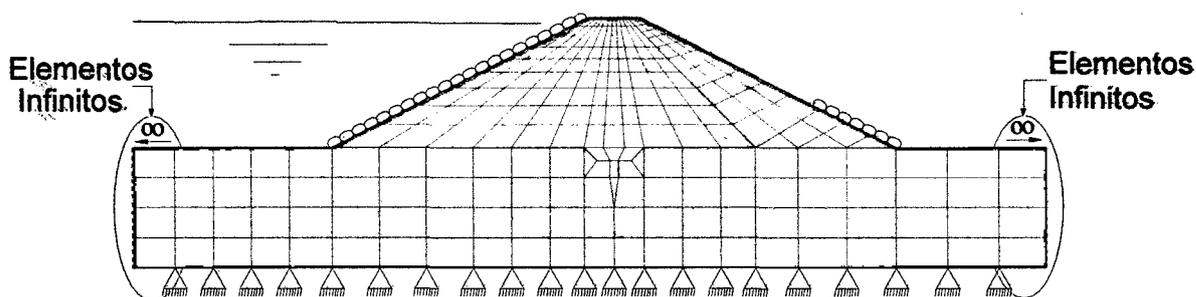


Figura N° 3.5: Modelamiento de bordes infinitos.

3.2.2.1 Simulación de Bordes Infinitos en el Análisis Estático.

Una de las técnicas para la representación de bordes de naturaleza semi-infinita es la utilización de elementos especiales, llamados elementos infinitos. Estos elementos en el análisis estático simulan que los bordes se encuentran a una cierta distancia, tal como se indica en la figura N° 3.6. Una formulación especial para estos elementos no es sin embargo necesaria pues los elementos infinitos deben satisfacer las mismas condiciones generales que los elementos finitos (discretización de medio continuo, selección de funciones de interpolación, minimización del error a través de principios variacionales, solución de un sistema de ecuaciones, etc.). Funciones de interpolación realistas deben ser seleccionadas, esto es funciones conteniendo la forma aproximada de la solución esperada en la dirección infinita. Este hecho puede representar una limitación en la utilización de elementos infinitos pues se necesita algún conocimiento previo del comportamiento de la solución.

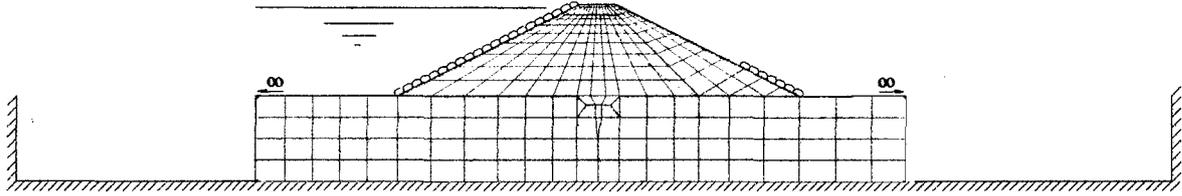


Figura N° 3.6: Simulación de bordes infinitos en el análisis estático.

3.2.2.2 Simulación de Bordes Infinitos en el Análisis Dinámico

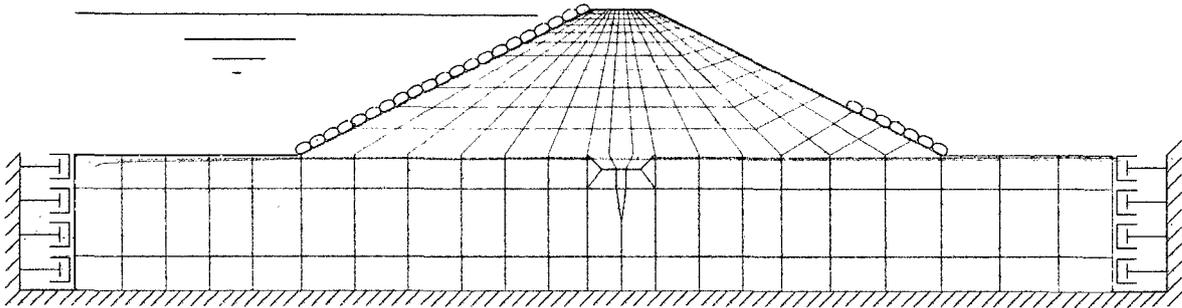


Figura N° 3.7 Simulación de bordes infinitos en el análisis dinámico.

Para evitar la reflexión en las fronteras de la malla de las ondas que se propagan al infinito, es necesario proveer a la malla de adecuadas condiciones de borde. Varios procedimientos fueron propuestos en la literatura para modelar un medio semi-infinito a través de un modelo finito con condiciones de borde especiales, dentro de ellos amortiguadores viscosos inicialmente sugeridos por Lysmer y Kuhlemeyer (1969), conocidos como contorno de transmisión imperfecta, tal como se ilustra en la figura N° 3.7. Pueden ser empleados en análisis dinámicos en el dominio del tiempo y de la frecuencia y son fácilmente implementados en programas de elementos finitos.

Este esquema puede ser interpretado como bordes viscosos conectados a los nudos de la frontera (convexa) de una malla de elementos finitos, cuyas propiedades son funciones del tipo del suelo existente en aquella localización. Absorben perfectamente las ondas planas incidentes con ángulo normal (90°) pero, para otros ángulos, la eficiencia no es totalmente perfecta (de allí el término contorno de transmisión imperfecta).

Si consideramos una columna de suelo (análisis unidimensional) un amortiguador con un coeficiente $A\rho V$ absorbe por completo las ondas incidentes, considerando A el área de la sección transversal, ρ la masa específica del suelo y V la velocidad de propagación de la onda. En caso de problemas bidimensionales (figura N° 3.8), estas condiciones de contorno pueden ser generalizadas y expresadas por:

$$\{\sigma\} = [V]\{\dot{D}\} \quad (3.1)$$

$$\{\sigma\} = [\sigma_{zz} \ \tau_{yz}]^T \quad (3.2)$$

$$\{\dot{D}\} = [\dot{w} \ \dot{u}] \quad (3.3)$$

$$[V] = \begin{bmatrix} a\rho V_p & 0 \\ 0 & b\rho V_s \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

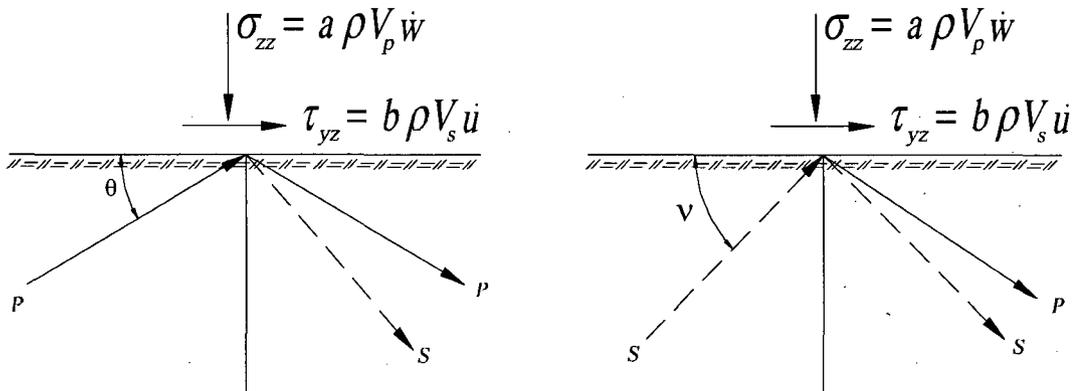


Figura N° 3.8: Modelamiento de borde viscoso para ondas incidentes P y S (Lysmer et al 1969).

Donde σ_{zz} y τ_{yz} son los componentes de esfuerzo normal y cortante actuantes en el punto considerado del contorno, V_p y V_s las velocidades de propagación de las ondas P y S, respectivamente; w y v las velocidades en el punto considerado en las direcciones z y y respectivamente en cuanto que a y b indican coeficientes a determinar para la minimización de la energía reflejada en el contorno. Lysmer y Kuhlemeyer (1969), en la investigación de valores para a y b , estudiaron la variación de la razón entre la energía reflejada E_r , con relación a la energía incidente E_i , considerando ondas P y S propagándose con diferentes ángulos de incidencia (figura N° 3.8). A partir de estos resultados sugirieron la adopción de $a=b=1$, a pesar de que, conforme puede ser visto en la figura, la absorción de energía no sea perfecta para bajos valores de los ángulos de incidencia.

La siguiente matriz de amortiguamiento puede entonces ser formada a lo largo del borde de la malla de elementos finitos:

$$[C_e^B] = \int_s [N_i]^T [V] [N_i] ds \quad (3.5)$$

Donde $[N]$ es la matriz de las funciones de interpolación.

White et al. (1977), indicaron que los parámetros adimensionales a y b pueden ser modificados para maximizar la eficiencia del contorno en función del valor del coeficiente de Poisson. Sin embargo, Simons y Randolph (1986) sugieren que estas modificaciones mejoran la precisión de los resultados obtenidos con valores unitarios de a y b en el orden de apenas 1%. Dada la naturaleza aproximada de este tipo de contorno viscoso, la incorporación de valores de a y b diferentes de la unidad no parecen tener justificaciones prácticas.

3.2.3 Biblioteca de Elementos

La biblioteca de elementos para la representación del medio continuo, para la modelación de la estructura considera elementos T3, T6, Q4, Q8, INT4, INT6, INF4 e INF6. Donde: T3 significa elemento triangular de tres nudos, T6 elemento triangular de seis nudos, Q4 elemento cuadrangular de cuatro nudos, Q8 elemento cuadrangular de ocho nudos, INT4 elemento de interface de 4 nudos y INT6 elemento de interface de seis nudos. Los dos últimos elementos, llamados elementos infinitos de cuatro y seis nudos respectivamente, son utilizados para la representación de la frontera de la malla, transformándose en bordes viscosos para el caso de problemas dinámicos.

3.2.3.1 Elementos Triangulares

Dentro de los elementos triangulares se utilizan aquellos de 3 nudos (T3) y de 6 nudos (T6), tal como indica la figura N° 3.9

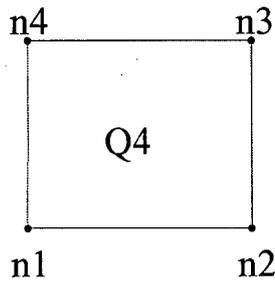


Figura N° 3.9: (a) Elemento finito triangular de 3 nudos (T3).

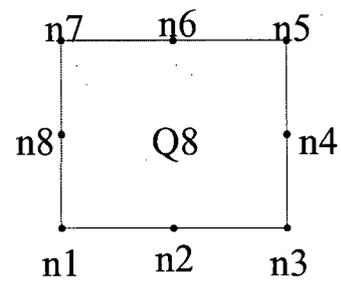
(b) Elemento finito triangular de 6 nudos (T6).

3.2.3.2 Elementos Cuadrangulares

La biblioteca de elementos también incorpora elementos cuadrangulares de 4 nudos (Q4) y 8 nudos (Q8), figura N° 3.10, estos elementos permiten modelar la estructura dentro de dominios finitos.



(a)

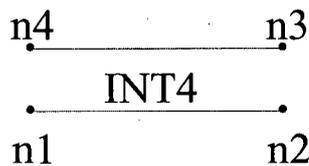


(b)

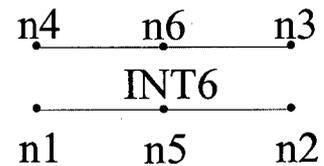
Figura N° 3.10: (a) Elemento finito cuadrangular de 4 nudos (Q4).
(b) Elemento finito cuadrangular de 8 nudos (Q8).

3.2.3.3 Elementos de Interfase

Dentro de los elementos de interfase se utilizan elementos de 4 nudos (INT4) y 6 nudos (INT6), figura N° 3.11, estos elementos permiten simular la interacción en la interfase de dos materiales de diferente rigidez.



(a)

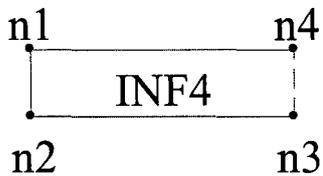


(b)

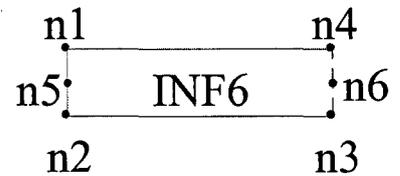
Figura N° 3.11: (a) Elemento de interfase de 4 nudos (INT4).
(b) Elemento de interfase de 6 nudos (INT6).

3.2.3.4 Elementos Infinitos

La biblioteca también incorpora elementos especiales llamados elementos infinitos de 4 nudos (INF4) y 6 nudos (INF6), figura N° 3.12. Estos elementos son utilizados para la representación de la frontera de la malla dentro de dominios semi-infinitos.



(a)



(b)

Figura N° 3.12: (a) Elemento infinito de 4 nudos (INF4).
(b) Elemento infinito de 6 nudos (INF6).

3.2.4 Comportamiento de Elementos Finitos Según su Forma

En la figura N° 3.13 se presenta un resumen de la actuación de los elementos finitos según su forma, en el que se observa que los elementos finitos ya sean triangulares o cuadrangulares tendrán un buen comportamiento en cuanto a su aproximación cuando estos son los más regulares posibles, un comportamiento aceptable se tendrá cuando los ángulos interiores varíen entre 60 y 90 grados. Sin embargo, el comportamiento de los elementos se deteriora rápidamente si cualquier ángulo interior se acerca a 0 ó 180 grados. En el caso de elementos cuadriláteros, los ángulos interiores iguales o mayor que 180 grados son inaceptables.

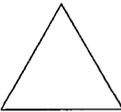
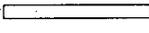
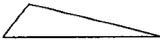
Elemento		Comportamiento
Cuadrangular	Triangular	
		Bueno
		Aceptable
  		Pobre
		Inaceptable

Figura N° 3.13: Comportamiento de los elementos finitos.

3.3 MODELAMIENTO NUMÉRICO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO

El modelamiento numérico para el análisis estático por elementos finitos de estructuras geotécnicas ha sido descrito en muchas publicaciones, por lo que el método no será totalmente expuesto aquí, sólo las características esenciales del procedimiento se mostrarán.

El concepto básico del método de elementos finitos es la idealización de las estructuras geotécnicas mediante un ensamblaje de elementos interconectados en sus puntos nodales. Para el análisis bidimensional esfuerzo-deformación la estructura es representada convenientemente con elementos triangulares o cuadrangulares en la discretización. Para mantener la compatibilidad entre los lados de elementos adyacentes, se asume que las deformaciones dentro de cada elemento varían linealmente en las direcciones y e z . Sobre la base de esta hipótesis es posible calcular las propiedades de rigidez de los elementos, por ejemplo fuerza y desplazamiento nodal. Finalmente, el ensamblaje de la matriz de rigidez de toda la estructura es obtenido simplemente superponiendo los coeficientes apropiados de la rigidez de cada elemento individual conectado a cada punto nodal.

Si el vector de desplazamientos de todos los puntos nodales en el ensamblaje completo es designado por $\{r\}$ y el vector correspondiente a fuerzas nodales es $\{R\}$, la matriz de rigidez de la estructura $[K]$ la cual es obtenida por la superposición de la rigidez de los elementos finitos, la relación entre estos es expresada como:

$$\{R\} = [K]\{r\} \quad (3.6)$$

El orden de estas matrices es $2N$ si hay N puntos nodales en la estructura idealizada, eso es cada nudo puede incluir desplazamientos en ambas componentes en general en “ y ” y en “ z ”. Donde las condiciones de borde restringe los desplazamientos en cualquiera de los puntos nodales, las matrices pueden ser reducidas por eliminación de las correspondientes filas y columnas.

En un análisis estándar elástico de elementos finitos, estas ecuaciones lineales de equilibrio son resueltas por el desplazamiento de nudos, resultado de aplicar fuerzas en los nudos.

Entonces los esfuerzos en el total de los elementos $\{\sigma\}$ son obtenidos de los desplazamientos de los nudos por la matriz de transformación.

$$\{\sigma\} = [S]\{r\} \quad (3.7)$$

La matriz de transformación de esfuerzo $[S]$ toma en cuenta el modelo de desplazamiento lineal asumido en los elementos, así como también las propiedades de los materiales.

Con relación al procedimiento del análisis de esfuerzo plano con elementos finitos en general se puede notar que:

- (1) La compatibilidad es cumplida en todas partes en el sistema.
- (2) El equilibrio es cumplido dentro de cada elemento.
- (3) El equilibrio de esfuerzos no es satisfecho a lo largo de los elementos de los bordes en general, pero las fuerzas nodales resultantes están en equilibrio. Esta discrepancia local en el equilibrio de esfuerzos representa al tipo y extensión de la aproximación involucrada en el análisis por el método de elementos finitos.

Un adecuado modelamiento numérico de estructuras geotécnicas para el análisis estático requieren tener en consideración lo siguiente:

- Uso de modelos adecuados para representar el comportamiento de los materiales de la estructura.
- Adecuada determinación de las propiedades geomecánicas de los materiales a partir de ensayos de laboratorio.
- Simulación del proceso real de construcción por capas de las estructuras geotécnicas en el análisis.
- Simulación del proceso de llenado y de vaciado del reservorio por niveles en el caso de presas de tierra.

Veiga Pinto (1983) indica que la calidad de los resultados es sobre todo función del modo en que se ha determinado las propiedades mecánicas y en menor grado de la técnica de incorporar estas características en el modelo numérico. En este sentido se deben orientar esfuerzos para una mejor determinación experimental de las propiedades mecánicas y en la formulación posterior de modelos adecuados.

3.3.1 Modelos

Los modelos matemáticos o leyes constitutivas simulan el comportamiento físico de los materiales o medios continuos. Por lo tanto un modelo matemático juega un rol significativo en proporcionar resultados confiables de cualquier procedimiento de solución en el análisis de estructuras. Su importancia ha sido reforzada significativamente con el ingreso en el desarrollo y aplicaciones de muchos cálculos modernos basados en técnicas tales como elementos finitos y diferencias finitas. Como consecuencia, muy a menudo, resultados de un

procedimiento numérico que puede usar una ley constitutiva no apropiada puede ser delimitado o dudoso.

En esta sección se describe algunos requerimientos que deben cumplir los modelos matemáticos y los pasos que se debe seguir en la formulación de un modelo. Se formula además el modelo de módulo constante o modelo lineal y el modelo de módulos variables o parámetro variable (modelo hiperbólico). Existen otros modelos de parámetros variables tales como modelo de Ramberg-Osgood o modelos más recientemente desarrollados como el modelo elasto-plástico que no son tratados en este trabajo por que no han sido implementados en el desarrollo del software Geosoft.

3.3.1.1 Requerimientos de los Modelos

Naylor (1991) enumeró los siguientes requerimientos que deben satisfacer los modelos matemáticos para materiales geotécnicos.

1. Un incremento en la rigidez volumétrica con un incremento del esfuerzo medio (por ejemplo: la forma cóncava de la curva esfuerzo deformación del ensayo de compresión isotrópica).
2. Una reducción en la rigidez cortante con un incremento del esfuerzo desviador (por ejemplo: la forma convexa de la curva esfuerzo-deformación del ensayo triaxial convencional).
3. Un criterio de falla tipo Mohr-Coulomb o similar en los modelos elasto-plásticos y de módulos variables.
4. Una alta rigidez durante la descarga.
5. Una alta rigidez a bajos niveles de esfuerzos en el proceso de recarga.
6. Dilatancia, esto es, tendencia del incremento de volumen durante el corte, como en el caso de terrenos bien compactados.
7. Asentamiento por colapso, esto es, una reducción del volumen del material inicialmente no saturado cuando se sature completamente.

Adicionalmente a estos tópicos se podría incluir el requerimiento obvio de que la ley constitutiva debe ser la más simple posible, con el menor número de parámetros posibles, y que la determinación de éstos no sea experimentalmente complicado.

3.3.1.2 Pasos para la Formulación de un Modelo

Desai y Siriwardane (1984) enumeraron los siguientes pasos para la formulación de modelos en la implementación de soluciones numéricas.

1. Formulación matemática.
2. Identificación de parámetros significativos.
3. Determinación de los parámetros de materiales a partir de ensayos de laboratorio.
4. Seleccionar con éxito los datos consistentes observados, a partir de los cuales los parámetros serán determinados.
5. Verificación y evaluación con respecto a problemas con valores de borde.

3.3.1.3 Modelo de Módulo Constante o Modelo Lineal

Un modelo matemático simple usado en la ingeniería es el modelo lineal tal como la ley de Hooke. Este modelo es válido solamente para modelar el comportamiento elástico de un grupo muy limitado de materiales, por que la mayoría de materiales son no lineales y complejos.

Desai y Siriwardane(1984) indican que la influencia de la respuesta no lineal llega a ser más importante en el caso de materiales que son influenciados por factores tales como estado de esfuerzos, esfuerzo residual, cambio de volumen bajo corte, historia de esfuerzos o trayectoria de esfuerzos, anisotropía inducida, cambio en el estado físico, y fluido en los poros.

La respuesta interna o el comportamiento de un material ante la acción de cargas externas, puede ser expresado en términos de esfuerzos y deformaciones. Para un material de comportamiento elástico el estado de esfuerzos es función solamente del estado de deformaciones. Un medio elástico, se caracteriza por retornar a su estado inicial después de un ciclo de carga y descarga.

El comportamiento elástico de un material en general, puede ser no lineal figura N° 3.14(a). Un caso especial es el comportamiento elástico lineal figura N° 3.14(b).

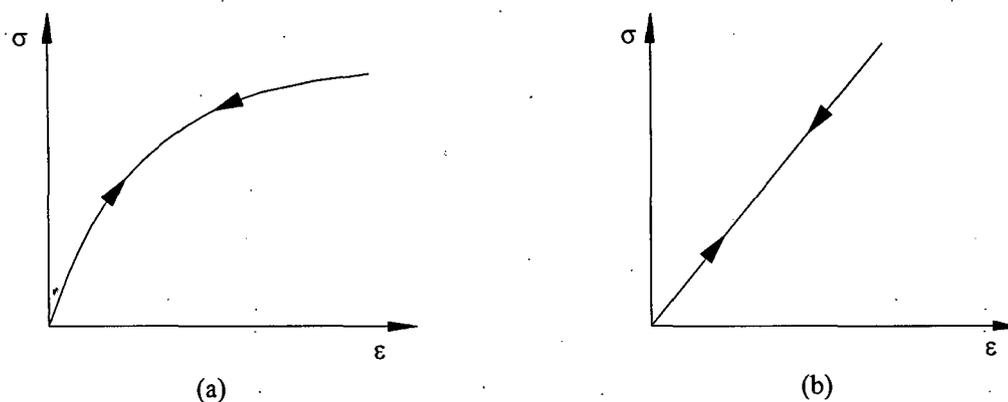


Figura N° 3.14: Comportamiento elástico de los materiales.
 (a) Comportamiento elástico no lineal.
 (b) Comportamiento elástico lineal.

El modelo lineal de Hooke es el ejemplo más simple de un modelo matemático o ley constitutiva; que para una carga uniaxial es expresada como:

$$\sigma = E \varepsilon \quad (3.8)$$

Donde σ es el esfuerzo normal, ε la deformación axial y E es el parámetro, comúnmente llamado módulo de Young.

Para un caso tridimensional, la ley generalizada de Hooke es expresada como:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B + \frac{4G}{3} & B - \frac{2G}{3} & B - \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ B - \frac{2G}{3} & B + \frac{4G}{3} & B - \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ B - \frac{2G}{3} & B - \frac{2G}{3} & B + \frac{4G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

Donde B es el módulo de deformación volumétrica y G el módulo cortante, σ es el esfuerzo normal en los diferentes ejes, τ esfuerzo cortante en los diferentes planos, ε deformación axial y γ deformación cortante, esta ecuación queda expresada matricialmente como:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\} \quad (3.10)$$

Donde $\{\sigma\}$ es el vector de esfuerzos, $[C]$ es la matriz constitutiva del modelo y $\{\varepsilon\}$ vector de deformaciones.

Para un estado plano de deformaciones la ecuación 3.9 queda expresada como:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B + \frac{4G}{3} & B - \frac{2G}{3} & 0 \\ B - \frac{2G}{3} & B + \frac{4G}{3} & 0 \\ 0 & 0 & 2G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.11)$$

3.3.1.4 Modelo de Módulos Variables

Son modelos cuasilineales o pseudo lineales también denominados modelos de parámetros variables, estos modelos permiten simular una respuesta o comportamiento no lineal esfuerzo-deformación como una serie de incrementos lineales, tal como se indica en la figura N° 3.15, en el que se asume la ley de Hooke para describir el comportamiento para cada incremento, por tanto estos modelos se fundamentan en la siguiente ecuación básica.

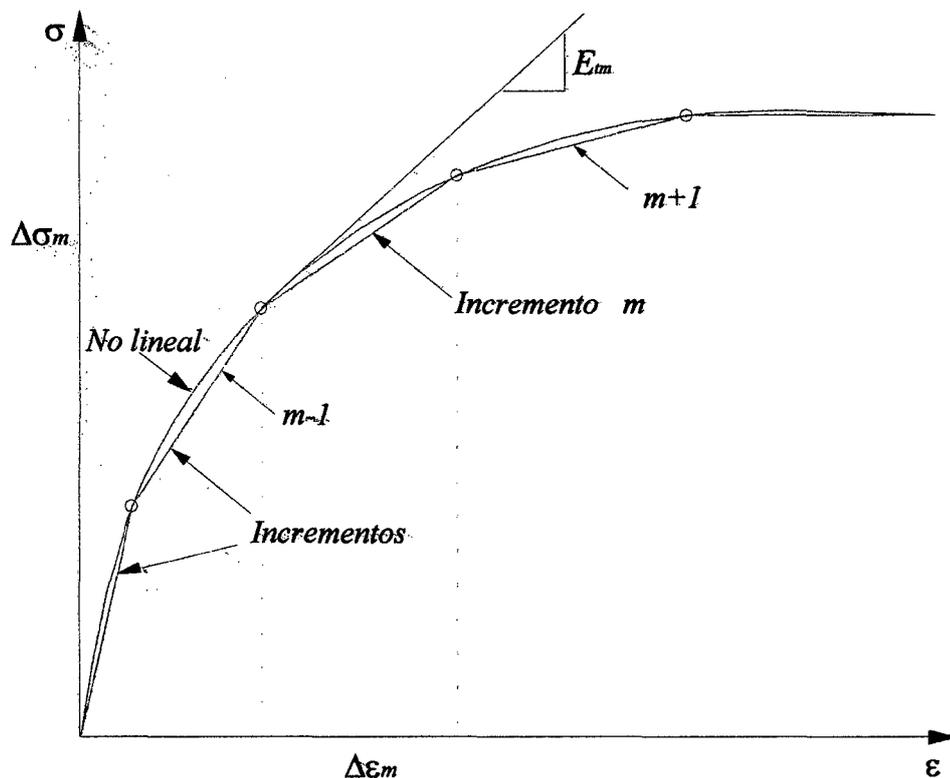


Figura N° 3.15: Aproximación lineal por incrementos de un modelo no lineal.

$$\{d\sigma_m\} = [C_{tm}] \{d\varepsilon_m\} \quad (3.12)$$

Donde m denota el m -ésimo incremento de esfuerzo $\{d\sigma\}$ y deformación $\{d\varepsilon\}$ y $[C_{tm}]$ denota la matriz constitutiva (tangente) correspondiente al m -ésimo incremento, tal como se indica la figura N° 3.15. La magnitud de $[C_{tm}]$ es diferente para diferentes incrementos y es a menudo calculada como el valor de la tangente en un punto dentro del m -ésimo incremento. $[C_{tm}]$ está conformada por el módulo de Young y el módulo de deformación volumétrica, tal como se indica en la siguiente ecuación matricial:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{3B_t E_t}{9B_t - E_t} \begin{bmatrix} (3B_t + E_t) & (3B_t - E_t) & (3B_t - E_t) & 0 & 0 & 0 \\ (3B_t - E_t) & (3B_t + E_t) & (3B_t - E_t) & 0 & 0 & 0 \\ (3B_t - E_t) & (3B_t - E_t) & (3B_t + E_t) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & E_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & E_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & E_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{yz} \\ \Delta\gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (3.13)$$

Para un estado plano de deformaciones la ecuación anterior queda expresada como:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{3B_t E_t}{9B_t - E_t} \begin{bmatrix} (3B_t + E_t) & (3B_t - E_t) & 0 \\ (3B_t - E_t) & (3B_t + E_t) & 0 \\ 0 & 0 & E_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

Donde E_t es el módulo tangente y B_t es el módulo de deformación volumétrica tangente.

En general en este tipo de modelos incrementalmente lineales, existe una relación proporcional entre pequeños incrementos de esfuerzos e incrementos infinitesimales de deformación. El modelo de módulos variables más utilizado es el “**modelo hiperbólico**” que en su formulación incorpora los tres primeros requisitos citados anteriormente, pudiendo satisfacer también los criterios 4 y 5 mediante la incorporación de un parámetro de descarga K_{ur} y el criterio 7 en análisis específicos para determinación de deformación por colapso.

Parra (1996) indica que estos modelos son relativamente apropiados para el análisis en la fase de construcción de estructuras geotécnicas, pudiendo también ser utilizados para el análisis en la fase de llenado del reservorio en el caso de una presa de tierra, con reservas en la definición de la descarga y en la simulación de colapso en el espaldón aguas arriba de presas no homogéneas.

3.3.1.5 Modelo Hiperbólico

El uso de la hipérbola para la representación del comportamiento no lineal esfuerzo-deformación del suelo fue propuesto por Kondner. La formulación matemática de este modelo es expresada por la ecuación (3.15) y las ecuaciones de la (3.16) a la (3.23) son necesarias para que el modelo quede completamente definido. Este modelo asume que la curva esfuerzo-deformación para suelos sobre determinado esfuerzo de confinamiento σ_3 , puede ser representada por una hipérbola, figura N° 3.16(a). Esta hipérbola es matemáticamente expresada por la ecuación (3.15) (Duncan y Chang, 1970).

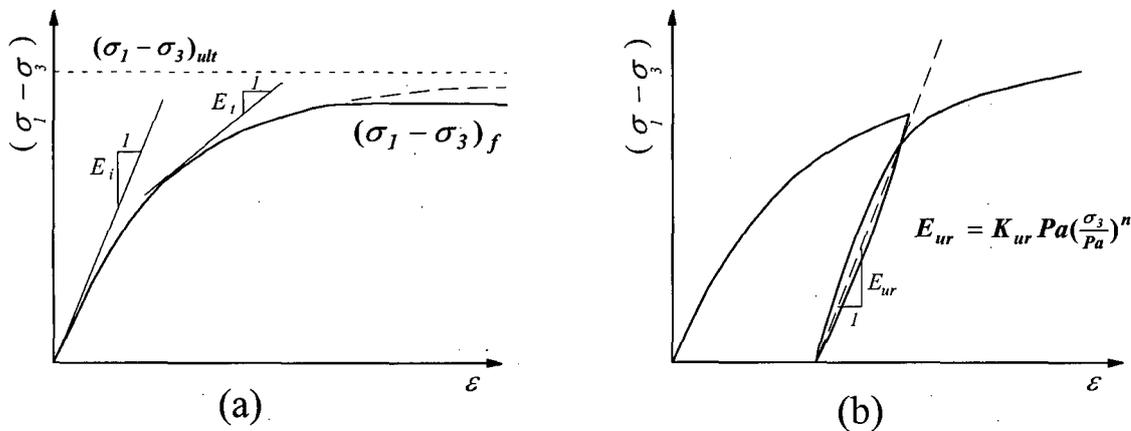


Figura N° 3.16: Modelo hiperbólico para el modelamiento no lineal de los suelos.

- a) Relación esfuerzo-deformación hiperbólica para la carga primaria (inicial).
b) Relación esfuerzo-deformación lineal en descarga/recarga.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (3.15)$$

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (3.16)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2C \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.17)$$

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \text{Log} \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right) \quad (3.18)$$

$$E_t = (1 - R_f SL)^2 E_i \quad (3.19)$$

$$SL = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (3.20)$$

$$E_i = kPa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (3.21)$$

$$E_{ur} = k_{ur} Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (3.22)$$

$$B = k_b Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^m \quad (3.23)$$

Donde:

R_f = coeficiente de ruptura, parámetro hiperbólico que relaciona el valor de la resistencia al corte $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ y el valor asintótico del esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

C y ϕ = cohesión y el ángulo de fricción del suelo respectivamente.

ϕ_o y $\Delta\phi$ = parámetros hiperbólicos del suelo que relacionan la variación del ángulo de fricción del suelo con el esfuerzo de confinamiento σ_3 .

E_t = módulo tangente definido por la inclinación de la curva esfuerzo-deformación de la figura N° 3.16, y que es función del esfuerzo de confinamiento σ_3 y del nivel de esfuerzo SL .

k y n = parámetros del modelo que relacionan la variación del módulo tangencial inicial E_t con el esfuerzo de confinamiento σ_3 .

k_{ur} = parámetro del modelo que relaciona la variación del módulo de descarga y recarga E_{ur} con el esfuerzo de confinamiento, el valor de k_{ur} varía típicamente entre 1.2 a 3 veces el valor del parámetro k (Duncan et al., 1980) para la mayoría de los suelos.

k_b y m = parámetros hiperbólicos que relacionan la variación del módulo de deformación volumétrica B con el esfuerzo de confinamiento. Para la mayoría de los suelos m varía entre 0 a 1.0 (Duncan et al., 1980).

Pa = presión atmosférica introducida en las ecuaciones para que el modelo sea independiente del sistema de unidades escogido.

3.3.1.6 Uso del Modelo Hiperbólico

Parra (1996) indica que en la fase de construcción de estructuras geotécnicas la utilización de las diferentes leyes constitutivas producen resultados aproximadamente semejantes, debido fundamentalmente al hecho de que los materiales experimentan pocos incrementos en la dirección de la trayectoria de esfuerzos y deformaciones. No ocurre lo mismo en la fase de llenado del reservorio en estructuras de presas de tierra, donde los materiales pueden experimentar súbitos incrementos en la trayectoria de esfuerzos, con zonas de elevado nivel de esfuerzos en el rango plástico. En este caso el comportamiento puede ser modelado de forma más eficiente por modelos elasto-plásticos basado en formulación teórica conceptualmente rigurosa.

En el desarrollo del software ha sido utilizado el modelo hiperbólico por las siguientes razones:

1. El software desarrollado sigue la estructura de los programas para el análisis estático de presas de tierra desarrollados en la Universidad de California (Berkeley) que utilizan predominantemente el modelo hiperbólico. Estos programas ya fueron utilizados en diversas aplicaciones prácticas y académicas en nuestro medio.
2. Modelos elasto-plásticos con leyes de flujo asociados y criterios de rupturas convencionales de la Mecánica de Suelos no han conducido muchas veces, a mejores resultados de las obtenidas a través de modelos de módulos variables (Veiga Pinto, 1983).
3. El modelo hiperbólico ha sido bastante utilizado para describir el comportamiento de estructuras geotécnicas sobre condiciones de cargas equivalentes a los del ensayo triaxial convencional, donde las curvas esfuerzo-deformación pueden ser descritas por una familia de hipérbolas dependientes del estado de esfuerzos.
4. A pesar de la mayor complejidad de los modelos elasto-plásticos pueden sugerir previsiones de comportamiento más realistas, no se conocen muchos casos de aplicación en que se hayan comparado modelos elasto-plásticos y de módulos variables. Mientras tanto las diferencias no deben ser significativas en muchos casos (Naylor et al., 1981).
5. Para las estructuras en que los materiales exhiben normalmente módulos bastantes altos (presa de enrocado) en los casos en que los materiales no alcanzan límites de resistencia, a no ser en zonas muy localizadas, el grado de aproximación que se obtiene con los modelos de módulos variables permiten la obtención de estimaciones de comportamiento

estructural compatibles con el rigor empleado en la caracterización mecánica de los materiales en la observación del comportamiento de obras en campo (Veiga Pinto, 1993).

6. A pesar de que los esfuerzos principales puedan experimentar abruptos incrementos de dirección en la fase de llenado, tanto las amplitudes de las sollicitaciones en cuanto a los desplazamientos observados son mucho menores en comparación a aquellas de la fase de construcción.

3.3.2 Estado Inicial de Esfuerzos para el Análisis Estático

En el análisis del comportamiento mecánico de suelos considerando la relación esfuerzo deformación no lineal, la determinación del estado de esfuerzos iniciales antes de la aplicación de la carga es importante, debido a que la rigidez de los materiales depende del estado de esfuerzos actuantes.

En el software desarrollado, los esfuerzos iniciales, tanto en la cimentación como en las capas de la presa, son calculados en cada punto de integración de Gauss y los parámetros elásticos iniciales son determinados en función de estos esfuerzos así estimados. Los esfuerzos iniciales en los puntos de Gauss son obtenidos a través de las expresiones empíricas presentadas en la figura N° 3.17 (Duncan et al., 1984)

Esfuerzos Iniciales

$$\sigma_{zz} = \gamma h$$

$$\sigma_{yy} = K_o \gamma h$$

$$\tau_{yz} = 0.5 \gamma h \text{ sen } \alpha$$

donde:

γ = peso específico

K_o = coeficiente de empuje
en reposo

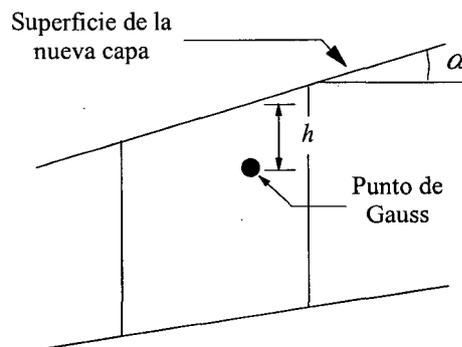


Figura N° 3.17: Cálculo de esfuerzos iniciales en los elementos

3.3.3 Criterios para Determinar el Estado de Carga

Una de las desventajas del modelo hiperbólico es que la trayectoria de descarga no puede ser considerada automática y racionalmente, como en caso de modelos elasto-plásticos. Criterios “adecuados” para la definición de las condiciones en las cuales el suelo se encuentra en los estados de carga primaria, descarga y recarga, deben entonces ser establecidos.

3.3.3.1 Criterio del Nivel de Esfuerzos

El primer criterio utilizado para definir si el material se encuentra en un estado de carga en particular es el criterio del nivel de esfuerzos, SL (Ec. 3.20). Este criterio fue utilizado por Duncan et al. (1980) en el programa FEADAM.

El suelo se encuentra en estado de carga primaria si el nivel de esfuerzo actual es mayor o igual al nivel de esfuerzo anterior máximo, SL_{max} . Si el nivel de esfuerzo actual es menor que el nivel de esfuerzo máximo ya experimentado, entonces el material se encuentra en estado de descarga o recarga utilizándose el módulo E_{ur} en la relación constitutiva.

3.3.3.2 Criterio del Estado de Esfuerzo

Duncan y Otros (1984) indicaron que el criterio del nivel de esfuerzo debería ser modificado para tener en cuenta las variaciones del esfuerzo de confinamiento, además del nivel de esfuerzo propiamente dicho. El criterio propuesto fue la distinción entre los diferentes estados de carga basada en “estado de esfuerzo” SS definido por la ecuación 3.24.

$$SS = SL \sqrt[4]{\frac{\sigma_3}{Pa}} \quad (3.24)$$

El módulo para la carga primaria, E_t , es utilizado cuando el estado de esfuerzo ya experimentado por el material ($SS > SS_{max}$). Caso contrario, se asume el módulo de descarga recarga, E_{ur} . De la ecuación. (3.22) es posible también calcularse el nivel de esfuerzo crítico SL_{crit} , límite inferior del estado de carga primaria, para un esfuerzo de confinamiento dado:

$$SL_{crit} = \frac{SS_{max}}{\sqrt[4]{\frac{\sigma_3}{Pa}}} \quad (3.25)$$

3.3.3.3 Criterio de la Energía Complementaria

La variación de la energía complementaria de deformación de determinado material puede ser escrita como:

$$\delta\Omega = \varepsilon_{ij} \sigma_{ij} \quad (3.26)$$

donde Ω es la energía complementaria de deformación; ε_{ij} es el tensor de deformaciones y σ_{ij} es el tensor de esfuerzos. El símbolo δ implica la variación.

La energía complementaria, que depende del campo de esfuerzos actuantes en un punto es invariante con relación a cualquier sistema de coordenadas adoptado y puede ser determinada mediante la siguiente ecuación (ver figura 3.18):

$$\Omega(\sigma_{ij}) = \int_0^{\sigma_{ij}} \varepsilon_{ij} d\sigma_{ij} \quad (3.27)$$

Se define entonces el estado de carga en función de la energía complementaria máxima, $\Omega_{máx}$, anteriormente experimentada por el material y de su variación, $\delta\Omega$, de acuerdo con:

- Si $\Omega > \Omega_{máx}$ y $\delta\Omega \geq 0$: Estado de carga primaria, utilizando el módulo E_t en la simulación numérica
- Si $\Omega < \Omega_{máx}$ y $\delta\Omega < 0$: Estado de descarga, utilizando el módulo de descarga/recarga E_{ur} .
- Si $\Omega < \Omega_{máx}$ y $\delta\Omega \geq 0$: Estado de recarga, utilizándose el módulo de descarga/recarga E_{ur} .

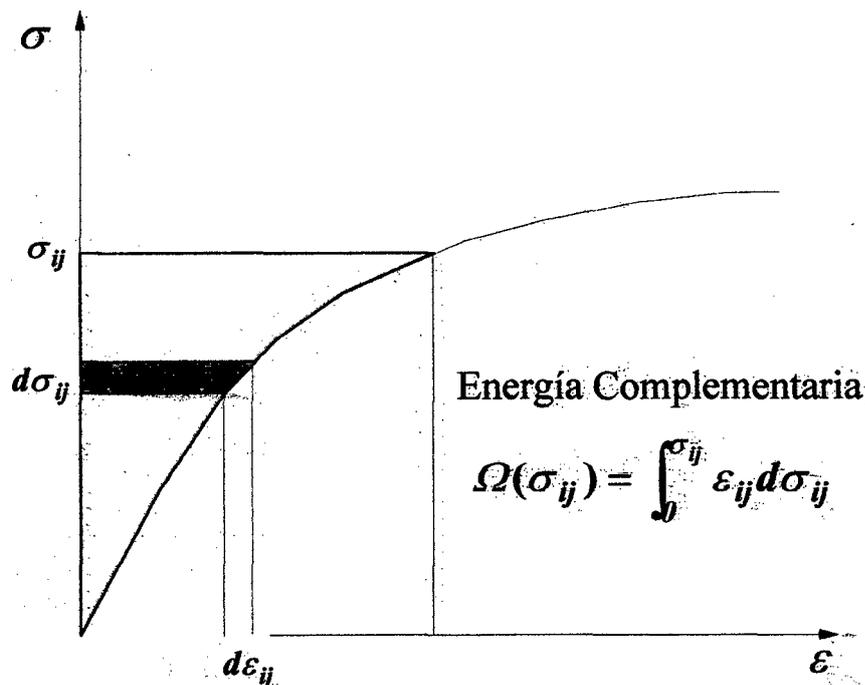


Figura N° 3.18: Representación de la energía complementaria de deformación Ω .

3.3.4 Modelamiento de Descarga/Recarga

Duncan et al. (1984) indicaron que durante el análisis por incrementos pueden producirse inestabilidades computacionales debido al hecho de que en elementos sometidos a cargas con niveles de esfuerzo aproximadamente constantes, pequeñas variaciones pueden producir incrementos bruscos en los valores de módulos, pues la diferencia entre E_{ur} y E_t es del orden de 10 a 20 veces. La figura 3.19(a) ilustra esta variación de módulos con el nivel de esfuerzo máximo.

Para prevenir esta potencial fuente de inestabilidad computacional, los autores antes mencionados propusieron una transición gradual entre los módulos E_t y E_{ur} , conforme se presenta en la figura 3.19(b)

- Cuando $SL \geq SL_{crit}$: Se utiliza el módulo de carga primaria, E_t .
- Cuando $SL \leq \frac{3}{4} SL_{crit}$: Se utiliza el módulo de descarga recarga, E_{ur} .
- Cuando $\frac{3}{4} SL_{crit} < SL < SL_{crit}$: El módulo es calculado a través de una interpolación lineal entre E_{ur} y E_t .

Esta modificación fue implementada por Duncan et al. (1984.) en el programa FEADAM 84, versión posterior del programa FEADAM (1980).

Por otro lado Saboya Jr. y Byrne (1993) indicaron que esta modificación es efectiva solamente en la fase de recarga y puede ser muy conservadora en los desplazamientos previstos en el caso de presas de tierra y enrocado. Propusieron entonces un nuevo modelo para descarga/recarga, considerándose un incremento brusco del módulo en el caso de descarga y más gradual para el caso de recarga como se muestra en la figura N° 3.19(c).

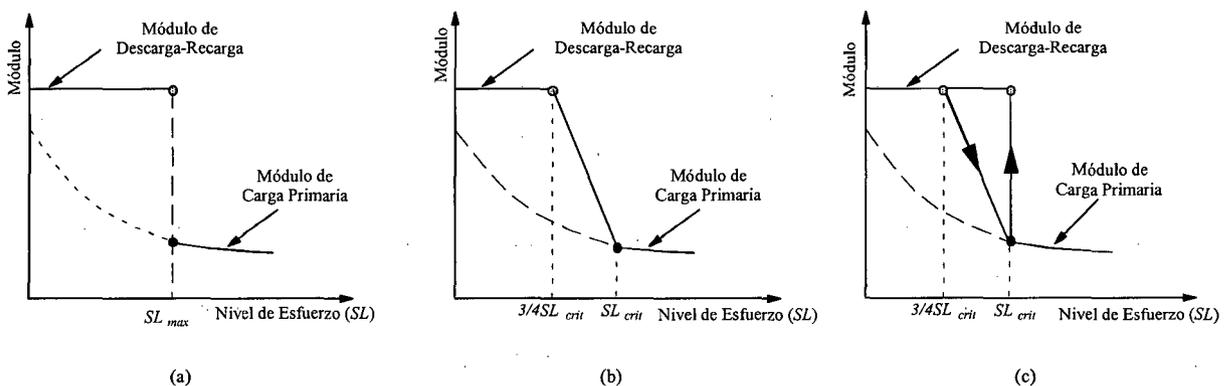


Figura 3.19: Modelamiento de descarga y recarga según:

- (a) Modelo propuesto por Duncan y Otros (1980).
- (b) Modelo propuesto por Duncan y Otros (1984).
- (c) Modelo propuesto por Saboya Jr. y Byrne (1993).

3.3.5 Análisis de Construcción por Capas

Clough y Woodward (1967) demostraron la necesidad de implementar con el método de los elementos finitos una técnica incremental de aplicación de cargas para simular la secuencia de construcción de presas por capas. Para el caso de análisis de una presa homogénea con cimentación rígida los autores llegaron a la conclusión de que los desplazamientos esperados durante la construcción de un terraplén solamente pueden ser adecuadamente previstos si el análisis es ejecutado secuencialmente, siguiéndose el proceso de la construcción. Los campos de esfuerzos son afectados en menor grado por las etapas de carga, pero también pueden ser mejor simulados mediante el procedimiento incremental.

El software desarrollado incorpora el análisis incremental. La colocación de una capa de terraplén es simulada por la aplicación de fuerzas equivalentes al peso propio de la capa adicionada:

$$\{r\} = \int_V [N]^T \gamma dV \quad (3.28)$$

donde $\{r\}$ es el vector de las cargas nodales en el elemento; γ es el peso específico del material y $[N]$ la matriz de las funciones de interpolación.

La nueva capa es colocada considerándose un valor muy bajo de los módulos, esto es, se idealiza la colocación de un material en estado líquido, incapaz de resistir los esfuerzos cortantes debido a la ausencia de rigidez o un valor muy bajo de la misma, pero con peso (“técnica del líquido denso”). Los puntos nodales en la superficie de la nueva capa tienen desplazamientos considerados nulos, esto es, las posiciones de estos puntos inmediatamente después de la colocación de la capa son tomados como referencia para la medición de los movimientos debido a la carga posterior.

Las deformaciones calculadas en los nuevos elementos son también admitidas como nulas, haciendo que la condición inmediatamente después de la colocación de la capa sea también establecida como el estado referencial para las deformaciones.

Una de las principales ventajas del proceso de construcción por capas implementadas en este trabajo es la numeración arbitraria de nudos y elementos; en el programa FEADAM por ejemplo, esta numeración tiene que ser de forma secuencial de izquierda a derecha, muchas veces resultando una matriz de rigidez con ancho de banda muy grande. Esta numeración arbitraria es mantenida en todo el análisis modificándose solamente el número del grado de

libertad asociado al correspondiente grado de libertad local a medida que los elementos y nudos son adicionados al sistema en la construcción incremental.

3.3.5.1 Número de Capas

La mayoría de los terraplenes son construidos en capas de espesores pequeños con relación a la altura final del mismo. Teóricamente el número de capas consideradas en la simulación numérica debe coincidir con el número real de capas; debido a las limitaciones computacionales, esto no es posible.

El número necesario de capas a considerar depende básicamente de la información requerida. Si el interés es evaluar el comportamiento del material de la cimentación solo se necesita pocas capas en la simulación, pudiendo así mismo asumirse, como ocurre con frecuencia, que todo el terraplén es colocado en una única capa. Si el interés es el propio terraplén, entonces, se requiere más capas, algunas pocas si el interés principal es el cálculo de esfuerzos y un número mayor si el objetivo es la determinación de desplazamientos (Clough y Woodward, 1967).

Clough y Woodward (1967) verificaron también que en el análisis de una presa homogénea, los valores de los desplazamientos eran muy aproximados cuando se utilizaron de siete a catorce capas, de esta observación sugirieron el empleo de solo siete capas. Naylor y Otros (1981) indicaron que aproximadamente diez capas deben ser utilizadas en los análisis de grandes presas.

3.3.6 Análisis en la Fase del Primer Llenado en Presas de Tierra

3.3.6.1 Número de Niveles de Carga

Debido a la menor amplitud de las cargas de esta fase con relación a la de construcción, no es común simular el llenado del reservorio utilizando incremento de niveles de agua. Sin embargo, Veiga Pinto (1983) realizó un estudio referente a la influencia de aumento gradual de los niveles de agua en los resultados obtenidos durante la fase de llenado. El estudio estuvo basado en el hecho de que los análisis realizados hasta aquella fecha no habían conducido a resultados en concordancia con los observados en los prototipos y por tanto, una manera de disminuir dudas y eliminar posibles fuentes de errores en la simulación numérica sería la ejecución de un análisis incremental considerando el llenado del reservorio en incrementos sucesivos de niveles de agua.

La figura N° 3.20 ilustra los desplazamientos verticales debido al llenado, obtenidos en diversos análisis incremental realizados por Veiga Pinto (1983). De los resultados de esta figura se puede observar que al aumentar el número de incrementos de niveles de agua NA o incrementos de carga INC entonces disminuyen considerablemente los elevados desplazamientos negativos (y normalmente no observados en las estructuras reales) que se obtienen en el espaldón aguas arriba y en la cresta de la presa. Esta disminución es mas acentuada en caso de que más niveles de agua que incrementos de carga sean utilizados. De esta manera, el autor recomienda simular el llenado de reservorio con un número de niveles de agua por lo menos igual al número de capas en la fase de construcción, esto es un valor igual o superior a siete (sugerencia de Clough y Woodward, 1967).

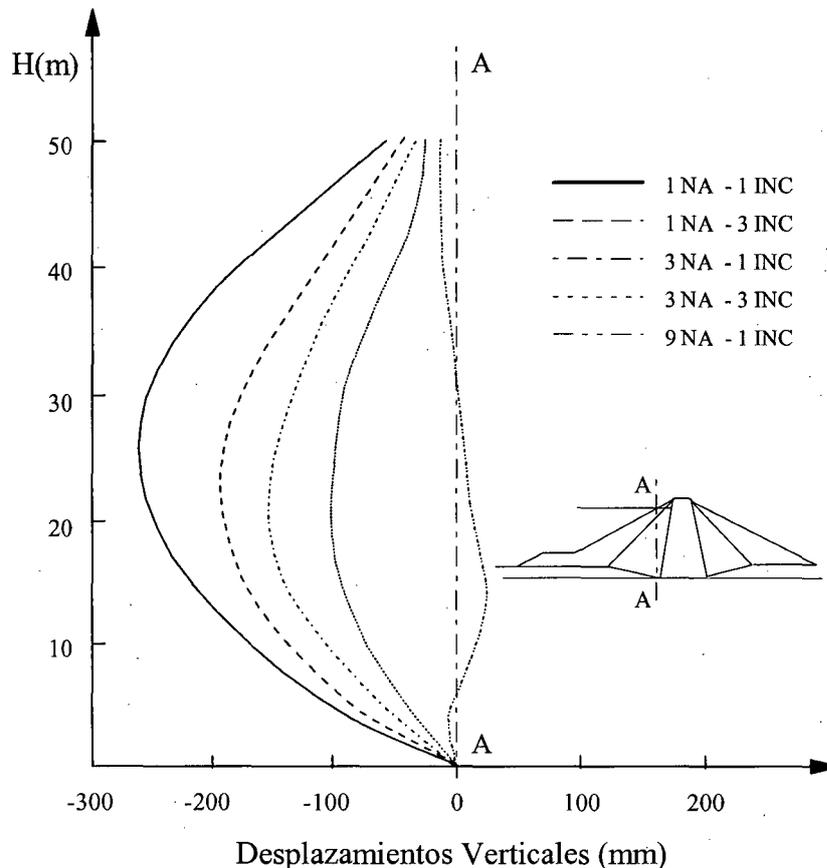


Figura N° 3.20: Influencia del número de niveles del agua e incrementos de carga en los desplazamientos verticales durante el llenado del reservorio (Veiga Pinto, 1983):

3.3.6.2 Asentamiento por Colapso

Si el fenómeno de colapso no fuera incorporado en el análisis del primer llenado de reservorio de una presa con núcleo central, desplazamientos ascensionales serían calculados en la región del espaldón aguas arriba, algo que probablemente no se observa en realidad.

Nobari y Duncan (1972) desarrollaron una teoría para la simulación de este asentamiento por colapso, vinculando al modelo hiperbólico. La formulación está basada en la observación experimental de que si dos muestras de suelo idénticas, inicialmente no saturadas, fueran cargadas y saturadas, o viceversa, se alcanza el mismo punto final en el diagrama esfuerzo-deformación, conforme se ilustra en la figura N° 3.21.

Estos resultados sugieren que dos grupos de propiedades de los materiales deben ser utilizados para describir el comportamiento del suelo: el primero, el suelo en la condición in-situ, esto es, antes de la saturación y segundo el suelo en la condición saturada. La curva esfuerzo-deformación para el suelo seco es seguida hasta que ocurra la saturación, haciendo

después un cambio para la curva esfuerzo-deformación de suelo saturado. La implementación de esta técnica por el método de elementos finitos contempla primero la determinación de los cambios de esfuerzos bajo condiciones de deformación constante, y después relajación de los esfuerzos desbalanceados resultantes.

Naylor et al. (1989) propusieron una forma generalizada de la teoría de Nobari y Duncan manteniendo las hipótesis básicas propuestas. La sugerencia de Naylor y otros difiere en proceso de calcular los cambios de esfuerzos debido a la saturación sin deformación, bastante más general y no restringida a una ley constitutiva en particular. Se hace enseguida una breve descripción del método generalizado de Naylor.

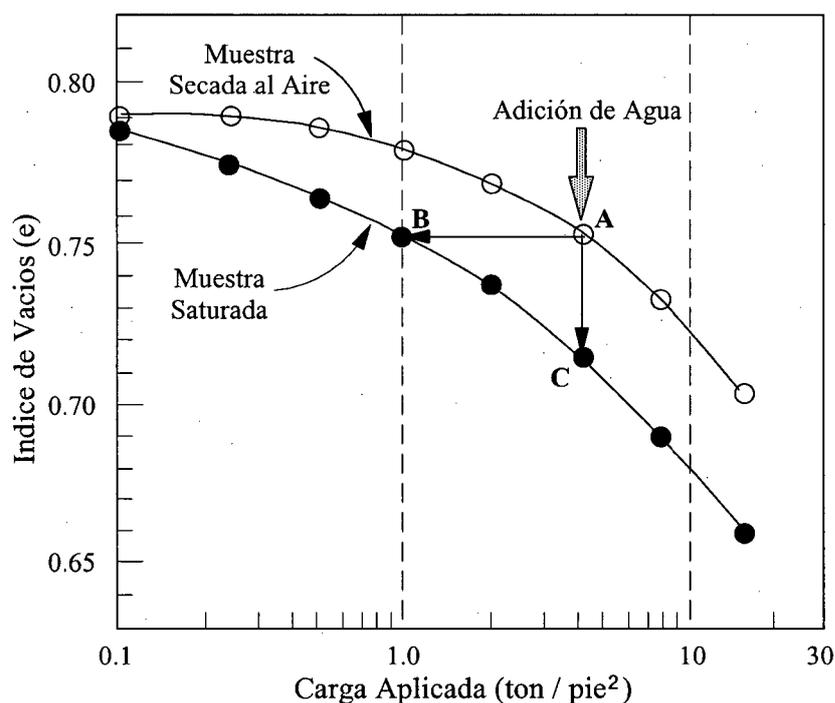


Figura N° 3.21: Efecto de la saturación en el ensayo edométrico en limos (de Naylor, 1991).

a) Método Generalizado de Naylor y Otros (1989)

Se supone que se han realizado ensayos apropiados para la determinación de las propiedades de los materiales, tanto en la condición seca como saturada. Se define las matrices constitutivas seca $[c]^d$ y saturada $[c]^s$ que, en general, son dependientes de los estados de esfuerzos y posiblemente también del estado de deformaciones.

Para la determinación de la variación de esfuerzo en un punto del terraplén recientemente saturado, se asume inicialmente que el suelo "seco" (antes de la saturación) es cargado a partir del estado de esfuerzos efectivos nulos hasta el estado de esfuerzos efectivos reales $[a]^d$ considerándose una trayectoria de esfuerzos lineal OD (figura 3.22(b)). La

correspondiente trayectoria de deformaciones OD, no necesariamente lineal, es entonces calculada (figura 3.22(c)). En seguida se asume que el suelo saturado es cargado, según la trayectoria de deformaciones OD, así, determinada, para finalmente posibilitar el cálculo del esfuerzo deseado $\{\sigma\}^s$ en un punto del terraplén.

La simulación numérica consiste en dividir la trayectoria de esfuerzos OD en n incrementos $\{\Delta\sigma\}^d$, con n escogido en función de la no linealidad de la relación esfuerzo-deformación, pudiendo ser 1 en caso de elasticidad lineal. Si $\{\Delta\varepsilon_i\}$ representa el correspondiente incremento de deformaciones, entonces para un incremento i .

$$\{\Delta\varepsilon_i\} = ([c]^d)^{-1} \{\Delta\sigma_i\}^d \quad (3.29)$$

$$\{\Delta\sigma_i\}^s = [c]^s \{\Delta\varepsilon_i\} \quad (3.30)$$

El estado de esfuerzo en la saturación es entonces calculado por:

$$\{\sigma\}^s = \sum_{i=1}^n \{\Delta\sigma_i\}^s \quad (3.31)$$

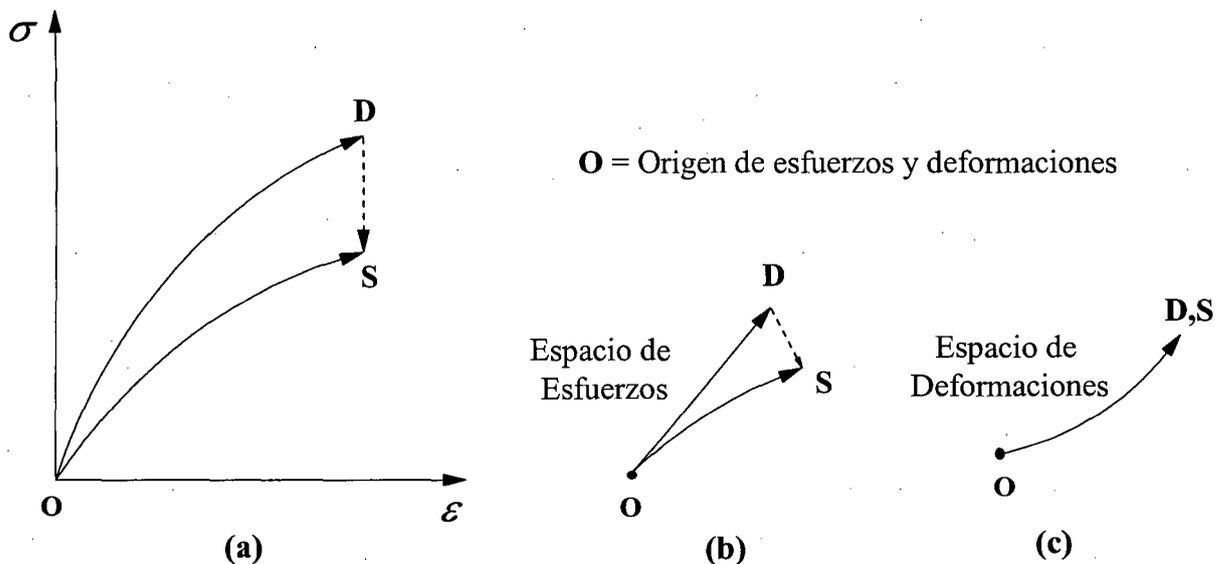


Figura N° 3.22: Método generalizado para cálculo de esfuerzo desviador a saturación.

(a) Relación esfuerzo-deformación.

(b) Trayectoria de esfuerzos.

(c) Trayectoria de deformaciones (Naylor et al., 1989).

En el programa, la trayectoria de esfuerzos OD es seguida y la correspondiente trayectoria de deformaciones calculada y almacenada. Posteriormente, esta trayectoria de deformaciones es nuevamente seguida por el suelo saturado para la determinación de los esfuerzos adicionales $\{\Delta\sigma\}^s$ que, a su vez, pueden ser acumulados para la determinación del estado de esfuerzo, $\{\sigma\}^s$ en el suelo saturado. Estos cálculos son ejecutados en cada punto de gauss del elemento finito considerado.

Las fuerzas correctivas en los puntos nodales $\{Q\}$, necesarias para restaurar el equilibrio, es obtenida a través de:

$$\{Q\} = \int_V [B]^T (\{\sigma\}^d - \{\sigma\}^s) dV \quad (3.32)$$

Notar que la trayectoria de esfuerzos OD y la correspondiente trayectoria de deformaciones no son realmente seguidas por el suelo. Se tratan de trayectorias hipotéticas que permiten calcular $\{\delta\}^s$, y los resultados experimentales disponibles sugieren que este procedimiento es razonable.

La diferencia básica entre los modelos generalizados de Naylor y otros y de Nobari y Duncan es que en este último, conforme muestra la figura N° 3.23, la trayectoria de esfuerzos seguida es obtenida en las dos fases del ensayo triaxial convencional: compresión isotrópica (OA) y de corte (AD).

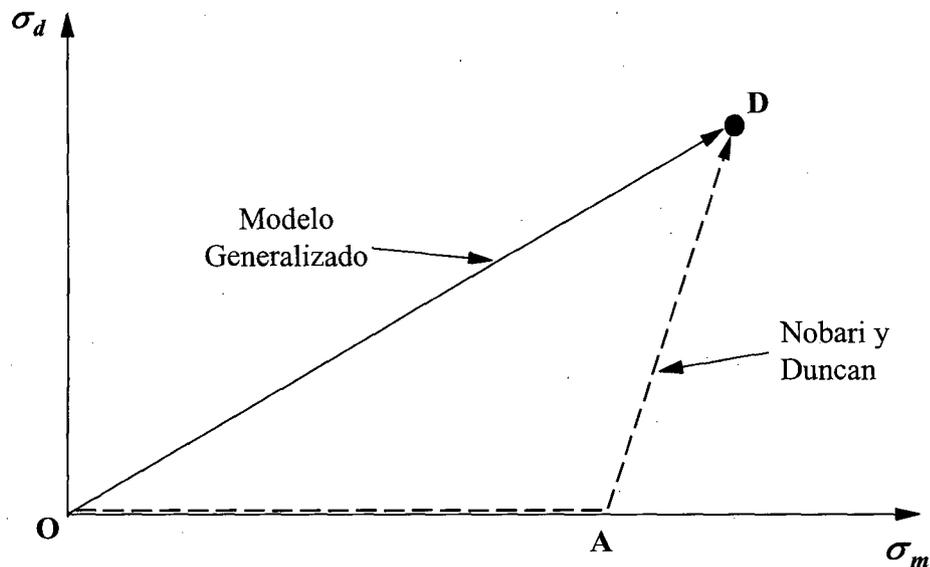


Figura N° 3.23: Trayectoria de esfuerzos OD propuesto por Nobari y Duncan en el modelo generalizado (Naylor et al., 1989).

3.3.6.3 Variación de Peso Propio

La variación, aumento del peso propio ocurre debido al pre-llenado con agua (fase de llenado) de los vacíos en los materiales granulares del espaldón aguas arriba. Este fenómeno puede ser representado en el método de los elementos finitos por fuerzas equivalentes aplicadas en los puntos nodales del elemento:

$$\{r\} = \int_V [N]^T (\gamma_{sat} - \gamma_m) dV \quad (3.33)$$

Donde γ_m es el peso específico del material compactado y γ_{sat} el peso específico del suelo saturado.

3.3.6.4 Subpresiones

Las subpresiones ocurren debido al empuje de Arquímedes en la fase de llenado del reservorio. En el método de los elementos finitos es representado por una diferencia de fuerzas de masa convertidas en fuerzas nodales equivalentes a través de:

$$\Delta\gamma = \gamma_m - (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (3.34)$$

$$\{r\} = \int_V [N]^T \Delta\gamma dV \quad (3.35)$$

Donde γ_m es el peso específico del agua. La diferencia con relación al peso propio adicional (ítem 3.3.6.3) es que estas fuerzas tienen sentido contrario, esto es, producen un desplazamiento ascendente. Los elementos involucrados cambian sus rigideces en este proceso considerándose módulos de descarga.

3.3.6.5 Presiones Hidrostáticas

Tal como se ha ilustrado en la figura N° 2.3 del Capítulo 2, las presiones hidrostáticas ocurren en tres regiones distintas en una presa no homogénea:

(1) En la fase del espaldón aguas arriba del núcleo central; (2) en la cimentación y (3) en la base del núcleo central.

El primer efecto es el más importante, una vez que está asociado a los mayores desplazamientos en el sentido de aguas abajo durante las últimas etapas del llenado del reservorio.

En el método de los elementos finitos estas distribuciones de presiones hidrostáticas son representadas como fuerzas nodales equivalentes a través de:

$$\{P\} = \int_S [N]^T \{t\} dS \quad (3.36)$$

Para evitarse la cuadratura a lo largo de la superficie cargada S , en general la integración en (3.36) es efectuada manualmente. Para los casos de distribución lineal y bilineal las fuerzas nodales equivalentes son calculadas tal como se muestra en la figura N° 3.24.

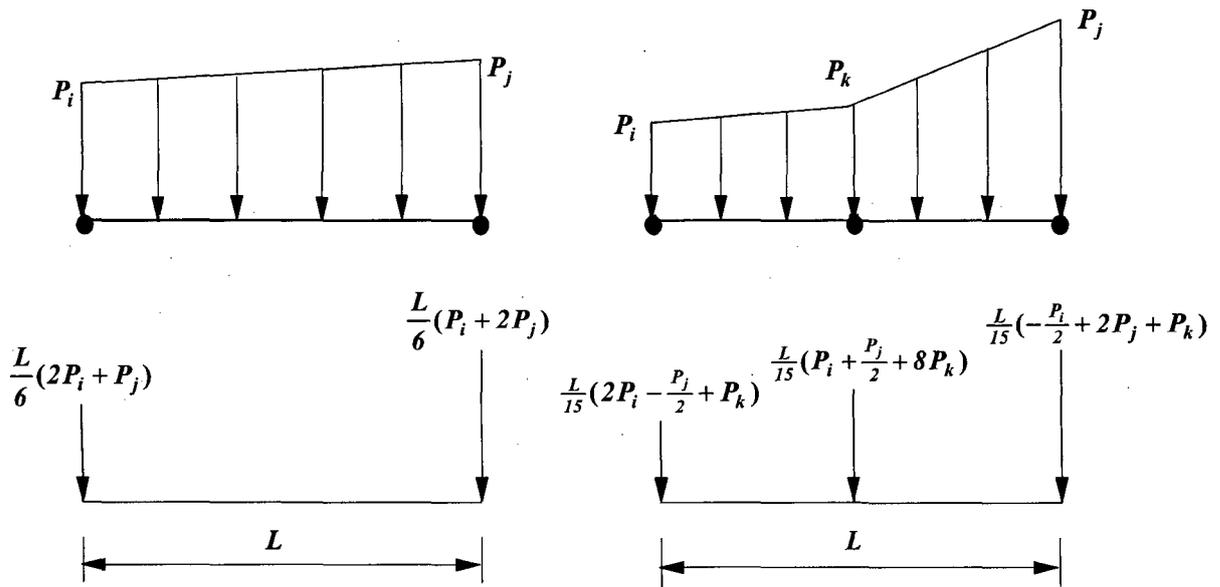


Figura N° 3.24: Fuerzas nodales equivalentes en las distribuciones de presión a lo largo de los lados de un elemento finito

3.3.6.6 Combinación de Efectos

Debido al comportamiento no lineal de los suelos en general no es válida la superposición de los efectos descritos anteriormente. En un análisis incremental aproximado (linealizado) por el método de los elementos finitos, estos efectos son incorporados en dos etapas sucesivas que se describe a continuación:

1. En la primera etapa son aplicadas las fuerzas nodales equivalentes correspondientes a la relajación de los esfuerzos causados por el humedecimiento del material del espaldón aguas arriba y las cargas nodales debido al aumento del peso propio. La aplicación de estas fuerzas causa un incremento de esfuerzos calculados, considerándose valores de los módulos de carga primaria.
2. En la segunda etapa son aplicadas las fuerzas nodales debido al empuje hidrostático en el material sumergido del espaldón aguas arriba como también debido a las presiones hidrostáticas. La aplicación de las fuerzas nodales debido al empuje causa un alivio de esfuerzos, y por tanto, su efecto debe ser analizado utilizando el valor del módulo de descarga.

3.4 MODELAMIENTO NUMÉRICO DEL ANÁLISIS DINÁMICO

El método de elementos finitos es un procedimiento numérico por medio del cual el cuerpo o la estructura es representado por una malla de elementos finitos interconectados a un número determinado de puntos nodales. Para la evaluación de la respuesta sísmica la siguiente ecuación diferencial debe ser resuelta:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R(t)\} \quad (3.37)$$

donde: $[M]$ es la matriz masa, $[C]$ matriz de amortiguamiento, $[K]$ matriz de rigidez, $\{u\}$ vector de desplazamientos nodales, $\{\dot{u}\}$ vector de velocidades, $\{\ddot{u}\}$ vector de aceleraciones y $\{R(t)\}$ vector de carga sísmica.

El modelamiento numérico para el análisis dinámico (sísmico) implica utilizar modelos adecuados para simular el comportamiento del material, así como determinar con propiedad los parámetros dinámicos de los materiales y utilizar métodos adecuados para la solución de la ecuación planteada. Esta ecuación puede ser resuelta mediante superposición modal o mediante una integración directa usando algún métodos de integración como Wilson θ , de Newmark, entre otros.

3.4.1 Estado Inicial de Esfuerzos

Para el análisis sísmico es necesario determinar adecuadamente el estado de esfuerzos iniciales que viene a ser, el estado de esfuerzos finales del análisis estático, debido a que los parámetros dinámicos de los materiales son dependientes de este estado de esfuerzos.

3.4.2 Modelo Lineal Equivalente

Las deformaciones cortantes relativamente grandes que ocurren en los materiales de una estructura geotécnica durante terremotos inducen efectos no lineales significativos que deben ser considerados por el método de análisis. Este problema fue estudiado por Seed e Idriss (1969) que introdujeron la noción del método lineal equivalente en geotecnia. El método propone que la solución no lineal aproximada puede ser obtenida mediante un análisis lineal en el cual las propiedades de rigidez y de amortiguamiento del suelo sean compatibles con las amplitudes de las deformaciones cortantes efectivas en todos los puntos considerados del sistema. Seed e Idriss (1970), Seed et al. (1984), Sun et al. (1988), entre otros, publicaron varias investigaciones relacionando estas propiedades, para suelos granulares y cohesivos, con deformaciones compatibles. Estos resultados, bajo forma de curvas de variación del

amortiguamiento y del módulo cortante, pueden ser incorporados en el programa a través del siguiente sistema.

Los valores iniciales del módulo cortante y del amortiguamiento son estimados para cada elemento finito de la discretización de la estructura. El sistema es entonces analizado utilizando estas propiedades, siendo la deformación cortante máxima en el tiempo-historia calculado en cada elemento. A partir de estos resultados se estiman las amplitudes de la deformación cortante efectiva en cada elemento, consultándose las curvas del material correspondiente para observar si el nivel de deformación es compatible con los valores de las propiedades dinámicas utilizadas en el cálculo de la respuesta. Si las propiedades del suelo no fueran compatibles, entonces se admite de las curvas, valores del módulo cortante y del amortiguamiento para la próxima iteración. El proceso es repetido hasta alcanzar la convergencia, que ocurre generalmente después de 3 a 5 iteraciones, la respuesta de la última iteración es considerada como la respuesta no lineal del sistema.

El modelo lineal equivalente fue utilizado en algunos programas desarrollados en la Universidad de California (Berkeley), tales como SHAKE, QUAD-4, LUSH, FLUSH, entre otros. Análisis de respuesta sísmica realizadas en diversas presas a través de éste método (Abdel-Ghaffer y Scott, 1979; Makdisi y otros, 1982; Mejía y otros, 1982; Mejía y Seed, 1983) sugieren que este procedimiento iterativo puede simular el comportamiento real de la obra de forma bastante razonable.

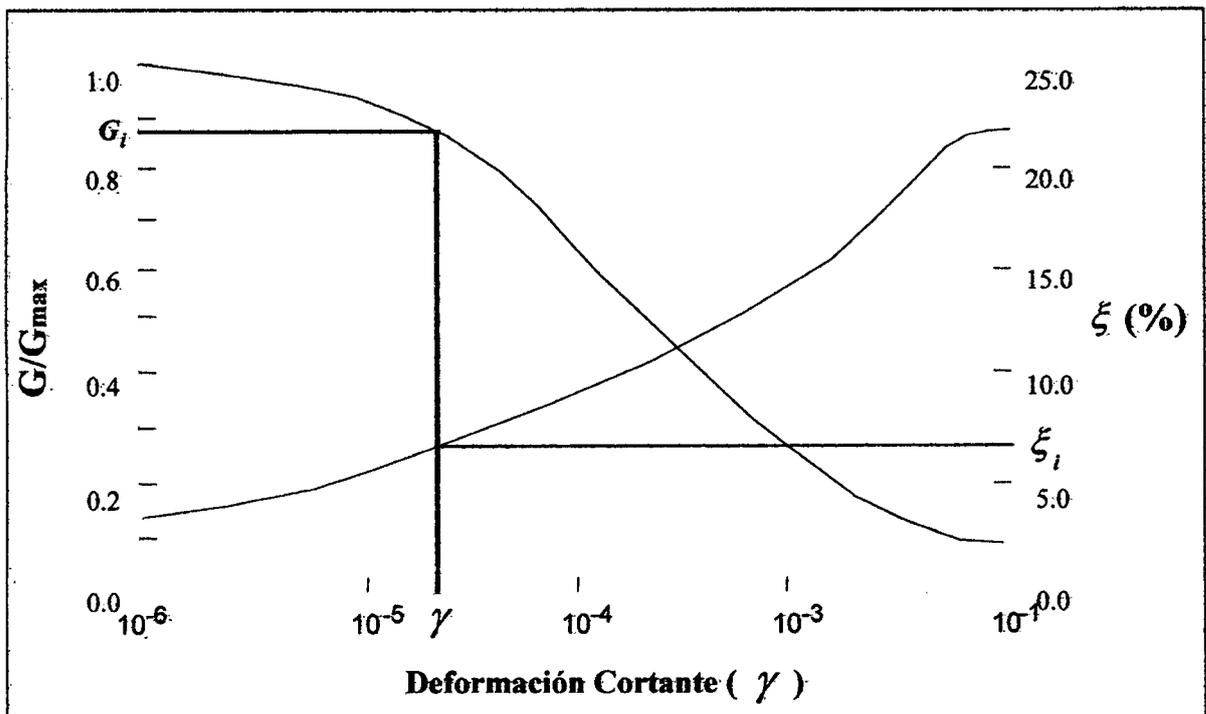


Figura N° 3.25 Modelo lineal equivalente (Seed e Idriss, 1969).

3.4.3 Determinación del Módulo Cortante Máximo

La utilización de las curvas de variación del módulo cortante presentados por diversos autores, requiere el conocimiento previo del módulo cortante máximo, que como se ha indicado en el método lineal equivalente, será posteriormente modificado en función de las deformaciones cortantes efectivas. En este trabajo la estimación del módulo cortante máximo es determinada a través de dos procedimientos sugeridos en la literatura.

3.4.3.1 Criterio del Módulo de Descarga-Recarga

El módulo cortante máximo G_{max} es determinado a partir del conocimiento del módulo de descarga-recarga (E_{ur}) según la ecuación (3.38) (Byrne y otros, 1986). El módulo de descarga-recarga es obtenido a partir de ensayos de laboratorio triaxiales convencionales (estáticos) tal como lo indica la figura N° 3.26, en el que se admite comportamiento lineal y estático del suelo para deformaciones muy pequeñas.

$$G_{max} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu)} \quad (3.38)$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson.

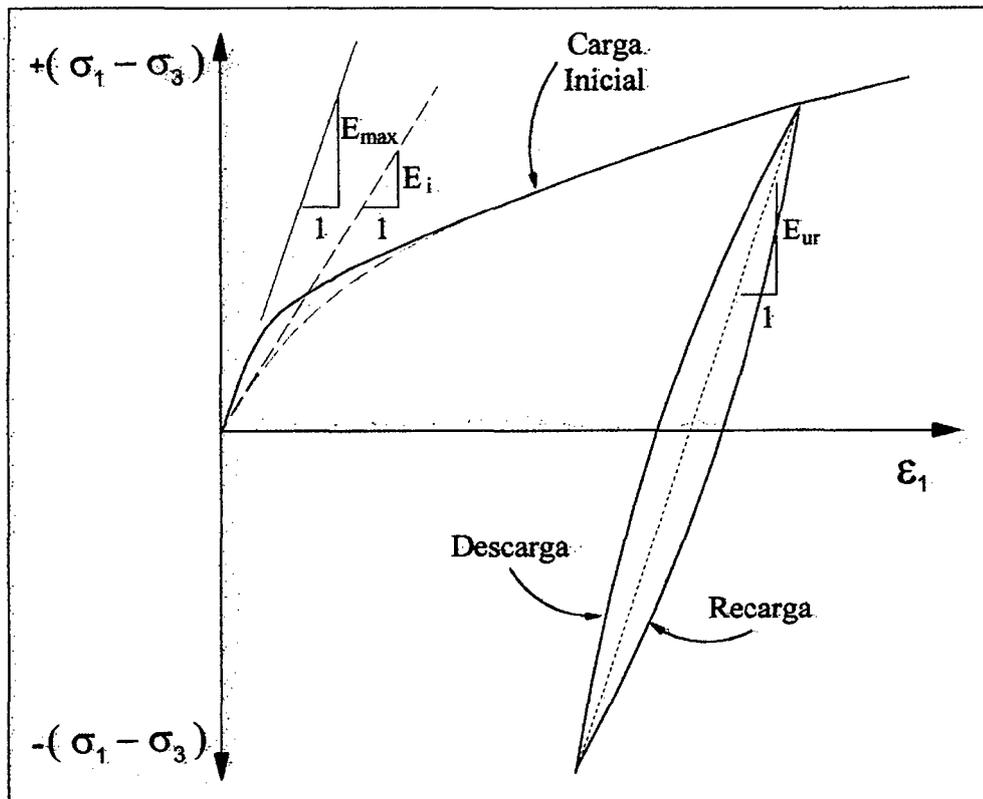


Figura N° 3.26: Carga inicial y repetido (Byrne et al., 1986).

3.4.3.2 Relación Empírica de Seed e Idriss

Seed et al. (1984) indicaron que el módulo cortante puede ser calculado utilizando la ecuación empírica propuesta por Seed e Idriss (1970) para arenas y gravas, tal como indica la ecuación (3.39).

$$G = 21.7 K_2 Pa \left(\frac{\sigma'_m}{Pa} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.39)$$

Donde G tiene las mismas unidades de la presión atmosférica Pa , σ'_m es el esfuerzo efectivo principal medio y Pa la presión atmosférica. En esta ecuación la influencia del índice de vacíos y la amplitud de las deformaciones es expresada a través del coeficiente K_2 . Para arenas este coeficiente alcanza un valor máximo, $(K_2)_{max}$, para deformaciones muy pequeñas, del orden de $10^{-4}\%$.

Basados en la revisión de los estudios realizados por diversos investigadores, Seed e Idriss (1970), propusieron las relaciones mostradas en la figura N° 3.27 para arenas a diferentes densidades relativas.

El esfuerzo principal medio es calculado a partir de los esfuerzos finales resultantes del análisis estático, en la condición de deformación plana a través de:

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}}{3} \quad (3.40)$$

$$\sigma'_{xx} = \nu(\sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (3.41)$$

donde ν es el coeficiente de poisson de suelo.

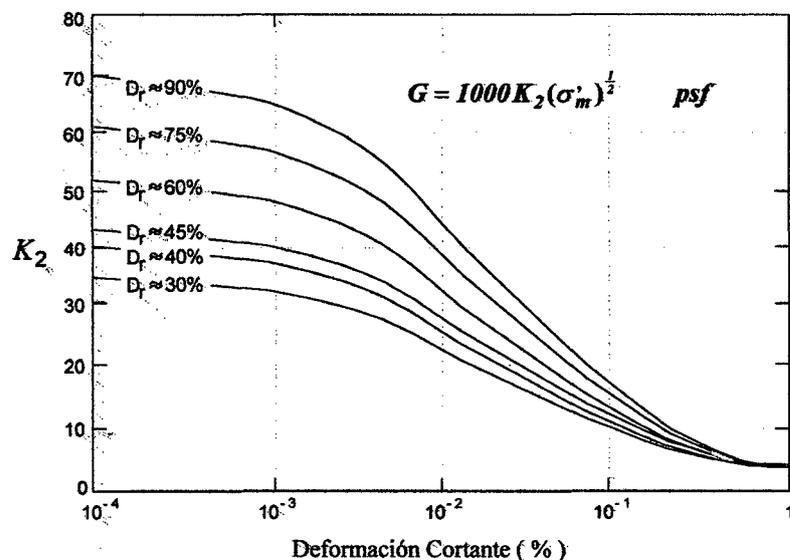


Figura N° 3.27: Variación del módulo cortante para arenas (Seed e Idriss, 1970).

3.4.4 Deformación Cortante Efectiva

La amplitud de la deformación cortante efectiva utilizada en el método lineal equivalente es asumida como:

$$\gamma_{ef} = 0.65 \max |\gamma_{max}| \quad (3.42)$$

Esto es, la deformación cortante efectiva es el 65% del valor de la deformación cortante máxima, que es tomada como un valor pico del registro tiempo historia de las amplitudes de las deformaciones cortantes máximas en cada intervalo de tiempo. El valor 0.65 en la ecuación anterior es puramente empírico (Seed e Idriss, 1969). Mientras tanto debido a la poca inclinación de las curvas de los materiales, el resultado final no es sensible a moderadas variaciones de este factor $\pm 10\%$ en la estimación de las deformación cortantes máximas.

Para la evaluación de la deformación cortante máxima existen dos procedimientos básicos uno en el dominio del tiempo y otro en el dominio de la frecuencia. El programa elaborado en el presente trabajo fue desarrollado en el dominio del tiempo, posibilitando el cálculo directo de la deformación cortante máxima sin transformaciones matemáticas a partir de dominios conexos (Fourier).

3.4.5 Integración en el Dominio del Tiempo

Los métodos de integración en el dominio del tiempo considerados en esta investigación fueron el método de diferencia finita central (método explícito), el método de Wilson θ y el método de Newmark (ambos implícitos). Estos métodos están detalladamente explicados en el trabajo desarrollado por (Parra, 1996). En el esquema de la diferencia finita central, se debe imponer la restricción, no necesaria en los otros dos métodos, de que el intervalo de tiempo Δt utilizado sea menor que el intervalo de tiempo crítico Δt_c para asegurar la estabilidad de la solución (método condicionalmente estable).

El costo de la integración, esto es el número de operaciones necesarias es directamente proporcional al número de intervalos de tiempo utilizados en la solución. Por lo tanto, la selección de un intervalo de tiempo apropiado es de fundamental importancia para la eficiencia del esquema numérico. Por un lado, el esquema de tiempo debe ser lo suficientemente pequeño para así obtener precisión en la solución; por otro, el intervalo de tiempo no debe ser menor de lo necesario. Dos conceptos fundamentales deben ser entonces

considerados para la selección del intervalo de tiempo: estabilidad y precisión de los esquemas de integración en el dominio del tiempo.

En el programa desarrollado en este trabajo fueron implementados dos esquemas de integración incondicionalmente estables, el método de Wilson θ (con $\theta = 1.4$) y el método de Newmark ($\delta = 1/2$ y $\alpha = 1/4$). El intervalo de tiempo de la discretización de las señales analógicas utilizadas en el procesamiento de los sismos peruanos es de 0.01 a 0.02, suficientes para garantizar resultados precisos de la integración.

3.4.6 Matriz de Masa

En el presente trabajo, fueron también utilizadas dos formulaciones existentes (matriz de masa consistente y matriz de masas concentradas) para la simulación de la distribución de la masa en los puntos nodales de los elementos finitos.

La matriz de masa consistente no requiere mayores consideraciones pues es obtenida directamente de la integración numérica de las ecuaciones resultantes que involucran a las fuerzas inerciales. Cabe solo recordar en este punto, que este tipo de matriz es generalmente evaluada utilizando un orden de integración de tres.

Las matrices de masas concentradas son también bastante populares por que se presentan bajo forma diagonal, permitiendo la utilización de algoritmos más simples y eficientes bajo punto de vista computacional. Existen varias sugerencias de diagonalización propuestas en la literatura, de entre las cuales el esquema HRZ (Cook, y Otros, 1989), se describen brevemente a continuación:

- (a) Calcular los coeficiente de la matriz de masa consistente.
- (b) Calcular la masa total m del elemento finito.
- (c) Calcular el número S , sumando los coeficientes de la diagonal principal asociados a los grados de libertad mutuamente paralelos.
- (d) Normalizar los coeficientes de una matriz diagonal (matriz de masas concentradas) multiplicando aquellas obtenidas en (a) por la relación m/s , de modo de preservar la masa total del elemento.

3.4.7 Amortiguamiento Variable

El amortiguamiento en los suelos depende del estado de deformaciones y, por lo tanto el valor de amortiguamiento utilizado en cada elemento finito debe estar basado en las deformaciones en él ocurridas (localmente).

Idriss y Otros (1973) sugirieron un procedimiento que permite la utilización, en el dominio del tiempo, de una razón de amortiguamiento individual para cada elemento, basado en la combinación lineal de las matrices de masa y de rigidez (esquema de Rayleigh).

$$[C]_q = \alpha_q [m]_q + \beta_q [k]_q \quad (3.43)$$

Donde $[C]_q$, $[m]_q$ y $[k]_q$ son las matrices de amortiguamiento, masa, rigidez respectivamente, para el elemento q ; α_q y β_q son parámetros dependientes del valor de amortiguamiento y de las características de rigidez del elemento.

$$\alpha_q = \varepsilon_q \omega_1 \quad (3.44)$$

$$\beta_q = \frac{\varepsilon_q}{\omega_1} \quad (3.45)$$

El valor de ε_q , que representa la razón de amortiguamiento en el elemento q , es escogido basado en el estado de deformaciones del elemento, ω_1 representa la frecuencia fundamental del sistema, obtenida a partir del conocimiento de los autovalores en un problema de vibración libre no amortiguada. La matriz de amortiguamiento global $[C]$, es obtenida mediante el proceso convencional de ensamblaje de matrices de los elementos empleados en el método de los elementos finitos.

CAPÍTULO 4

INGENIERÍA DEL SOFTWARE

4.1 GENERALIDADES

La ingeniería del software es una disciplina que integra métodos, herramientas y procedimientos para desarrollar técnica y ordenadamente software de computadoras. Considerando que el software GEOSOFT desarrollado debería cumplir los requerimientos de un software moderno, se ha diseñado dentro de los principios de la ingeniería del software que debido a la amplitud del tema, en el presente trabajo no se pretende abordarlo en detalle, pero si exponer conceptos importantes, que permita entender el software como producto y sus fases de desarrollo.

4.2 EL SOFTWARE

Conjunto de instrucciones traducida de la mente humana al lenguaje máquina que permite que la computadora realice un cierto proceso (trabajo lógico).

4.2.1 Importancia del Software

El software es importante por que es el mecanismo que nos permite utilizar y explotar las enormes capacidades de procesamiento, almacenamiento y potencial de cálculo que tienen las computadoras actualmente.

4.2.2 Características del Software

Para poder comprender lo que es el software y consecuentemente la ingeniería del software, es importante examinar las características del software que lo diferencian de otras cosas que los seres humanos podemos construir, por ejemplo el hardware.

4.2.2.1 El Software es un Producto Lógico y el Hardware un Producto Físico

Cuando se construye el hardware, el proceso creativo humano (análisis, diseño, construcción, prueba) se reduce finalmente a una forma física (pastillas, tarjeta de circuitos, fuentes de potencia etc.).

El software en cambio es un elemento lógico del sistema, en lugar de físico. Por tanto, el software tiene características considerablemente distintas a las del hardware.

4.2.2.2 El Software se Desarrolla y el Hardware se Fabrica

Aunque existe algunas similitudes entre el desarrollo del software y la construcción del hardware, ambas actividades son fundamentalmente diferentes. En ambas actividades la buena calidad se adquiere mediante un buen diseño, pero la fase de construcción del hardware puede introducir problemas de calidad que no existen en el software o son fácilmente corregibles. Ambas actividades dependen de las personas, pero la relación entre la gente dedicada al trabajo realizado es completamente diferente para el software. Ambas actividades requieren de la construcción de un producto pero los métodos son diferentes.

Los costos del software se encuentran en la ingeniería. Esto significa que los proyectos del software no se pueden gestionar como si fueran productos de fabricación.

4.2.2.3 El Software No Falla, Se Deteriora

Por defectos de diseño, de desarrollo en caso del software y de fabricación en el caso del hardware, pueden fallar durante las primeras etapas de sus vidas; una vez corregidos los defectos, la tasa de fallos cae hasta un nivel estacionario bastante bajo. Sin embargo, conforme pasa el tiempo, el hardware comienza a fallar, debido a que sus componentes sufren los efectos acumulativos de la suciedad, la vibración, los malos tratos, las temperaturas extremas y muchos otros males externos. En cambio al software no le afectan estos males externos, haciendo que la curva de fallos permanezca estacionaria. En cambio el software se va deteriorando debido a los cambios en el mantenimiento (corrección, adaptación y mejora).

Otro aspecto de ese deterioro ilustra la diferencia entre el hardware y el software. Cuando un componente del hardware se estropea, se sustituye por otra pieza de repuesto. No hay pieza de repuesto para el software. Cada fallo en el software indica un error en el diseño o en el proceso mediante el cual se tradujo el diseño al código de máquina ejecutable. Por tanto, el mantenimiento del software tiene una complejidad bastante mayor que la del mantenimiento del hardware.

4.2.2.4 La Mayoría del Software se Construye a Medida en vez de Ensamblar Componentes Existentes

Consideramos la forma en la que se diseña y se construye el hardware de control para un producto basado en microprocesador. El ingeniero de diseño construye un sencillo esquema de la circuitería digital, hace algún análisis fundamental para asegurar que se realiza la

función adecuada y va al catálogo de ventas de componentes digitales existentes. Cada circuito integrado frecuentemente llamado un CI o una pastilla tiene un número de piezas, una función definida y válida, una interfaz bien definida y un conjunto estándar de criterios de integración. Después de seleccionar cada componente, solicita la compra para luego ensamblarlo.

Por desgracia cuando se diseña el software no se dispone de esta comodidad que acabamos de describir. No existen todavía catálogos de componentes del software. Se puede comprar software ya desarrollado, pero solo como una unidad completa, no como componentes que pueden reensamblarse en nuevos programas. Aunque se ha escrito mucho sobre la reusabilidad del software, sólo estamos comenzando a ver las primeras implementaciones con éxito. El uso de cada vez más extendido de la programación orientada a objetos ha dado como resultado la creación de librerías del software y con ello esta situación está cambiando rápidamente.

4.2.3 Componentes del Software

El software de computadoras es información que existe en dos formas, componentes ejecutables en la máquina y componentes no ejecutables en la máquina. En este trabajo nos referimos solo al desarrollo de componentes ejecutables.

Los componentes ejecutables del software, se crean mediante una serie de traducciones que hacen corresponder los requisitos del problema, con un código ejecutable en la máquina. Se traduce un modelo de requisitos a un diseño, se traduce el diseño a una forma en un lenguaje que especifica las estructuras de datos, los atributos procedimentales y los requisitos que atañen al software, la forma en lenguajes es procesada por un traductor que los convierte en instrucciones ejecutables en la máquina.

Los componentes ejecutables del software se construyen mediante un lenguaje de programación que tiene un vocabulario limitado, una gramática definida explícitamente y reglas bien formadas de sintaxis y semántica. Las clases de lenguajes que se utilizan actualmente son: lenguajes de bajo nivel, lenguajes de nivel medio y lenguajes de alto nivel.

4.2.4 Aplicaciones del Software

El software se puede desarrollar para ser aplicado en cualquier situación en la que se haya definido previamente un conjunto específico de pasos procedimentales. Un software de

ingeniería por ejemplo, acepta datos que están en el orden predefinido, ejecuta algoritmos y produce los datos resultantes ya sea analítica o gráficamente. GEOSOFT es un ejemplo de ello.

4.2.5 Tipos de Software

Es difícil establecer categorías genéricas para las aplicaciones del software que sean significativas. Conforme aumenta las aplicaciones en las diferentes áreas del quehacer del hombre, es más difícil establecer compartimentos nítidamente separados. Aquí citamos algunos ejemplos de los tipos de software.

4.2.5.1 Software de Sistemas

Es un conjunto de programas que han sido desarrollados para servir a otros programas. Algunos programas de sistemas (por ejemplo: compiladores, editores, y utilidades de gestión de archivos) procesan estructuras de información complejas pero determinadas. Otras aplicaciones de sistemas (por ejemplo: ciertos componentes del sistema operativo, utilidades de manejo de periféricos, procesadores de telecomunicaciones) procesan datos en gran medida indeterminados. En cualquier caso, el área del software del sistema se caracteriza por una fuerte interacción con el hardware de la computadora; una gran utilización por múltiples usuarios; una operación concurrente que requiere una planificación, una compartición de recursos y una sofisticada gestión de procesos; una estructura de datos complejas y múltiples interfaces externas.

4.2.5.2 Software de Tiempo Real

El software que mide, analiza y controla sucesos del mundo real conforme ocurren, se denomina de tiempo real. Entre los elementos del software de tiempo real se incluyen: un componente de adquisición de datos que recolecta y da formato a la información recibida del entorno externo, un componente de análisis que transforma la información según lo requiera la aplicación, un componente de control/salida que responde al entorno externo y un componente de monitorización que coordina todos los demás componentes, de forma que puede mantenerse la respuesta en tiempo real (típicamente en el rango de 1 milisegundo a 1 minuto). Hay que notar que el término “tiempo real” tiene un significado diferente de “interactivo” o “ tiempo compartido”. Un sistema de tiempo real debe responder dentro de unas ligaduras estrictas de tiempo. El tiempo de respuesta de un sistema interactivo (o del tiempo compartido) puede ser normalmente sobrepasado sin que se produzca ningún desastre.

4.2.5.3 Software de Gestión

El procesamiento de información comercial constituye la mayor de las áreas de aplicación del software. Los “sistemas discretos” (por ejemplo: nóminas, cuentas de haberes/débitos, inventarios, etc.) han evolucionado hacia el software de sistemas de gestión (SIG), que accede a una o más bases de datos grandes que contiene información comercial. Las aplicaciones en esta área reestructuran los datos existentes en orden a facilitar las operaciones comerciales o gestionar la toma de decisiones. Además de las tareas convencionales de procesamiento de datos, las aplicaciones del software de gestión también realizan cálculo interactivo (por ejemplo: el procesamiento de transacciones en puntos de ventas).

4.2.5.4 Software de Ingeniería y Científico

Está caracterizado por los algoritmos de “manejo de números“. Las aplicaciones son muchas, sin embargo, las nuevas aplicaciones del área de ingeniería/ciencias se han alejado de los algoritmos numéricos convencionales. La programación orientado a objetos (POO), la aparición de lenguajes visuales como Visual C++, Visual Basic entre otros, hacen que el software de ingeniería sea cada vez más interactivo, siendo de especial interés para ello un diseño adecuado de la interfaz de usuario para la interacción hombre-máquina.

4.2.5.5 Software Empotrado

Los productos inteligentes se han convertido en algo común en casi todos los mercados de consumo e industriales. El software empotrado reside en memoria de solo lectura (ROM) y se utiliza para controlar productos y sistemas de los mercados industriales y de consumo. El software empotrado puede ejecutar funciones muy limitadas y curiosas (por ejemplo el control de las teclas de un horno de microondas) o suministrar una función significativa y con capacidad de control de la gasolina, indicaciones en el salpicadero, sistemas de frenado etc.

4.2.5.6 Software de Oficinas

El mercado de las computadoras personales ha surgido en las dos últimas décadas y con ello los softwares de oficina también se han desarrollado, como procesadores de textos, las hojas de cálculo, los gráficos por computadora, entretenimientos, gestión de base de datos, aplicaciones financieras, de negocios y redes o acceso a base de datos externos, son sólo algunos de los cientos de aplicaciones.

4.2.5.7 Software de Inteligencia Artificial

El software de inteligencia artificial hace uso de algoritmos no numéricos para resolver problemas complejos para los que no son adecuados el cálculo o el análisis directo. Actualmente, el área más activa de IA es la de los sistemas expertos, también llamados sistemas basados en el conocimiento. Otras áreas de aplicación para el software de IA es el conocimiento de patrones (imágenes y voz), la prueba de teoremas y juego. En los últimos años ha surgido una nueva rama del software de IA llamada redes neuronales artificiales. Una red neuronal simula la estructura de procesos del cerebro (las funciones de la neurona biológica) y a la larga puede llevar a una clase de software que pueda reconocer patrones complejos y comprender la experiencia pasada.

4.3 FASES DE DESARROLLO DEL SOFTWARE

El desarrollo del software implica el conocimiento de cinco fases genéricas y la aplicación de técnicas y métodos de la ingeniería del software apropiado en cada fase. Fase 1, análisis, en el que se debe conocer y entender el problema y su solución; fase 2, diseño, en el que traducimos el análisis del problema a una representación del software mediante modelos o prototipos; fase 3, implementación, en el que se codifica las representaciones de diseño en algún lenguaje de programación; fase 4, prueba del software, en el que se corrige algunos errores y se depura el código fuente; fase 5, mantenimiento, en el que se hace las mejoras del software.

4.3.1 Análisis del Proyecto de Software

La fase del análisis del proyecto de software es un proceso de entendimiento, modelamiento y especificación del problema.

4.3.1.1 Fundamentos del Análisis

La fase de análisis en la ingeniería del software, se fundamenta en cinco áreas de esfuerzo: reconocimiento del problema, evaluación de la complejidad y síntesis de solución, modelación, especificación de requisitos del software y revisión de la especificación, a continuación se describe de manera muy general, sin entrar en detalles cada una de estas áreas.

a) Reconocimiento del problema

El objetivo del análisis es reconocer los elementos básicos del problema tal como lo va a percibir el usuario final. Para tal fin, en el desarrollo del software implica estudiar el problema y consultar con los especialistas en la materia. Por ejemplo en el caso del software Geosoft desarrollado en este trabajo para el análisis esfuerzo-deformación de estructuras geotécnicas, no hubiera sido posible sin la asesoría de especialistas en la Ingeniería Geotécnica.

b) Evaluación del problema y síntesis de solución

El encargado del desarrollo del software debe evaluar el flujo y la estructura de la información que va manejar, definir y evaluar todas las posibles funciones que van a conformar el software, entender el comportamiento que va a tener el programa. Cada una de estas tareas sirve para describir el problema de forma que puede satisfacerse un enfoque o solución global.

El análisis se debe centrar básicamente en el “que” y no en el “como”, es decir ¿qué datos consume y produce el software?, ¿qué funciones debe realizar?, ¿qué interfaces están definidas? y ¿qué restricciones o limitaciones se tiene?.

c) Modelación del problema

Durante la evaluación y la síntesis de la solución del problema el analista crea modelos del sistema, en un esfuerzo por entender mejor el flujo de datos y de control, el procesamiento funcional, el comportamiento en operación y el contenido de la información. El modelo servirá de pilar para el diseño del software y como base para la creación de una especificación del software.

d) Especificación de requisitos

El programador proporciona una representación del software que puede ser revisada y mejorada, y en caso de que se desarrolle el software para algún cliente, ésta puede ser aprobada o no.

e) Revisión de la especificación

La revisión de la especificación de requisitos, sirve para introducir mejoras, produciéndose modificaciones en las funciones o en la representación de información.

4.3.1.2 Métodos de Análisis

En las últimas décadas se han desarrollado varias metodologías de análisis y especificación del software. Los investigadores han identificado los problemas y sus causas y han desarrollado reglas y procedimientos para resolverlos. Estos métodos de análisis son: análisis orientado a estructura de datos, análisis orientado a objetos y otras técnicas alternativas de análisis.

No es el propósito de este trabajo describir en detalle la ingeniería del software, por tanto no vamos a detallar los métodos, pero si decir que cada método de análisis tiene una notación y un punto de vista único, sin embargo todos los métodos de análisis están relacionados por un conjunto de principios fundamentales que se describe a continuación.

- a) Se debe representar y comprender el ámbito de información del problema.
- b) Se debe desarrollar los modelos que representan la información, y el comportamiento del software.
- c) Se debe subdividir los modelos y el problema para que se descubran los detalles de una manera progresiva o jerárquica.
- d) El proceso de análisis debe ir de la información esencial hacia el detalle de la implementación.

4.3.2 Diseño del Software

El diseño es el segundo paso en el desarrollo del software, (Pressman, 1993) define el diseño como el proceso de aplicar distintas técnicas y principios con el propósito de definir un dispositivo, proceso o sistema, con los eficientes detalles como para producir su realización física. Ello implica que el objetivo del diseño es un modelo o representación que se construirá más adelante.

4.3.2.1 Fundamentos del Diseño

En las últimas décadas se han establecido conjuntos de conceptos fundamentales para el diseño del software. Todos proporcionan al diseñador del software una base sobre la que pueden aplicarse metodologías de diseño más o menos sofisticadas. Dentro del contexto del diseño, se lleva a cabo varias actividades diferentes: diseño de datos, diseño de la arquitectura del software o módulos, diseño procedimental y diseño de la interfaz que en este trabajo describimos sin entrar en detalles.

a) Diseño de Datos

El diseño de datos es la primera de las actividades realizadas, durante la fase de diseño del software. El impacto de la estructura de datos sobre la estructura del programa y la complejidad procedimientos hace que el diseño de datos tenga una gran influencia en la calidad del software.

b) Diseño Arquitectónico o Modular

El objetivo principal del diseño arquitectónico es desarrollar un programa modular y representar las relaciones de control entre módulos. Además el diseño arquitectónico mezcla la estructura del programa y la estructura de datos y define las interfaces que facilitan el flujo de datos a lo largo del programa.

c) Diseño Procedimental

El diseño procedimental se realiza después de que se ha establecido la estructura del programa y de los datos. Se especifican los procedimientos que definen los algoritmos; utilizándose para ello la programación estructurada, notaciones gráficas (diagramas de flujo, diagramas de cajas), notaciones tabulares, etc.

d) Diseño de la Interfaz

La interacción Hombre-Máquina, comúnmente llamado “interfaz de usuario”, es la puerta hacia aplicaciones de software interactivas. El diseño de interfaz requiere el conocimiento tanto de factores humanos como tecnologías disponibles.

En los primeros días de las computadoras (antes de las pantallas gráficas, mouse, etc.) la única forma realista de comunicación hombre máquina era conducida textualmente mediante ordenes, pregunta y respuestas tal como indica el siguiente cuadro de textos:

```
C:\>prgcalculos.exe
Ingrese el nombre de archivo de datos?_
Desea ver los resultados por pantalla (S/N)_
```

Aunque estas cadenas de ordenes y preguntas eran muy concisas, el proceso era muy propenso a errores.

Una variante o una mejora de la interfaz de ordenes y preguntas es la interfaz de un menú simple en el que se presentaba al usuario una lista de opciones y la decisión apropiada se seleccionaba mediante la introducción de un código tal como indica el siguiente cuadro de texto.

<p>Elija la opción deseada:</p> <p>1=Introducir datos por teclado 2=Leer datos desde un archivo 3=Realizar tarea 1 4=Realizar tarea 2 5=Visualizar resultados por pantalla 6=Generar resultado en archivo 7=Otras opciones 8=Salir</p> <p>Seleccionar opción?_</p>

Este simple menú ofrece al usuario un contexto global y menos posibilidades de cometer errores que el formato línea de ordenes, pero su uso puede llegar a ser tedioso, por ejemplo la opción 7 en el ejemplo anterior implica que puede optar por opciones adicionales. El usuario no puede ir directamente a otra opción deseada y esto puede ser frustrante para el usuario.

A medida que el hardware se ha hecho más eficiente y los programadores han aprendido más sobre factores humanos y su impacto en el diseño de la interfaz, han ido aprendiendo las modernas interfaces orientadas a ventanas con opción de señalar y elegir. Esto es lo que se conoce con el nombre de interfaz de “tercera generación” y sus ventajas son las siguientes:

- Se puede visualizar diferente tipo de información simultáneamente, permitiendo al usuario cambiar de contexto. Las ventanas permiten al usuario realizar muchas tareas de comunicación, sin llegar a la frustración.
- El esquema de menú desplegable permiten realizar muchas tareas interactivas diferentes. Estos menús permiten al usuario tareas de control y diálogo de forma sencilla.

- La utilización de íconos gráficos, menús desplegable, botones y técnicas de presentación continúan reduciendo el número de pulsaciones en el teclado. Esto supone un aumento en la eficiencia, especialmente de aquellos con poca experiencia en la mecanografía.

El software GEOSOFT desarrollado en el presenta trabajo, ha sido diseñado con todos los atributos de diseño de interfaces de tercera generación.

4.3.2.2 Métodos de Diseño

Para llevar a cabo el diseño de un software, tal como se describe en fundamentos de diseño, existen diferentes metodologías, que en este trabajo simplemente se mencionan sin entrar en detalles, debido a la amplitud del tema:

- Diseño orientado a flujo de datos.
- Diseño orientado a estructuras de datos.
- Diseño orientado a objetos.

4.3.3 Codificación

La fase de codificación en la ingeniería del software es un proceso de traducción. Se traduce el diseño detallado mediante instrucciones en un lenguaje de programación, para luego ser traducido automáticamente por el compilador estas instrucciones a lenguaje de máquina. Las características técnicas de un lenguaje de programación afecta a la facilidad de traducción del diseño, al esfuerzo requerido para la prueba y el mantenimiento del software. Estas características se pueden aplicar a los lenguajes de programación que se encuentran en una de las cuatro generaciones de lenguajes.

4.3.4 Prueba

La importancia de la prueba del software y sus implicaciones en la calidad o fiabilidad del software no se pueden pasar por alto.

La prueba del software, implica una revisión final de las especificaciones, del diseño y de la codificación.

4.3.5 Mantenimiento del Software

El mantenimiento del software se centra al cambio que va asociado a la corrección de errores, a las adaptaciones requeridas por la evolución del entorno del software y a las modificaciones debidas a los cambios de los requisitos del usuario dirigidos a reforzar o ampliar el sistema. La fase de mantenimiento vuelve aplicar los pasos de las fases de definición y de desarrollo, pero en el contexto del software ya existente. Durante la fase de mantenimiento se encuentra tres tipos de cambios: corrección, adaptación y mejora.

4.3.5.1 Corrección

Aún después de haber llevado a cabo las mejores actividades de garantía de calidad, es muy probable que el cliente descubra defectos en el software. El mantenimiento correctivo cambia el software para corregir los defectos.

4.3.5.2 Adaptación

Con el paso del tiempo es probable que cambie el entorno original (por ejemplo, el CPU, el sistema operativo, los periféricos) para el cual el software fue desarrollando. El mantenimiento adaptativo consiste en modificar el software para acomodarlo a los cambios de su entorno externo.

4.3.5.3 Mejora

Conforme se utilice el software el cliente o usuario puede descubrir funciones adicionales cuya incorporación en el software podría ser de utilidad, es decir en este caso el mantenimiento del software amplía más allá de los requisitos funcionales originales.

4.4 DESARROLLO DEL SOFTWARE GEOSOFT

GEOSOFT ha sido desarrollado dentro de los parámetros de la ingeniería del software cuyo resumen se presenta en este capítulo, sin embargo no es el propósito de este trabajo presentar todo el desarrollo en detalle por la amplitud que ello implica.

4.4.1 Análisis para el Desarrollo de GEOSOFT

Los análisis realizado para el desarrollo del software Geosoft, han sido orientados al análisis del problema, análisis de requerimientos y análisis de herramientas de desarrollo.

4.4.1.1 Análisis del Problema

El análisis realizado con la finalidad de entender la naturaleza y la complejidad del problema son fundamentados en los capítulos dos y tres del presente trabajo, en el que se analiza el comportamiento estático y dinámico de estructuras geotécnicas, así como el modelamiento geométrico y numérico de los mismos, para el análisis con el método de elementos finitos.

4.4.1.2 Análisis de Requerimientos

El análisis de requerimientos planteados para el desarrollado de Geosoft son básicamente referentes: al hardware, software, datos y requerimientos funcionales que debía incorporarse para que Geosoft cumpla con el objetivo.

a) Requerimientos de Hardware

Debido a que el software requiere procesar mucha información se requiere tener una computadora con las siguientes características mínimas:

- Procesador Pentium de 200 Mhz o superior
- Memoria RAM: 32 MB como mínimo
- Espacio disponible en el disco duro: 20 MB como mínimo
- Monitor VGA o SVGA
- Teclado
- Mouse.

b) Requerimiento de Software

En cuanto a requerimientos de software, Geosoft solamente requeriría del sistema operativo Windows 95 o versiones posteriores para su ejecución, sin embargo siguiendo uno de los principios de la Ingeniería del Software, que es la re-utilización de códigos o programas de libre distribución, Geosoft incorpora como herramientas un pre-procesador gráfico MTOOL y un post-procesador gráfico MVIEW que permiten discretizar la estructura y visualizar resultados gráficamente, ambos desarrollados en la Pontificia Universidad Católica de Rio de Janeiro, Brasil.

c) Requerimiento de Datos

En cuanto a requerimiento de datos se planteo que Geosoft debía crear y administrar sus propios datos creados, sin necesidad de importar o exportar datos para con otros programas similares. Asimismo para llevar acabo el análisis dinámico se requería datos del registro de aceleraciones de sismos ocurridos.

d) Requerimientos Funcionales

Para que Geosoft cumpla con el objetivo de un adecuado funcionamiento así como facilidad de manejo para el usuario, además de hacer el procesamiento numérico debía incorporar las siguientes opciones:

- En control del programa deberá ser mediante opciones de menús desplegables.
- Ingreso de datos debe realizarse mediante tablas y selección de opciones distribuidas en diferentes objetos (ventana).
- Un editor de textos para mostrar datos de ingreso, resultados del análisis y administrar cualquier archivo de textos.
- Un editor gráfico para visualizar e imprimir la malla de elementos finitos, nudos, elementos y capas.
- Un editor gráfico para visualizar e imprimir el acelerograma del registro sísmico.
- Un pre-procesador gráfico para la generación de la malla de elementos finitos
- Un post-procesador gráfico para visualización gráfica de resultado.

4.4.1.3 Análisis de Herramientas de Desarrollo

Debido a que en la actualidad existen lenguajes visuales como Visual Basic y Visual C++ se analizó las ventajas y desventajas de estos lenguajes de programación que luego de comparar con los requerimientos del software a desarrollar Tabla N° 4.1, se optó por Visual Basic. Cabe indicar que estas comparaciones se hicieron con las versiones 4.0 de ambos lenguajes de programación.

TAREAS	Visual Basic	Visual C++	Requerimientos
Nivel del Lenguaje	Alto	Medio	-
Manejo de memoria	No	Si	-
Manejo de Punteros	No	Si	-
Escritura de textos Verticales	No	Si	No
Manejo de Objetos Definidos	Si	Si	Si
Permite Crear Recursos	No	Si	No
Creación de Objetos	No	Si	No
Velocidad de Compilación	Lenta	Rápida	Rápida
Rapidez de Procesamiento	Lenta	Rápida	-
Operaciones a nivel de Bits	No	Si	No
Facilidad de Manejo	Si	No	Si

Tabla N° 4.1: Comparación de lenguajes y los requerimientos del software a desarrollar.

4.4.2 Diseño de GEOSOFT

En el desarrollo de Geosoft se llevó a cabo el diseño de datos, de módulos, de sub programas y el diseño de la interfaz de usuario.

4.4.2.1 Diseño de Datos

El diseño de datos en el desarrollo de Geosoft ha sido orientado básicamente en el diseño de datos estructurados y orientados a objetos.

Los datos estructurados diseñados según las necesidades del software Geosoft hacen en total nueve paginas de codificación, en el Listado N° 4.1 presenta la definición de algunos de los datos estructurados.

Los principales objetos utilizados en el desarrollo de Geosoft son del tipo ventanas, tablas, botones de comandos, botones de opciones, barras de desplazamientos, cuadro de textos, lista de textos, lista de imágenes, etiquetas de textos, botón de opciones, menús, etc. Se ha utilizado un total de 38 objetos ventana de los cuales son 1 ventana principal o padre 22 ventanas secundarias o hijos y 15 ventanas modales. En el Listado N° 4.2 se presenta la codificación que define un objeto ventana muy simple que permite visualizar los materiales que conforman la estructura y en la figura N° 4.1 se visualiza gráficamente el objeto ventana junto con objeto tabla y objetos botón.

```
Type Sismos
'Archivo As Archivos
'titulo As String * 80
'subtitulo As String * 80
numDatos As Long
numLNoLeidas As Integer
formato As String * 15
factConversion As Single
dt As Single
duracion As Single
da As Single
acel(1 To 7000) As Single
amax As Single
amin As Single
dataIni As Long
dataFin As Long
factAcelMax As Single
coefAcelMax As Single
End Type
```

```
Type ElementoT3
id As Integer
nudo(1 To 4) As Integer
Ycg As Single
Zcg As Single
material As Integer
End Type
```

```
Type ElementoQ4
id As Integer
nudo(1 To 5) As Integer
Ycg As Single
Zcg As Single
material As Integer
End Type
```

```
Type ParamHip
Rf As Single
Kb As Single
m As Single
k As Single
n As Single
Kur As Single
C As Single
O As Single
Oo As Single
dO As Single
End Type
```

Listado N° 4.1: Definición de algunos datos estructurados.

```
Object = "{A8B3B723-0B5A-101B-B22E-00AA0037B2FC}#1.0#0"; "GRID32.OCX"
```

```
Begin VB.Form frmMaterial
```

```
BorderStyle = 3 'Fixed Dialog
```

```
Caption = "Materiales"
```

```
ClientHeight = 2610
```

```
ClientLeft = 1770
```

```
ClientTop = 1830
```

```
ClientWidth = 4410
```

```
LinkTopic = "Form1"
```

```
LockControls = -1 'True
```

```
MaxButton = 0 'False
```

```
MDIChild = -1 'True
```

```
MinButton = 0 'False
```

```
PaletteMode = 1 'UseZOrder
```

```
ScaleHeight = 2610
```

```
ScaleWidth = 4410
```

```
ShowInTaskbar = 0 'False
```

```
Begin VB.CommandButton cmdCancelar
```

```
Caption = "Cancelar"
```

```
Height = 324
```

```
Left = 2790
```

```
TabIndex = 4
```

```
Top = 2145
```

```
Width = 1100
```

```
End
```

```
Begin VB.CommandButton cmdAceptar
```

```
Caption = "Aceptar"
```

```
Height = 348
```

```
Left = 480
```

```
TabIndex = 3
```

```
Top = 2145
```

```
Width = 1100
```

```
End
```

```
Begin VB.TextBox txtNMaterial
```

```
Enabled = 0 'False
```

```
Height = 288
```

```
Left = 1560
```

```
Locked = -1 'True
```

```
MaxLength = 2
```

```
TabIndex = 1
```

```
Text = "0"
```

```
Top = 105
```

```
Width = 1000
```

```
End
```

```
Begin MSGrid.Grid grdMaterial
```

```
Height = 1500
```

```
Left = 225
```

```
TabIndex = 2
```

Continua>>

```

Top      = 480
Width    = 3990
_Version = 65536
_ExtentX = 7038
_ExtentY = 2646
_StockProps = 77
BackColor = -2147483643
Rows     = 6
MouseIcon = "MATERIAL.frx":0000

```

```
End
```

```
Begin VB.Label Label1
```

```

AutoSize = -1 'True
Caption   = "N° de Materiales"
Height    = 195
Left      = 240
TabIndex = 0
Top       = 120
Width     = 1170

```

```
End
```

```
End
```

```

Attribute VB_Name = "frmMaterial"
Attribute VB_GlobalNameSpace = False
Attribute VB_Creatable = False
Attribute VB_PredeclaredId = True
Attribute VB_Exposed = False
Option Explicit

```

```
Private Sub cmdAceptar_Click()
```

```
    frmMaterial.Hide
```

```
End Sub
```

```
Private Sub cmdCancelar_Click()
```

```
    frmMaterial.Hide
```

```
End Sub
```

```
Private Sub Form_Activate()
```

```
    Dim i As Integer
```

```
    txtNMaterial.Text = CStr(numero.material)
```

```
    grdMaterial.Rows = numero.material + 1 ' Define el Numero de Filas
```

```
    If numero.material > 0 Then
```

```
        grdMaterial.FixedRows = 1
```

```
    End If
```

```
Continua>>
```

Listado N° 4.2: Codificación del objeto ventana para gestión de materiales.

```

'Rellena datos en la tabla de Materiales
For i = 1 To numero.material
    grdMaterial.Row = i
    grdMaterial.FixedRows = 1
End If

'Rellena datos en la tabla de Materiales
For i = 1 To numero.material
    grdMaterial.Row = i
    grdMaterial.Col = 0
    grdMaterial.Text = CStr(material(i).id)
    grdMaterial.Col = 1
    grdMaterial.Text = material(i).Nombre
Next

End Sub

Private Sub Form_Load()

    Dim i As Integer

    AnchoCelda = 80 * pixelX
    AltoCelda = 15 * PixelY

    grdMaterial.ColWidth(0) = 0.5 * AnchoCelda
    grdMaterial.ColWidth(1) = 2.75 * AnchoCelda

    For i = 0 To 1
        grdMaterial.FixedAlignment(i) = 2
    Next

    For i = 1 To 1
        grdMaterial.ColAlignment(i) = 2
    Next

    grdMaterial.Col = 0

    grdMaterial.Row = 0
    grdMaterial.Text = "Nº"

    grdMaterial.Col = 1
    grdMaterial.Text = "Material(es)"

End Sub

```

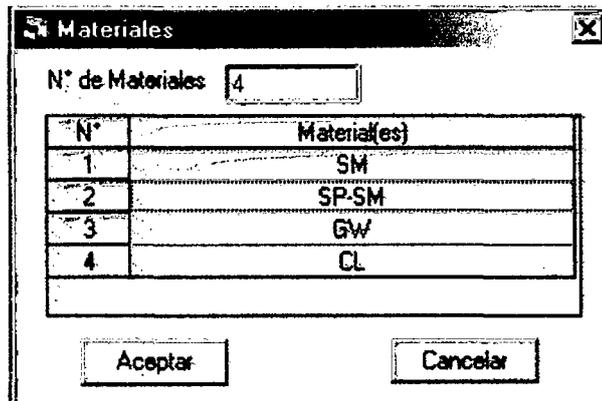


Figura N° 4.1: Visualización gráfica del objeto ventana, tabla y botones.

4.4.2.2 Diseño de la Arquitectura

La arquitectura de Geosoft está conformada por un total de 54 módulos, todos diseñados de tal manera que los módulos sean independientes en lo posible, realizando tareas sin tener que acceder a otros módulos. En la figura 4.2 se muestra el módulo principal y el módulo general y la interacción entre algunos de sus procedimientos:

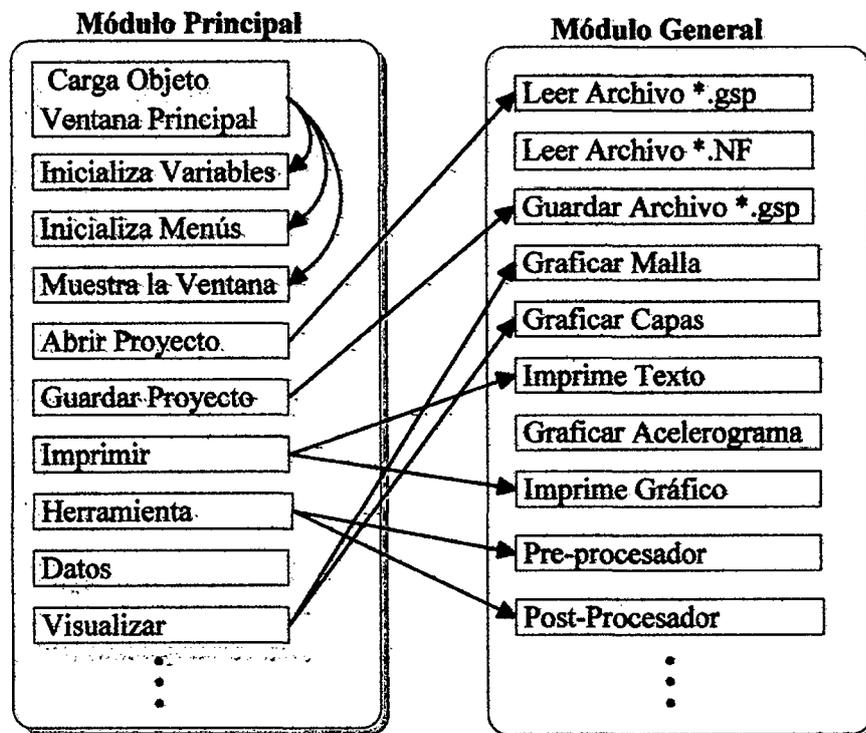


Figura N° 4.2: Esquema de interacción entre dos módulos.

4.4.2.3 Diseño Procedimental

El diseño de sub programas (procedimientos o funciones) se ha diseñado de tal forma que los sub programas que se agrupan dentro de un módulo son necesarios para conseguir los objetivos del módulo y que además están estrechamente relacionados, y que la mayor interacción entre procedimientos se da dentro de un mismo módulo, minimizando así la interacción entre módulos. Los sub programas que son llamados de módulos diferentes son agrupados dentro del módulo general.

4.4.2.4 Diseño de la Interfaz de Usuario

En el diseño de la interfaz de usuario del software Geosoft para la interacción Hombre-Máquina se ha seguido el diseño descendente, en las figuras 4.3 y 4.4 se presenta los esquemas de diseño de primer y según nivel; en la figura N° 4.5 se presenta el diseño final de la interfaz de usuario del software Geosoft para la interacción hombre maquina.

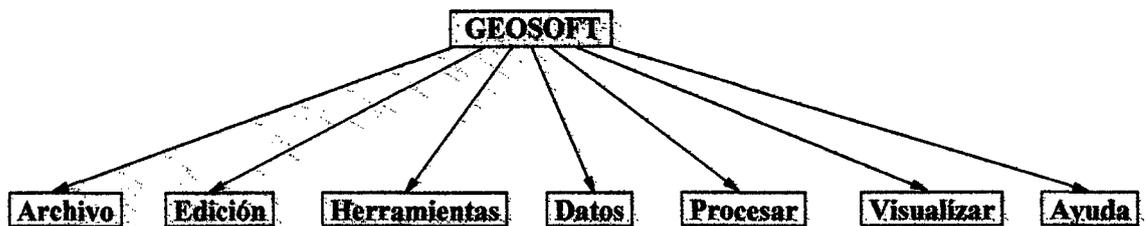


Figura 4.3: Esquema de diseño descendente para el interfaz de usuario en primer nivel.

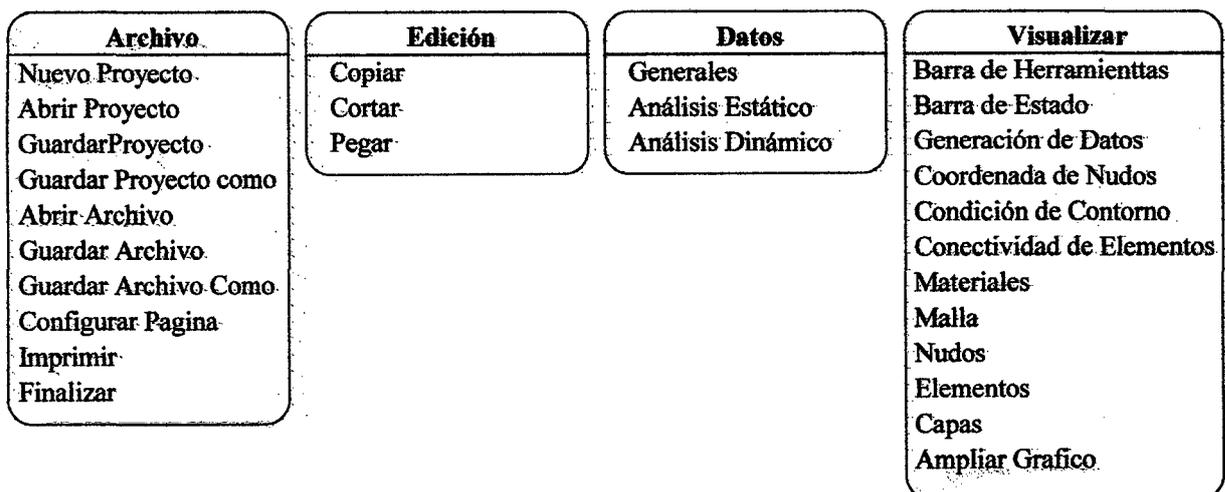


Figura N° 4.4: Esquema de diseño de la interfaz de usuario en segundo nivel de las diferentes opciones del primer nivel.

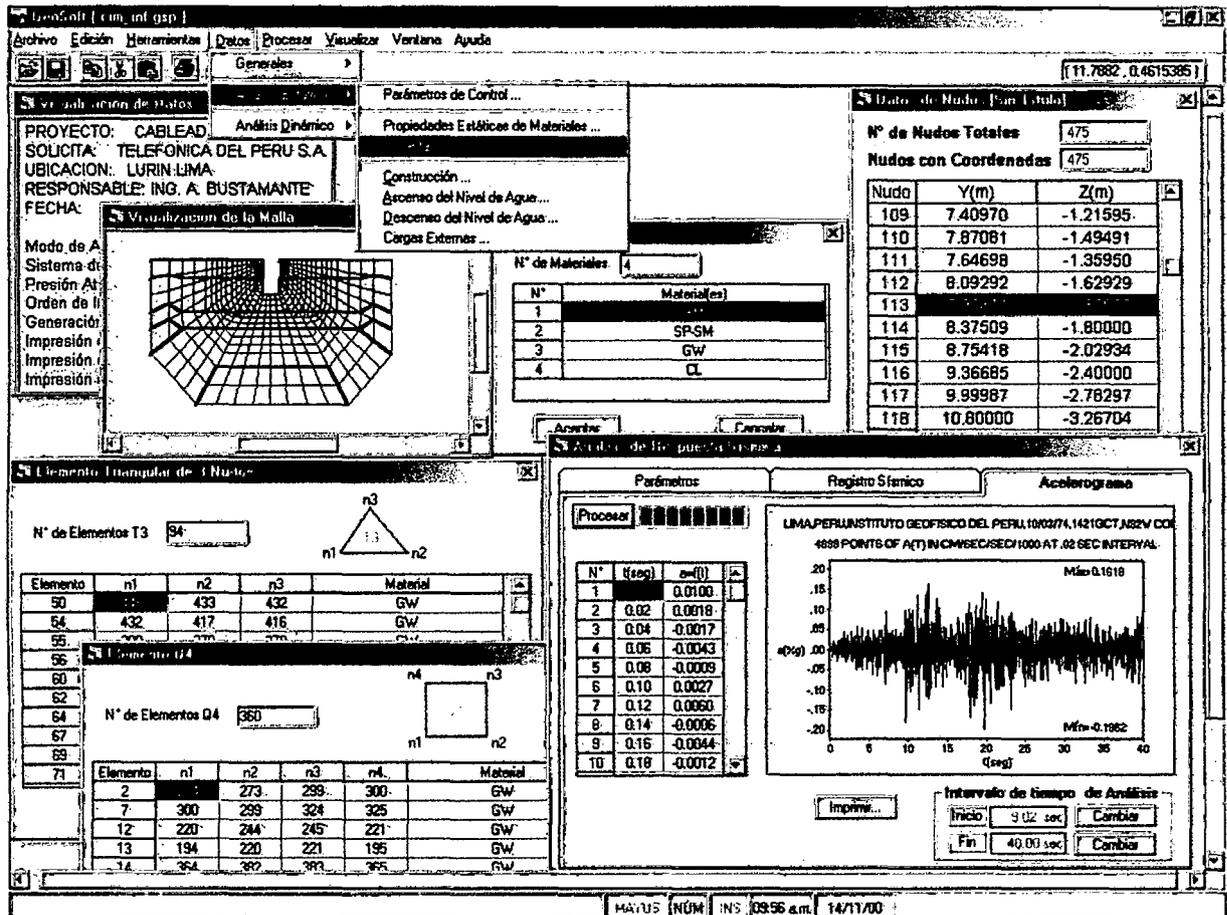


Figura N.º 4.5: Diseño final de la interfaz de usuario.

4.4.3. Codificación de GEOSOFFT

La codificación del software Geosoft es realizada en Visual Basic, debido a que la codificación supera los 2000 paginas, se presenta a manera de ejemplo en el Listado N.º 4.3 la codificación del procedimiento que define las cargas externas en una estructura geotécnica.

```

\*****\
* PROYECTO      : GEOSOFT      *
* MODULO        : Carga Externa *
* CODIFICADO POR : C.P.M..     *
* DERECHOS      : Reservados   *
* CREAC/MODIF   : Jul-99 / Mayo-2000 *
* DESCRIPCION   : Procedimiento para el evento DropDown *
* USO           : Limitado solo para GEOSOFT *
\*****/

Private Sub cmbCargaExt_DropDown()
    Dim i As Integer
    'Codificacion para definir N° de Cargas
    cargaExt(cargaExtID).numCargas = cmbNCargas.ListIndex
    'Codificacion para definir las cargas
    carga = cmbCarga.ListIndex
    cargaExt(cargaExtID).carga.numCPuntuales(carga) = cmbNCPuntuales.ListIndex
    For i = 1 To cargaExt(cargaExtID).carga.numCPuntuales(carga)
        grdCPuntuales.Row = i
        grdCPuntuales.Col = 1
        cargaExt(cargaExtID).carga.nudo(carga, i) = CInt(grdCPuntuales.Text)
        grdCPuntuales.Col = 2
        cargaExt(cargaExtID).carga.Fy(carga, i) = CSng(grdCPuntuales.Text)
        grdCPuntuales.Col = 3
        cargaExt(cargaExtID).carga.Fz(carga, i) = CSng(grdCPuntuales.Text)
    Next
    cargaExt(cargaExtID).carga.numCDistribuidas(carga) = cmbNCDistribuidas.ListIndex
    For i = 1 To cargaExt(cargaExtID).carga.numCDistribuidas(carga)
        grdCDistribuidas.Row = i
        grdCDistribuidas.Col = 1
        cargaExt(cargaExtID).carga.nudoI(carga, i) = CInt(grdCDistribuidas.Text)
        grdCDistribuidas.Col = 2
        cargaExt(cargaExtID).carga.nudoJ(carga, i) = CInt(grdCDistribuidas.Text)
        grdCDistribuidas.Col = 3
        cargaExt(cargaExtID).carga.nudoK(carga, i) = CInt(grdCDistribuidas.Text)
        grdCDistribuidas.Col = 4
        cargaExt(cargaExtID).carga.Qi(carga, i) = CSng(grdCDistribuidas.Text)
        grdCDistribuidas.Col = 5
        cargaExt(cargaExtID).carga.Qj(carga, i) = CSng(grdCDistribuidas.Text)
        grdCDistribuidas.Col = 6
        cargaExt(cargaExtID).carga.Qk(carga, i) = CSng(grdCDistribuidas.Text)
    Next
End Sub

```

Listado N° 4.3: Codificación del procedimiento que define las cargas externas.

4.4.4 Prueba del Software GEOSOFT

La prueba del software se llevó a cabo mediante la aplicación a problemas reales, en este caso el análisis de diferentes depósitos de relave efectuados por el CIMID-UNI. Estos análisis permitieron corregir y mejorar una serie de errores y deficiencias.

4.4.5 Mantenimiento del Software GEOSOFT

Dentro del mantenimiento del software GEOSOFT se hizo muchas correcciones de errores y deficiencias que presentaba al momento de usarlo para las primeras aplicaciones.

Asimismo, GEOSOFT ha sido mejorado en muchos aspectos, gracias a sugerencia de usuarios y necesidades que han ido presentándose, entre las más importantes tenemos: visualización e impresión gráfica de las capas definidas de la estructura, rediseño en la interfaz del usuario y la incorporación de opciones como herramienta en la que se implementa el procedimiento para determinar los parámetros hiperbólicos del suelo a partir del ensayo triaxial de laboratorio.

CAPÍTULO 5

APLICACIONES DEL SOFTWARE GEOSOFT

5.1 ANÁLISIS DE UN DEPÓSITO DE RELAVE

5.1.1 Ubicación y Descripción del Proyecto

El proyecto se encuentra ubicado en la sierra norte del Perú a una elevación promedio de 3920 m.s.n.m. El depósito será construido para almacenar relaves obtenidos por procesos metalúrgicos conocidos como cianuración.

El depósito será construido sobre un depósito de relave antiguo existente, habiéndose analizado dos alternativas para su crecimiento: aguas abajo y aguas arriba. Los parámetros de los materiales de relave han sido obtenidos a partir de ensayos triaxiales consolidados drenados (CD), mientras que para los otros materiales granulares, estos parámetros han sido estimados a partir de la experiencia en el análisis de estructuras similares realizadas por el CISMID y también a partir de valores publicados en la literatura técnica existente.

El dique del depósito será construido de relave grueso proveniente del cicloneo de los relaves de flotación. El interior del depósito será revestido con una geomembrana HDPE de 1 mm para prevenir la infiltración del agua cianurada, evitando así, efectos altamente contaminantes en la quebrada aguas abajo.

La investigación geotécnica consistió en la ejecución de perforaciones con ensayos de penetración estándar, toma de muestras disturbadas y ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos. Además, según el estudio de peligro sísmico realizado por CISMID (1997) en la zona del proyecto, la máxima aceleración estimada para un periodo de retorno de 500 es de 0.30g.

5.1.2 Información Topográfica

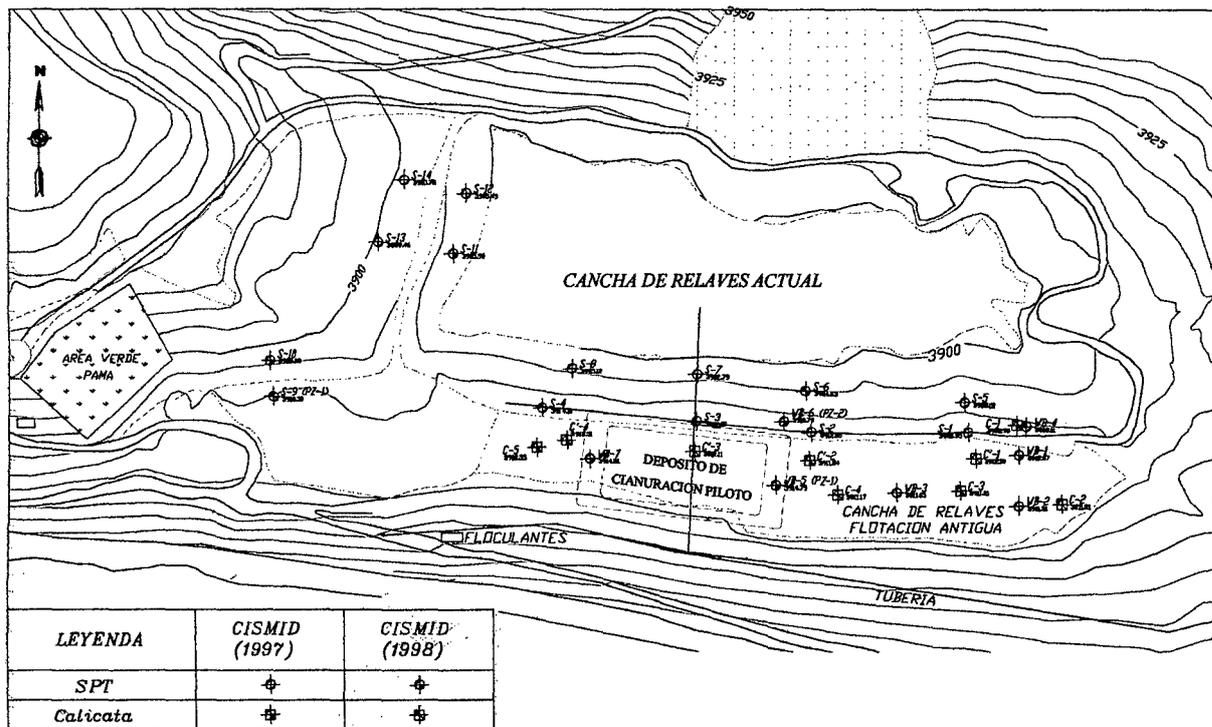


Figura N° 5.1: Plano topográfico de la zona.

5.1.3 Perfil y Zonificación Geotécnica

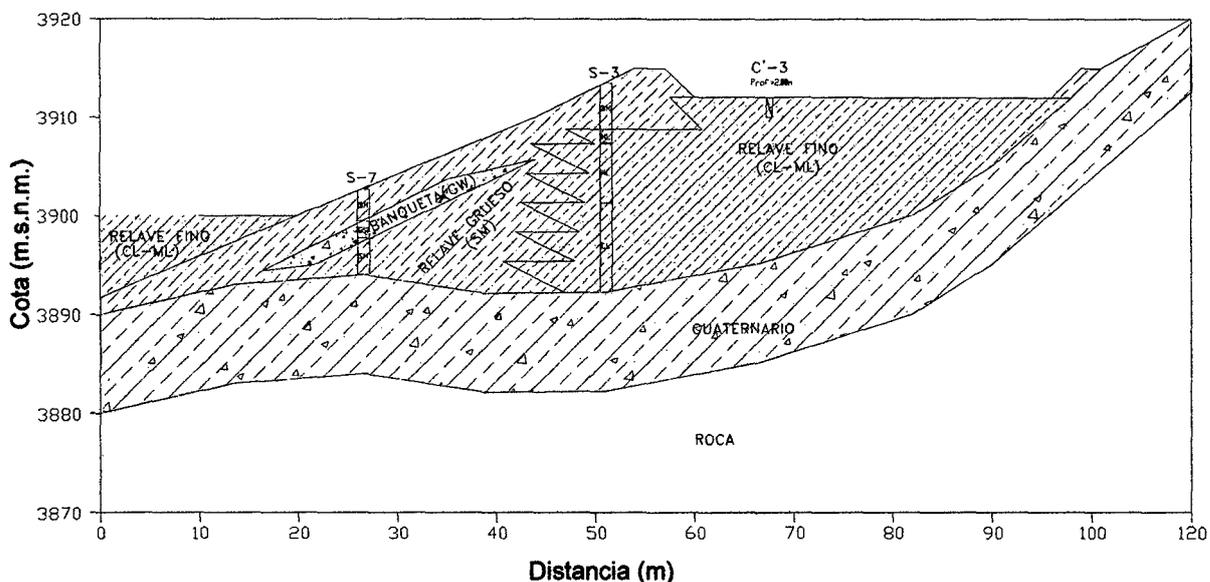


Figura N° 5.2: Perfil y Zonificación del depósito de Relaves Antiguo sobre el cual se construirá en Nuevo Depósito.

5.1.4 Propiedades Estáticas y Parámetros Hiperbólicos de los Materiales

Material	SUCS	γ (T/m ²)	γ_{sat} (T/m ²)	K_o	C (T/m ²)	ϕ_o (°)	$\Delta\phi$ (°)	Rf	K	Kur	n	Kb	m
Relave Grueso	SM	1.6	1.9	0.5	0	30	0.7	0.7	260	0	0.65	150	0.22
Relave Fino Antiguo	CL-ML	1.4	1.8	0.5	1	25	7	0.7	95	0	0.43	40	0.3
Relave Fino Nuevo	CL-ML	1.4	1.8	0.5	0	15	7	0.7	95	0	0.43	40	0.3
Relave Fino Cianur.		1.6	2	0.5	1	25	7	0.7	95	0	0.43	40	0.3
Cuaternario	GM	1.8	2.1	0.7	3	32	0	0.6	210	0	0.51	100	0.34
Banqueta	GW	2	2.2	0.8	0	34	0	0.8	420	0	0.5	125	0.3

5.1.5 Propiedades Dinámicas de los Materiales

Material	Densidad	Módulo de Poisson	$K_{2\ max}$
Relave Grueso	2.0	0.38	45
Relave Fino Antiguo	1.5	0.40	35
Relave Fino Nuevo	1.5	0.40	30
Rel Fino Cianuración	2.0	0.40	30
Banqueta	2.2	0.35	130
Suelo Cuaternario	1.9	0.39	100

5.1.6 Información del Sismo

Se utiliza como dato el registro sísmico del terremoto de Lima de año 74, el cual será normalizado a 0.30g según el estudio de peligro sísmico.

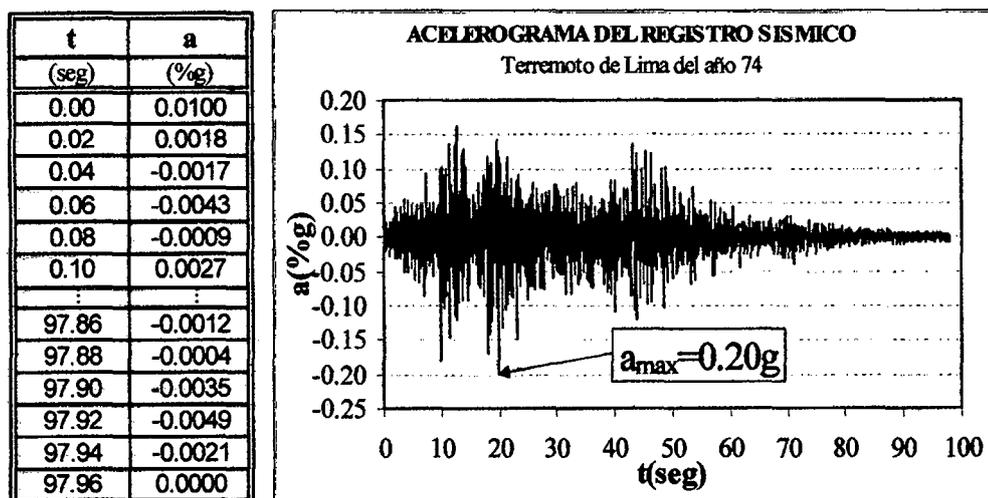


Figura N° 5.3: Registro de aceleraciones del terremoto de Lima del año 1974.

5.1.7 Crecimientos Projectados del Depósito

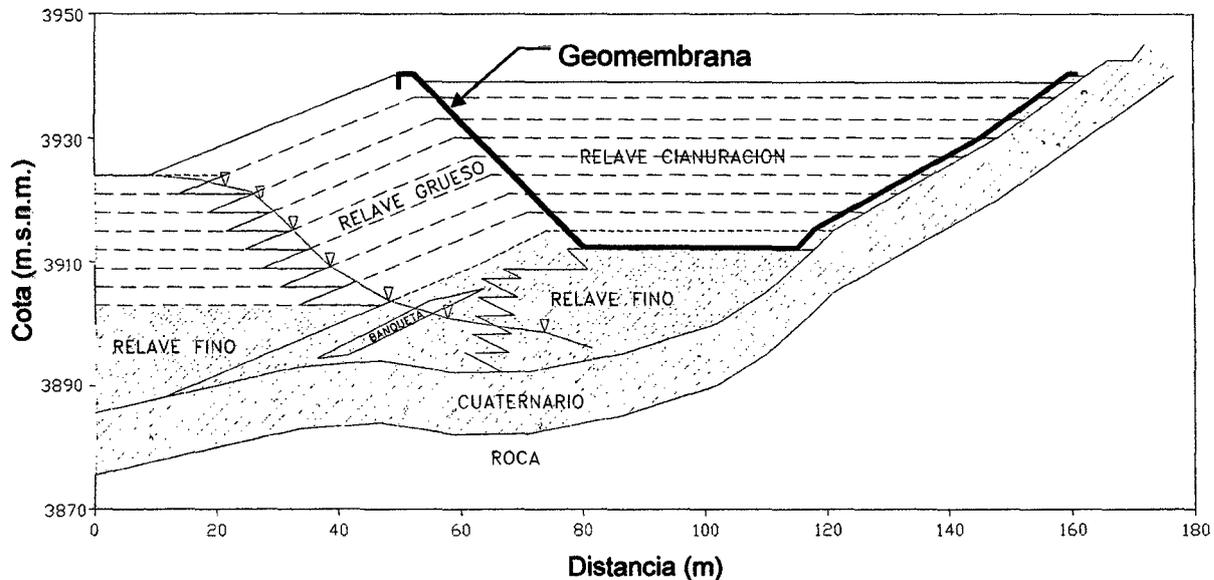


Figura N° 5.4: Crecimiento aguas abajo.

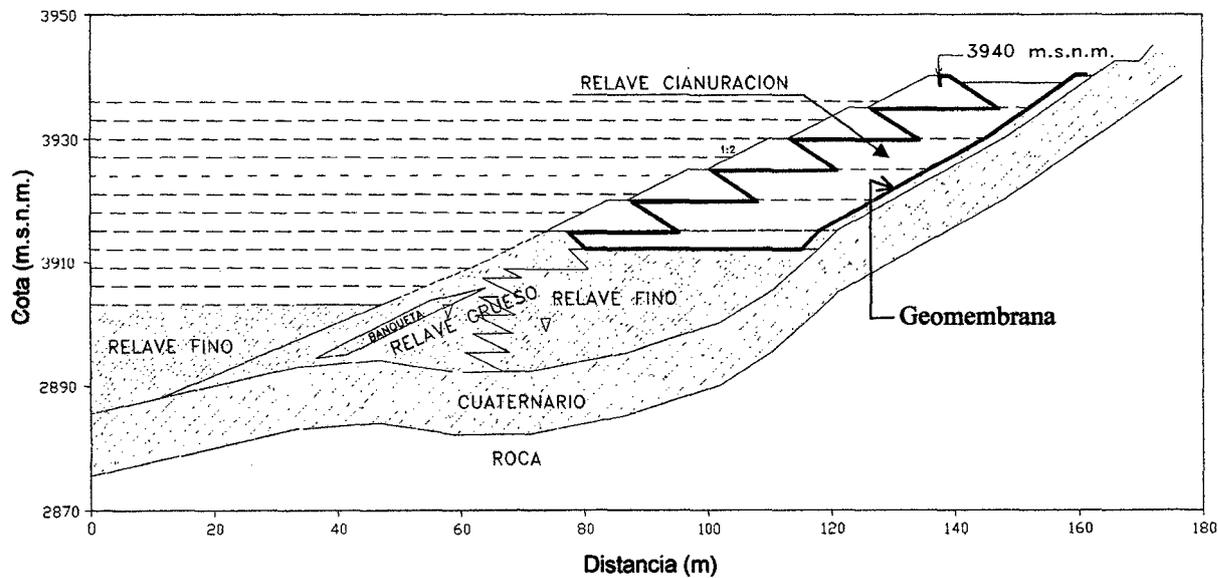


Figura N° 5.5: Crecimiento aguas arriba.

5.1.8 Modelamiento Geométrico de la Estructura

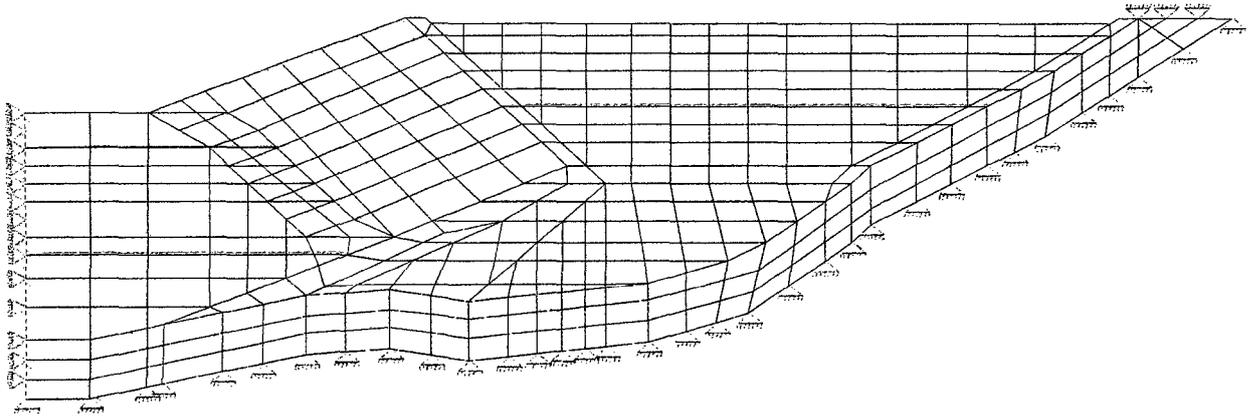


Figura N° 5.6: Malla de elementos finitos. Crecimiento aguas abajo.

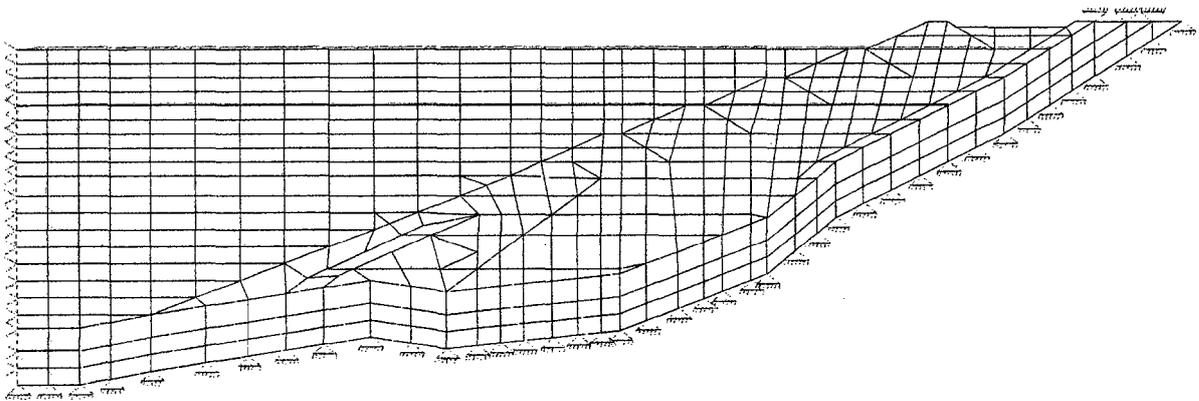


Figura N° 5.7: Malla de elementos finitos. Crecimiento aguas arriba.

5.1.9 Resultados del Análisis Estático

Se presenta en las siguientes figuras los resultados del análisis estático en términos de: desplazamientos horizontales, desplazamientos verticales, esfuerzos verticales, y esfuerzos cortantes.

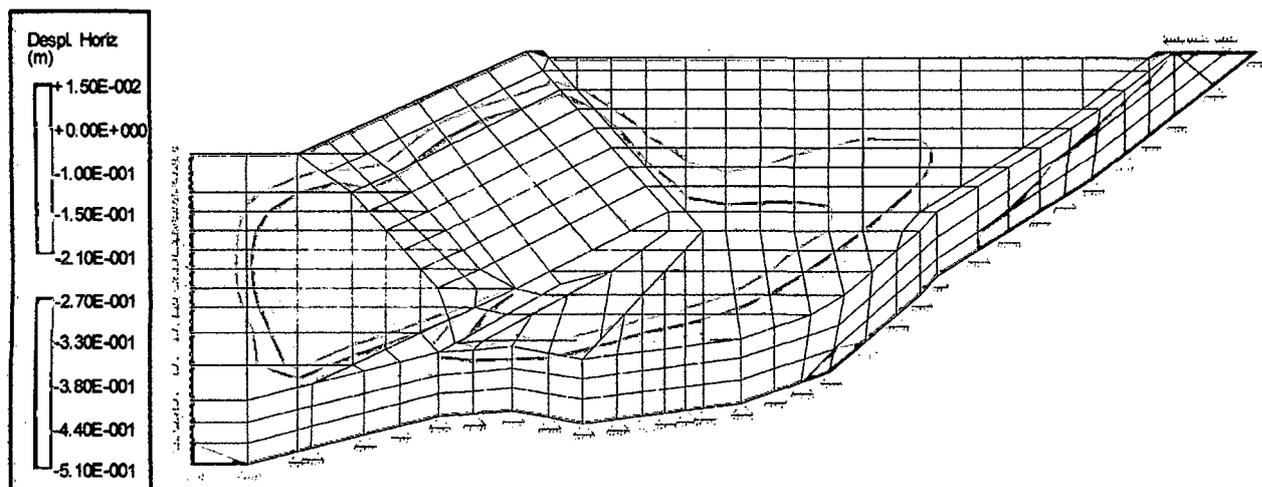


Figura N° 5.8: Desplazamientos horizontales. Crecimiento aguas abajo.

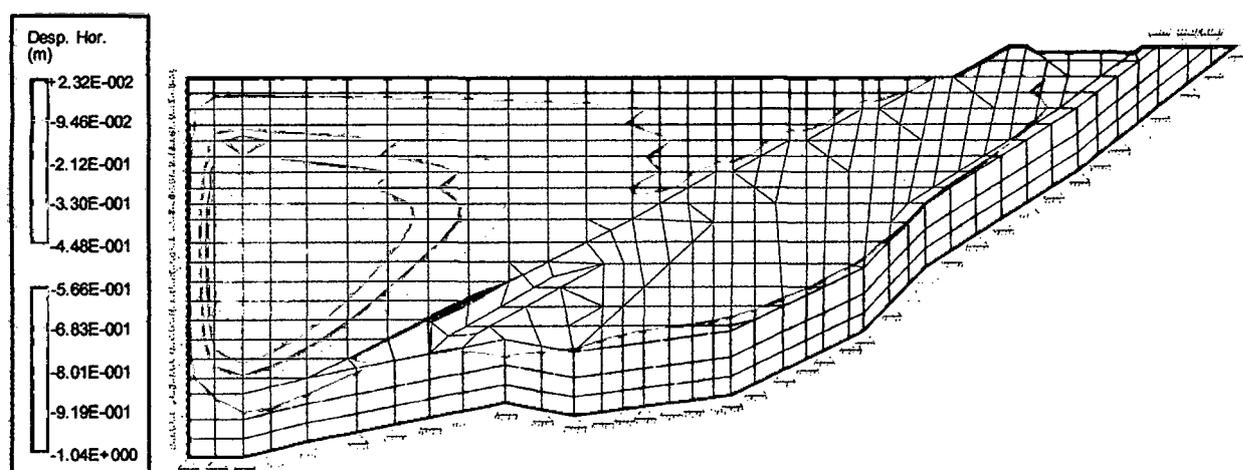


Figura N° 5.9: Desplazamientos horizontales. Crecimiento aguas arriba.

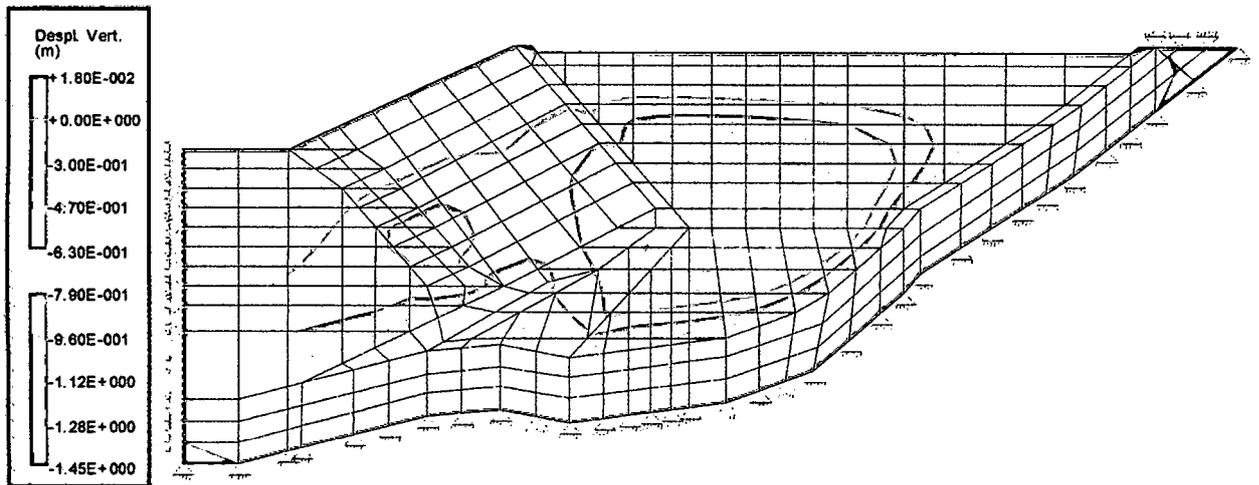


Figura N° 5.10: Desplazamientos verticales. Crecimiento aguas abajo.

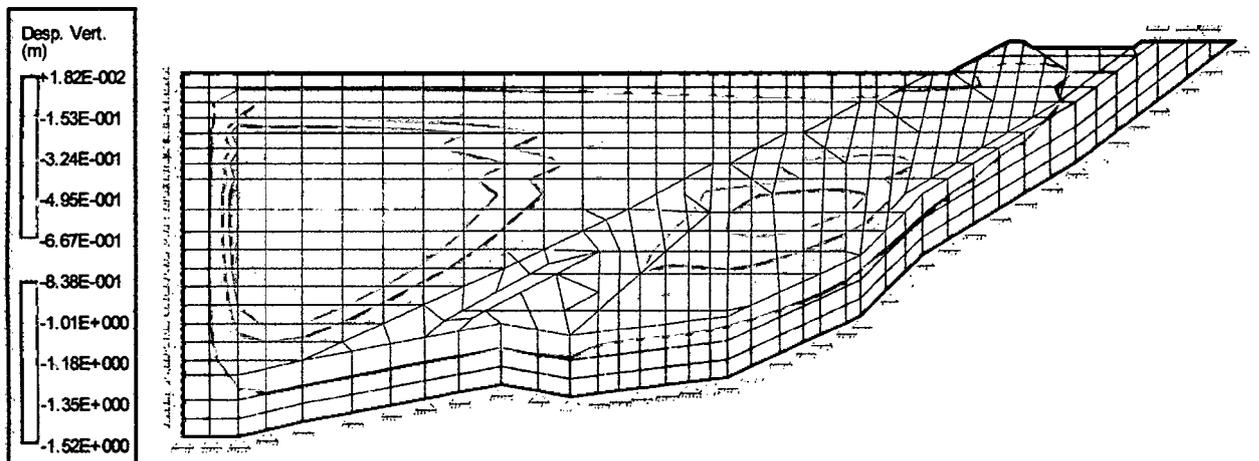


Figura N° 5.11: Desplazamientos verticales. Crecimiento aguas arriba.

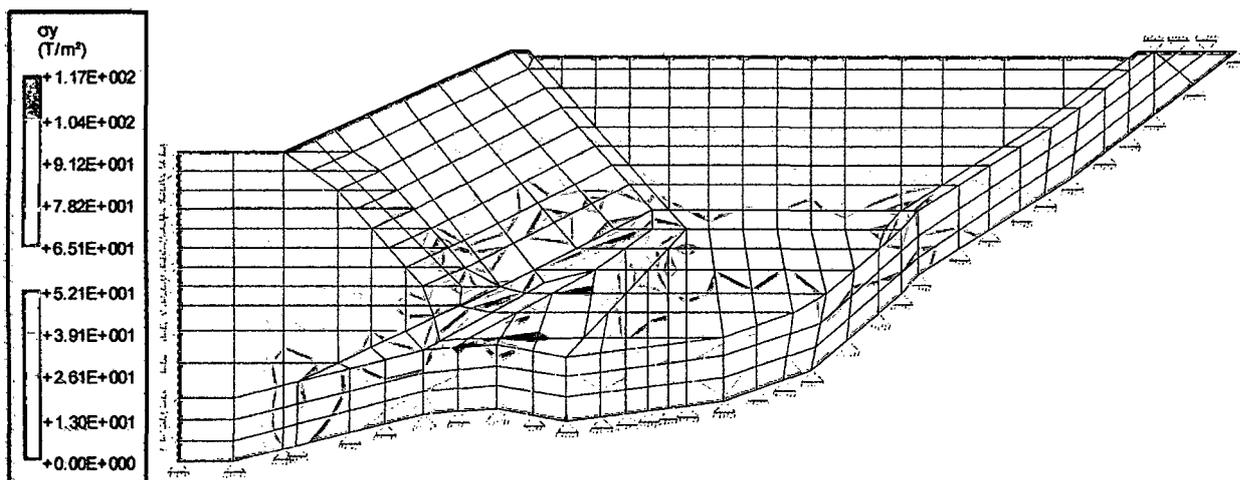


Figura N° 5.12: Esfuerzos verticales. Crecimiento aguas abajo.

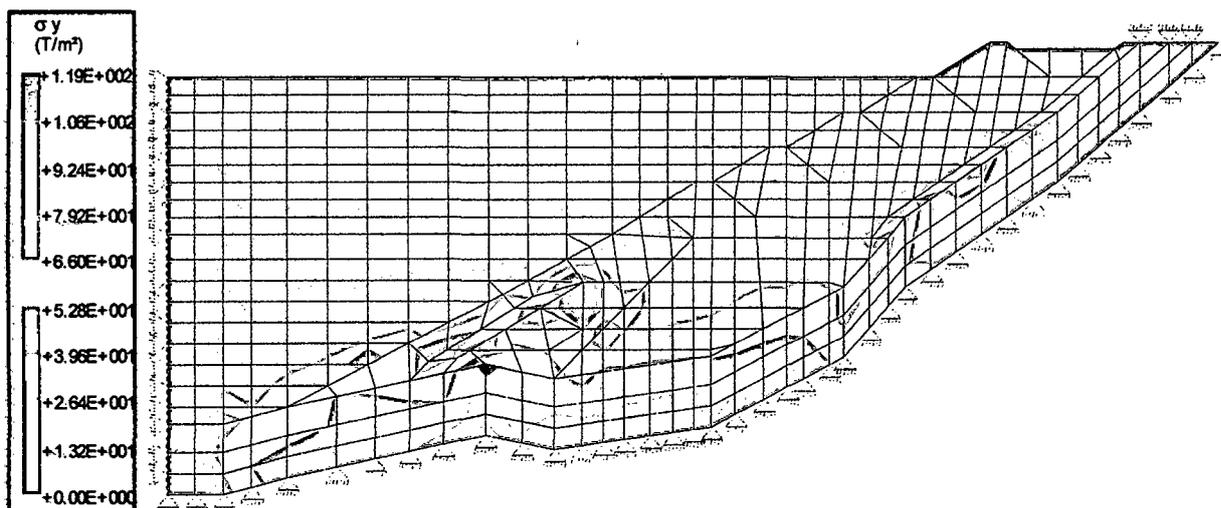


Figura N° 5.13: Esfuerzos verticales. Crecimiento aguas arriba.

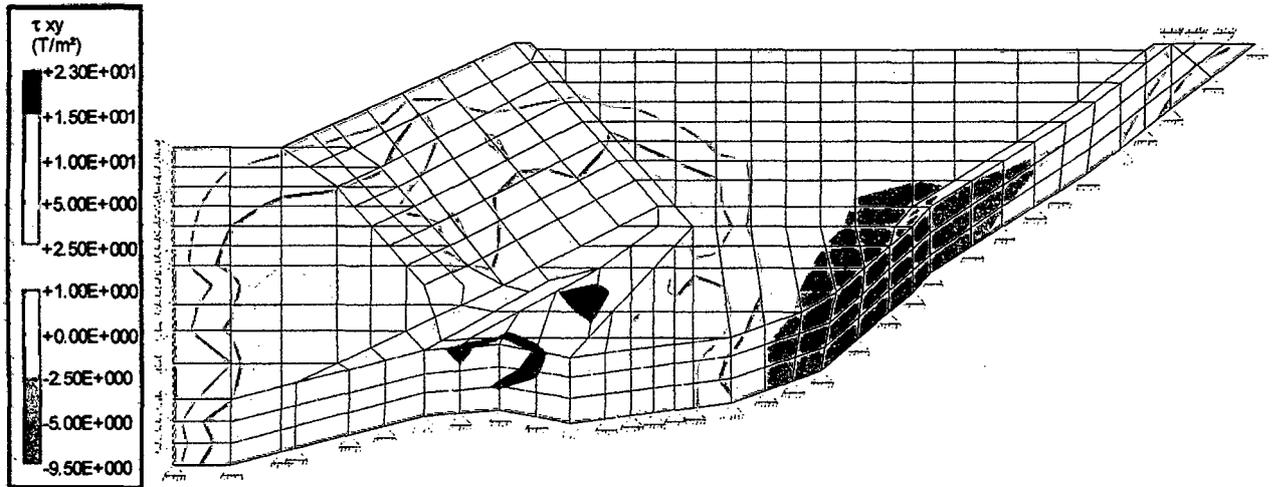


Figura N° 5.14: Esfuerzos cortantes. Crecimiento aguas abajo.

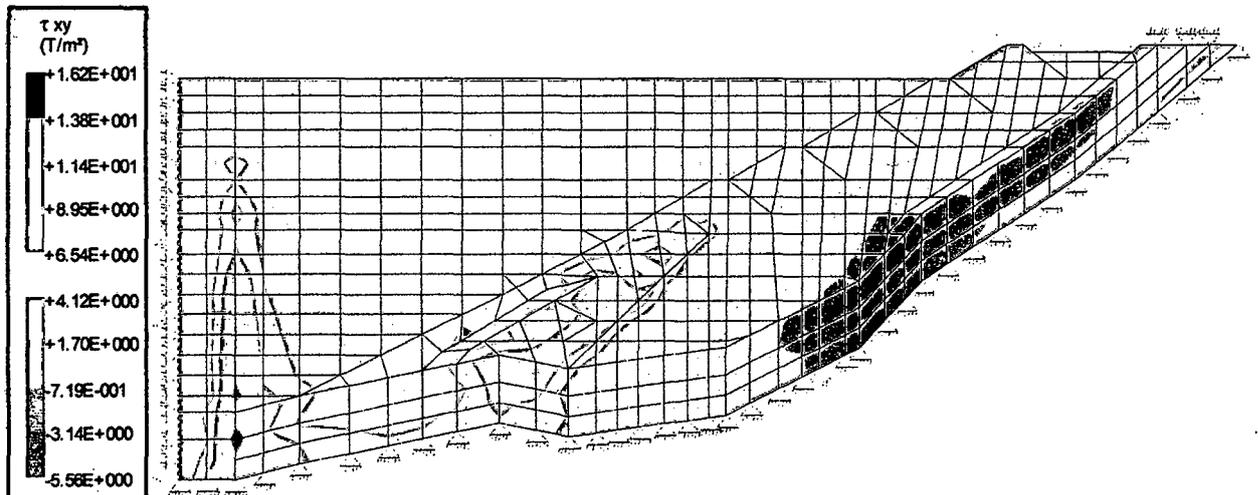


Figura N° 5.15: Esfuerzos cortantes. Crecimiento aguas arriba.

5.1.10 Resultados del Análisis Dinámico

Se presenta en las siguientes figuras los resultados del análisis dinámico en términos de: esfuerzos cortantes máximos y deformaciones cortantes máximas.

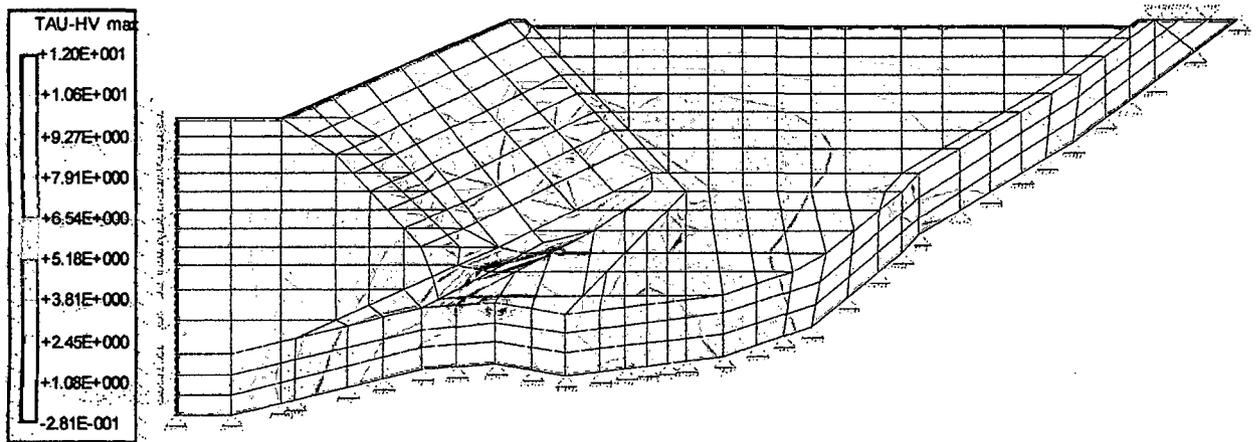


Figura N° 5.16: Esfuerzos cortantes máximos. Crecimiento aguas arriba.

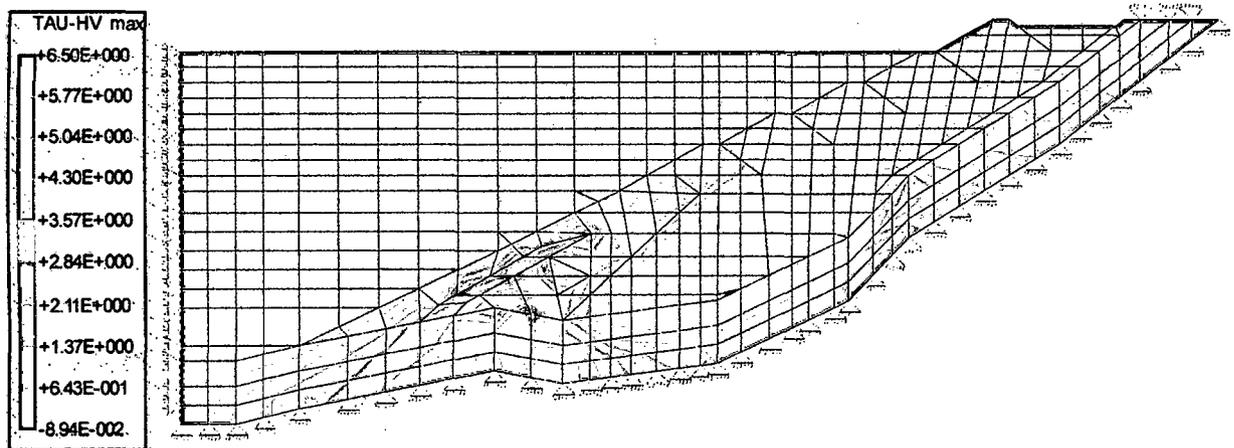


Figura N° 5.17: Esfuerzos cortantes máximos. Crecimiento aguas abajo.

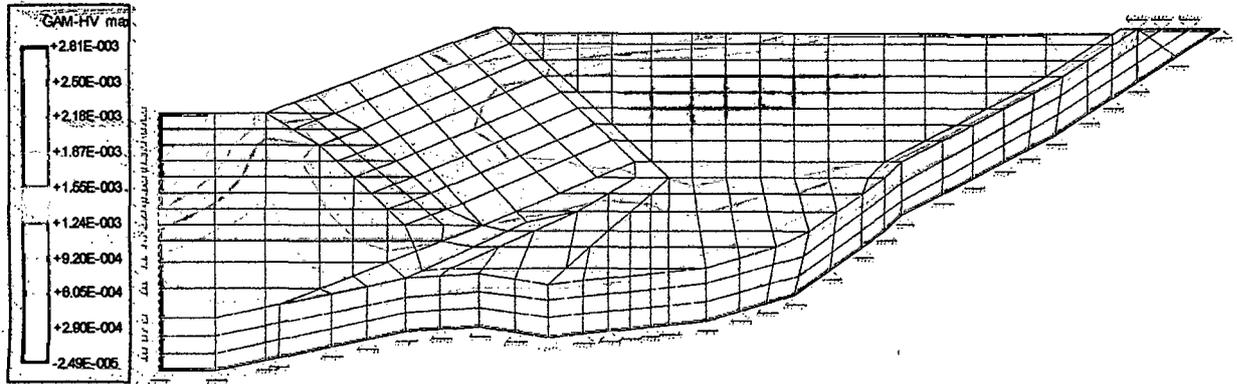


Figura N° 5.18: Deformaciones cortantes máximas. Crecimiento aguas abajo.

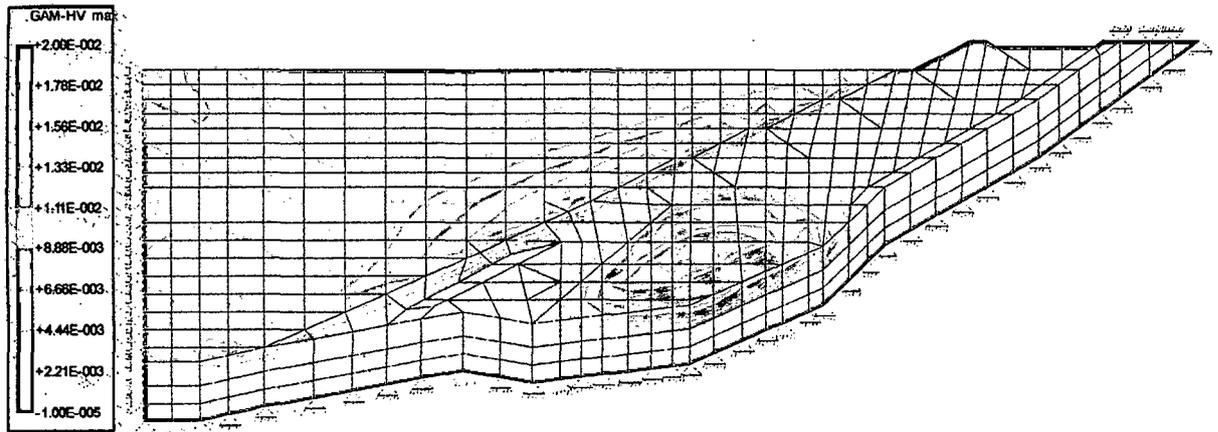


Figura N° 5.19: Deformaciones cortantes máximas. Crecimiento aguas arriba.

5.1.11 Conclusiones

El depósito de relaves analizado tiene una particular importancia, debido a que será construido sobre un depósito de relaves de flotación antiguo y en abandono. Asimismo, el depósito de cianuración crecerá en forma simultánea con el depósito de relaves de flotación actual, el mismo que irá confinando al anterior. El análisis se ha realizado considerando considerando dos alternativas de crecimiento: aguas abajo y aguas arriba.

A partir de los resultados del análisis estático, se observa que los máximos desplazamientos horizontales varían en cuanto a magnitud y ubicación dependiendo del tipo de crecimiento proyectado, en el crecimiento aguas abajo el máximo desplazamiento es de 0.51 m y en el de aguas arriba es de 1.04 m, esto indica que el crecimiento aguas abajo tiene un mejor comportamiento en términos de desplazamientos horizontales. Por otro lado, los desplazamientos verticales son aproximadamente iguales en cuanto a magnitud, siendo de 1.45m para el crecimiento aguas abajo y de 1.52m para el de aguas arriba, sin embargo, estos desplazamientos se presentan en zonas completamente diferentes, tal es así que en el crecimiento aguas abajo los máximos desplazamientos se presentan en la zona central del depósito de cianuración, mientras que en crecimiento aguas arriba se presentan en la zona central del depósito de flotación, no comprometiendo por tanto el comportamiento del dique de relave grueso.

Del análisis estático se observa que los esfuerzos verticales máximos se concentran en la interacción del material cuaternario y la banquetta con el material de relaves, siendo aproximadamente iguales en orden de magnitud de 117 ton/m² para el crecimiento aguas abajo y de 119 ton/m² para el crecimiento aguas arriba. La distribución de esfuerzos verticales del análisis estático reproduce adecuadamente los esfuerzos producidos por el peso propio de los materiales de relave. Por otro lado, los esfuerzos cortantes en la zona del depósito de cianuración proyectado, presentan valores bajos o nulos en las dos alternativas consideradas, debido a la forma de deposición horizontal que será utilizada.

A partir de los resultados del análisis dinámico o de respuesta sísmica se concluye que las máximas deformaciones cortantes que puede producir el terremoto de diseño utilizado, se concentran en los materiales de relave de cianuración en el método de crecimiento aguas abajo, por lo que no constituye una situación crítica puesto que estos relaves se encuentran completamente confinados. Para la alternativa de crecimiento aguas arriba las máximas deformaciones cortantes por efecto sísmico se localizan en el relave fino de flotación, tanto en el nuevo como en el antiguo depósito, en toda la zona del depósito de cianuración incluyendo el dique, las cuales presentan valores muy bajos. Por otro lado, los mayores esfuerzos

cortantes se concentran en los materiales de mayor rigidez como es el material cuaternario y la banqueta conformado por material granular. Se observa también que el esfuerzo cortante máximo en el método de crecimiento aguas abajo es aproximadamente el doble que el de aguas arriba.

5.2 ANÁLISIS DE UNA PRESA DE TIERRA

5.2.1 Ubicación y Descripción del Proyecto

El proyecto se encuentra ubicado en el distrito de Huamanguilla, provincia de Huanta departamento de Ayacucho, Región Los Libertadores Wari, a una altitud promedio de 4070.00 m.s.n.m. La presa servirá para almacenamiento y regulación de las aguas provenientes de las cuencas afluentes a la laguna Yanaccocha.

La presa será construida de material granular, un núcleo compactado con un material de menor permeabilidad que el material del espaldón, tendrá una altura promedio de 15m, una longitud de coronación de 212 m y permitirá almacenar 2.2 millones de metros cúbicos de agua, la cual será utilizada con fines de riego.

La investigación geotécnica realizada consistió en la excavación manual de calicatas en las diferentes zonas del eje de la presa así como en las canteras, ensayos de densidad natural, medición de permeabilidad in-situ y toma de muestras alteradas e inalteradas para su ensayo en el laboratorio de Mecánica de Suelos.

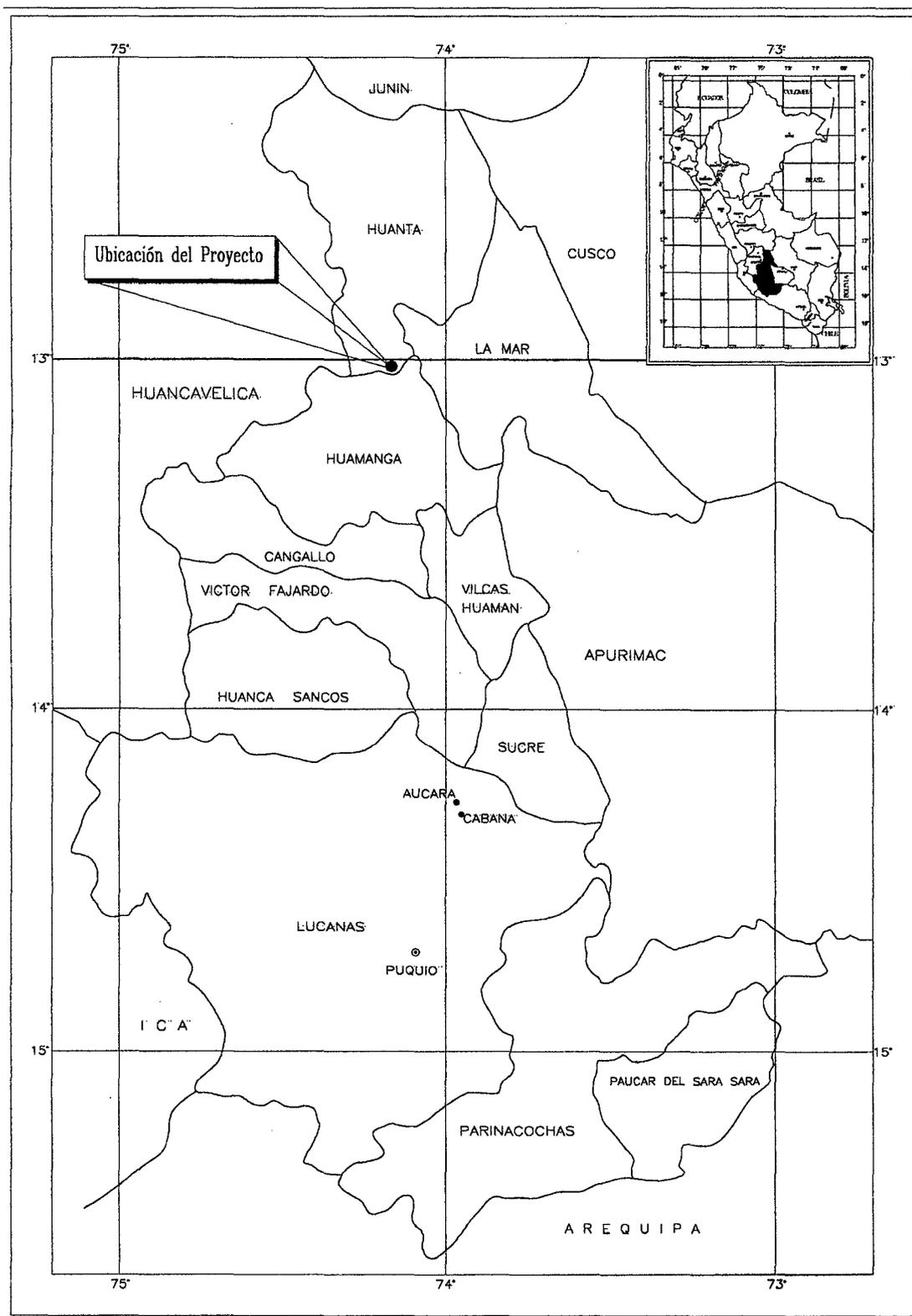


Figura N° 5.20: Ubicación del proyecto.

5.2.2 Información Topográfica

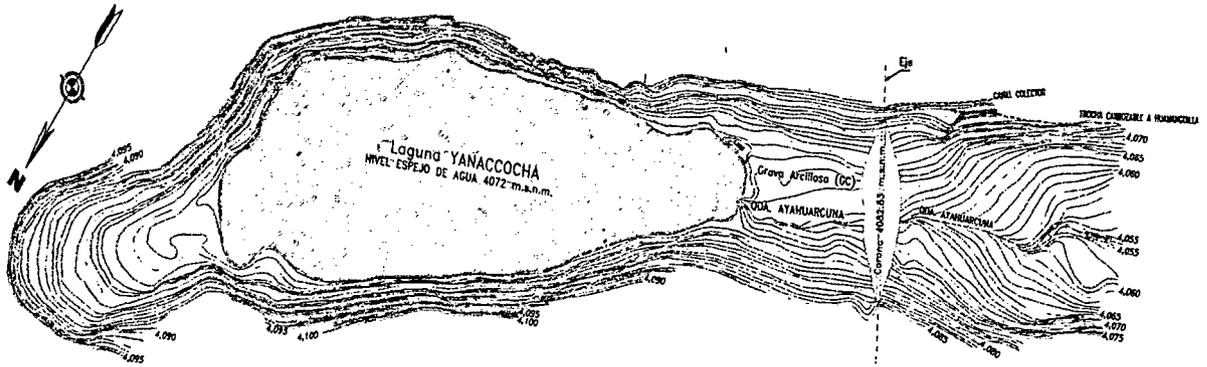


Figura N° 5.21: Topografía de la zona del proyecto.

5.2.3 Exploración de Campo

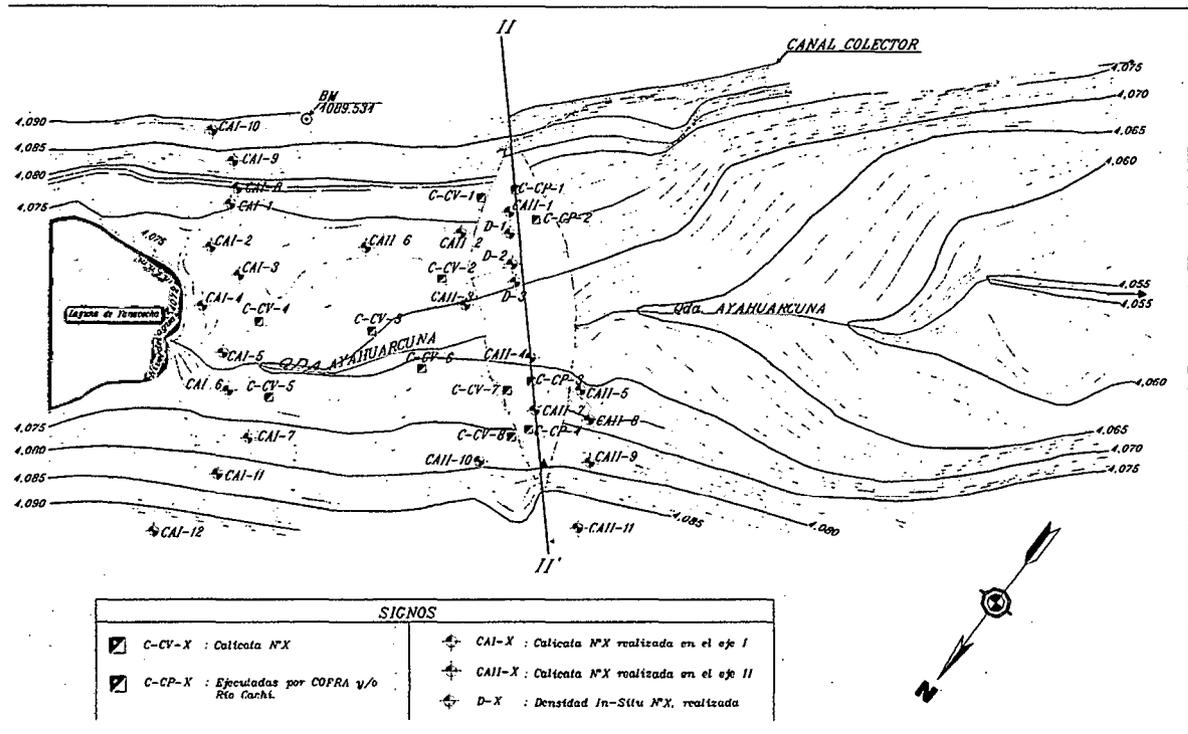


Figura N° 5.22: Mapa de exploración geotécnica

5.2.4 Zonificación Geotécnica de la Estructura

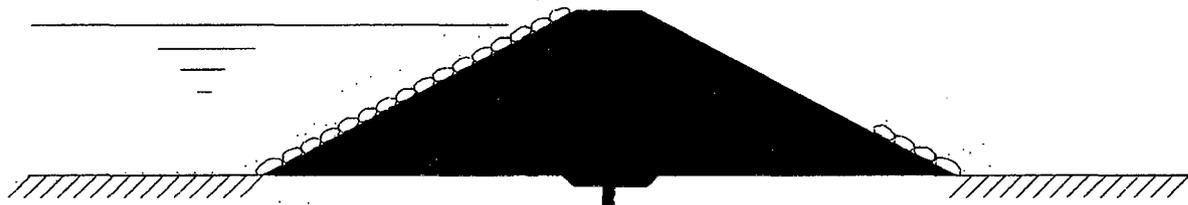


Figura N° 5.23: Sección típica de la estructura a analizar.

5.2.5 Propiedades Estáticas y Parámetros Hiperbólicos de los Materiales

Material		γ	γ_{sat}	K_0	C	ϕ_0	$\Delta\phi$	R_f	K	K_{ur}	n	K_b	m
Estrato	SUCS	(KN/m ³)	(KN/m ³)		(KN/m ²)	(°)	(°)						
Núcleo	GC	22.1	22.3	0.80	0	38	0	0.70	500	900	1.0	2000	0.30
Espaldones	GM	22.3	23.1	0.80	0	44	0	0.70	525	1000	1.2	2400	0.32
Dentellon Imp.	GC	22.1	22.3	0.80	0	38	0	0.70	500	900	1.0	2000	0.30
Filtro	GW o GP	22.2	22.7	0.70	0	42	0	0.70	525	1000	1.2	1950	0.41
Cimentación	SC-ML	15.7	16.7	0.70	0	29	0	0.71	525	1000	0.5	330	0.16

5.2.6 Propiedades Dinámicas de los Materiales

Material		Densidad	Módulo de Poisson	$K_{2,max}$
Zonas	SUCS			
Núcleo	GC	2.00	0.38	45
Espaldones	GM	1.50	0.40	35
Dentellon Imp.	GC	2.00	0.40	30
Filtro	GW o GP	2.00	0.40	30
Cimentación	SC-ML	1.50	0.40	30

5.2.7 Información Sísmica

Se utiliza como dato el registro sísmico del terremoto de Lima del año 1974; el cual será normalizado a 0.32g (según la revisión de la sismicidad de la zona). El análisis se realizará con los datos en el intervalo de 8 a 24 seg. donde se producen las mayores aceleraciones.

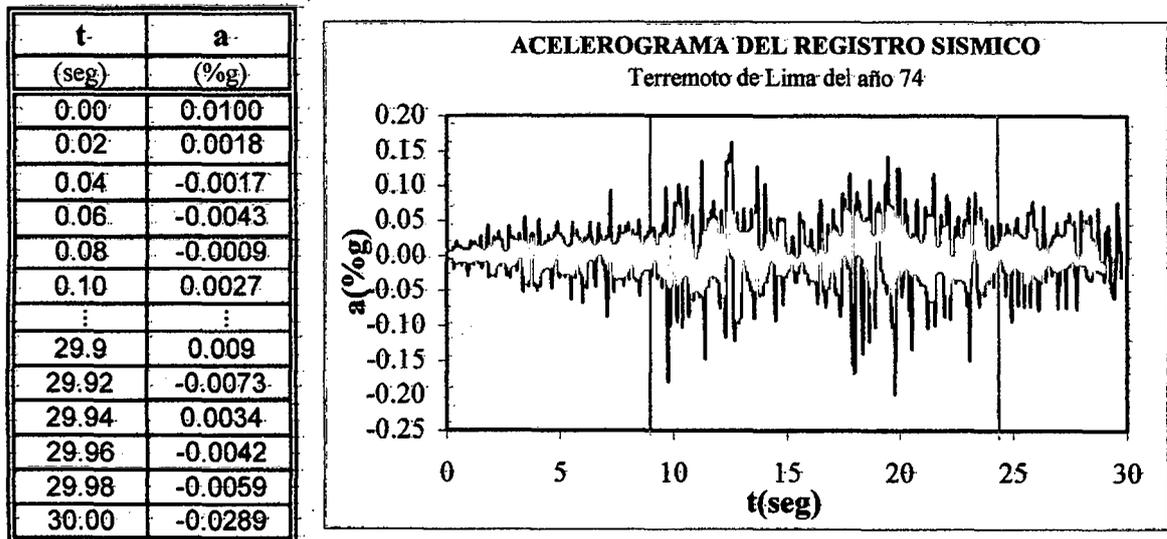


Figura N° 5.24: Registro de aceleraciones del terremoto de Lima del año 1974.

5.2.8 Modelamiento Geométrico de la Estructura

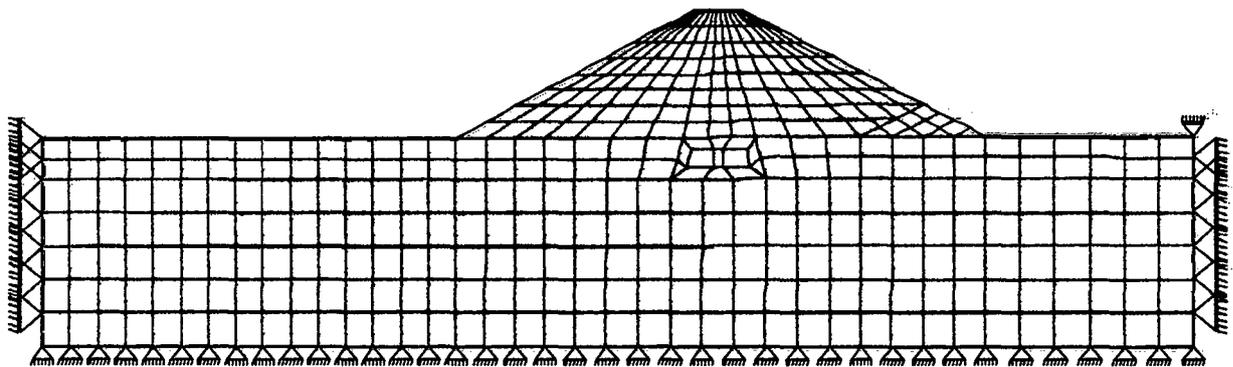


Figura N° 5.25: Estructura discretizada con elementos finitos.

5.2.9 Definición de las Capas

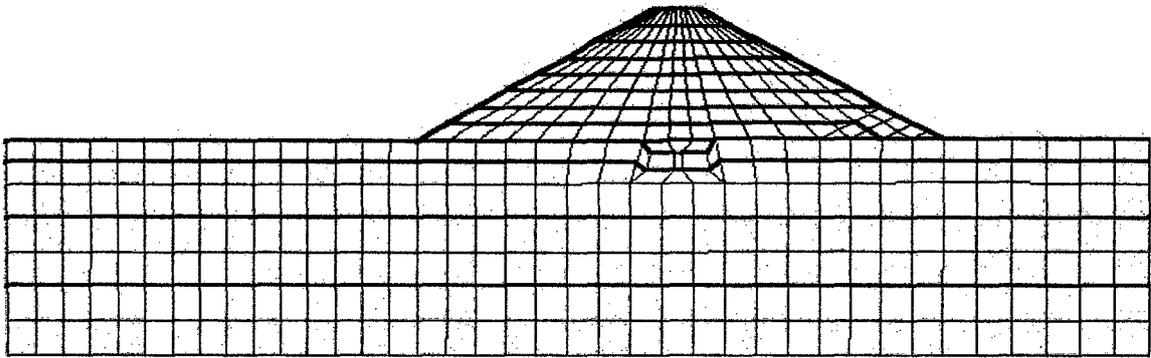


Figura N° 5.26: Definición de las diferentes capas.

5.2.10 Resultados del Análisis Estático

5.2.10.1 Análisis de Construcción por Capas

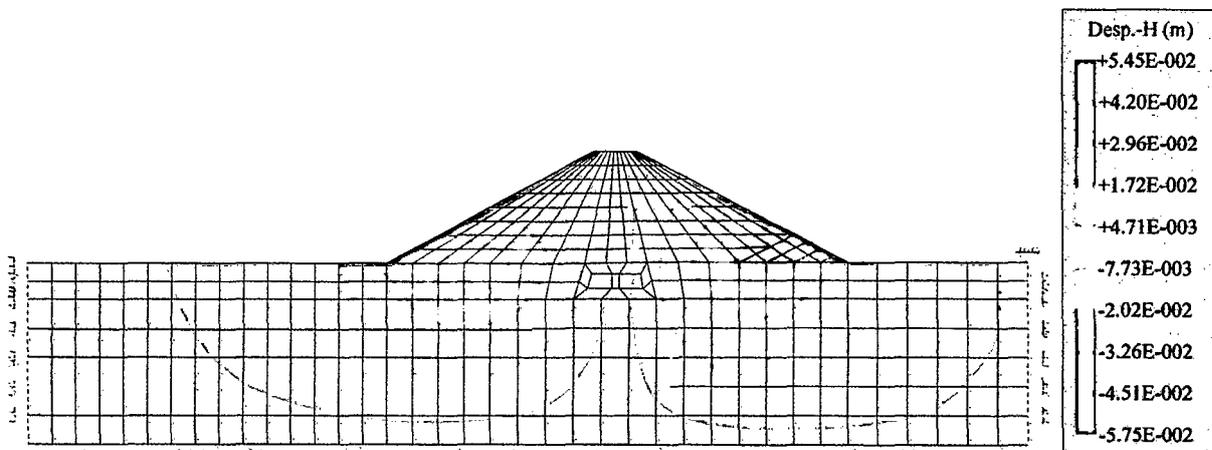


Figura N° 5.27: Distribución de desplazamientos horizontales al final de la construcción.

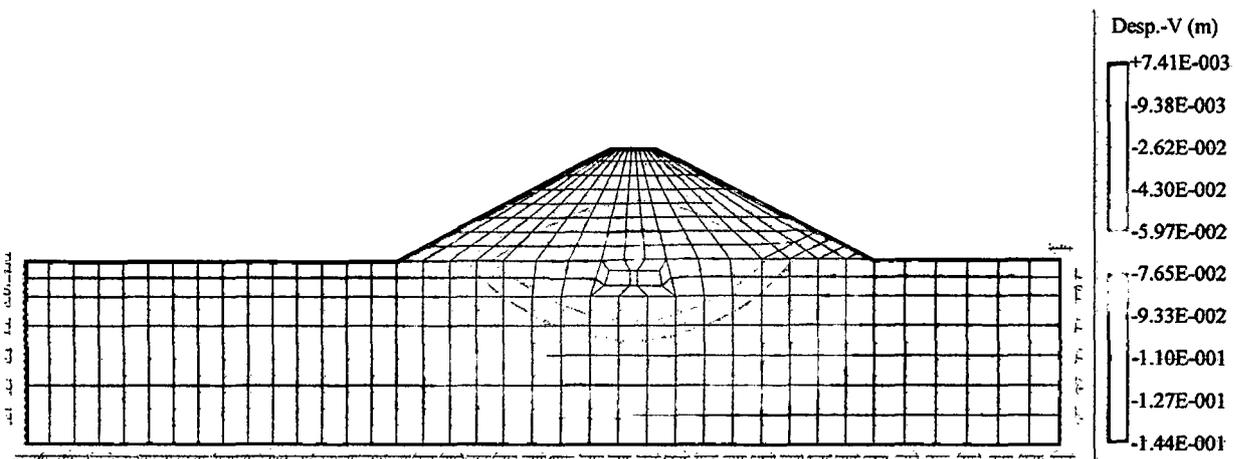


Figura N° 5.28: Distribución de desplazamientos verticales al final de la construcción.

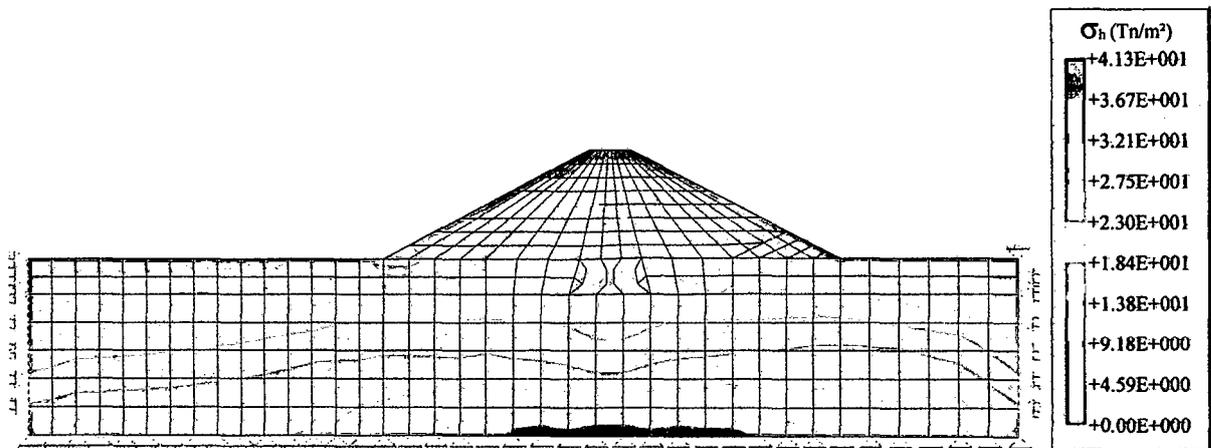


Figura N° 5.29: Distribución de esfuerzos horizontales al final de la construcción.

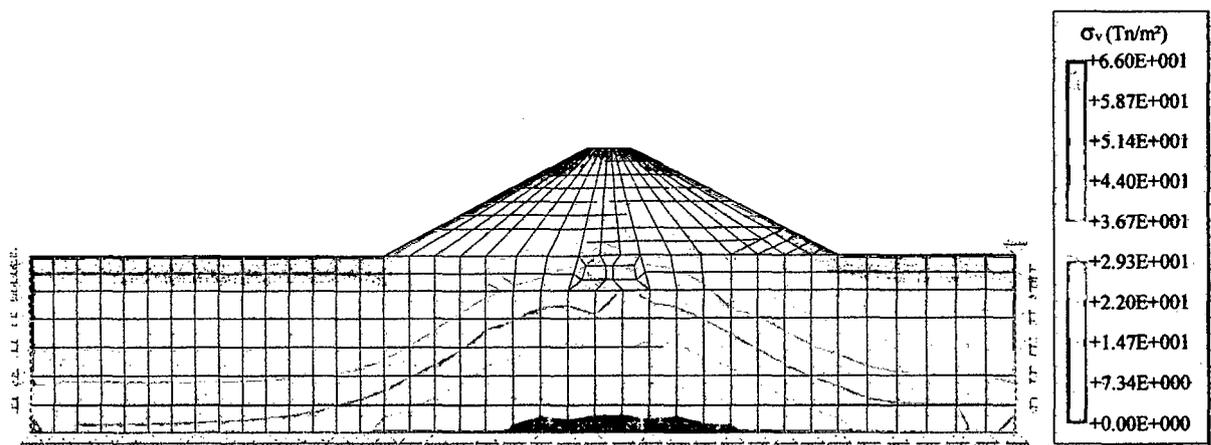


Figura N° 5.30: Distribución de esfuerzos verticales al final de la construcción

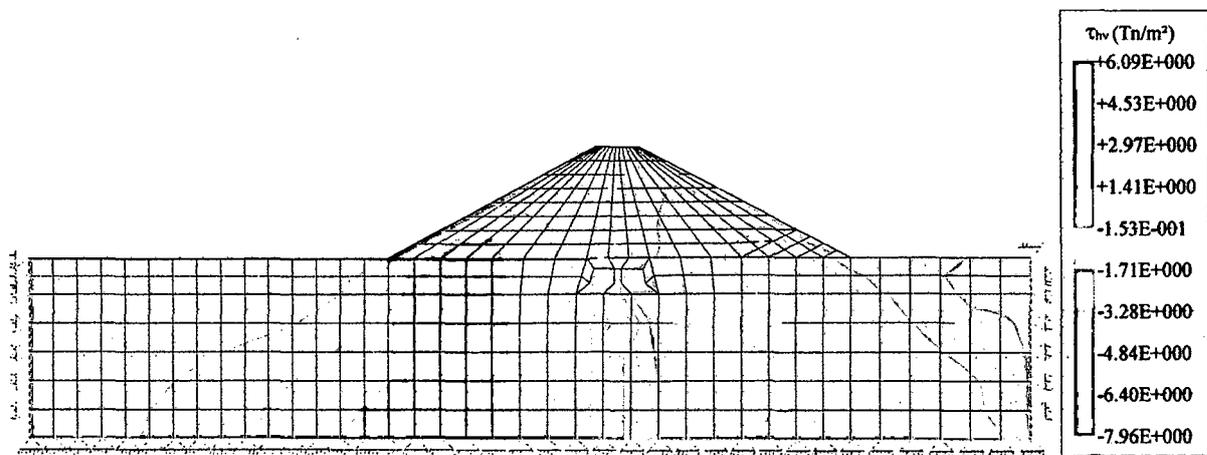


Figura N° 5.31: Distribución de esfuerzos cortantes al final de la construcción.

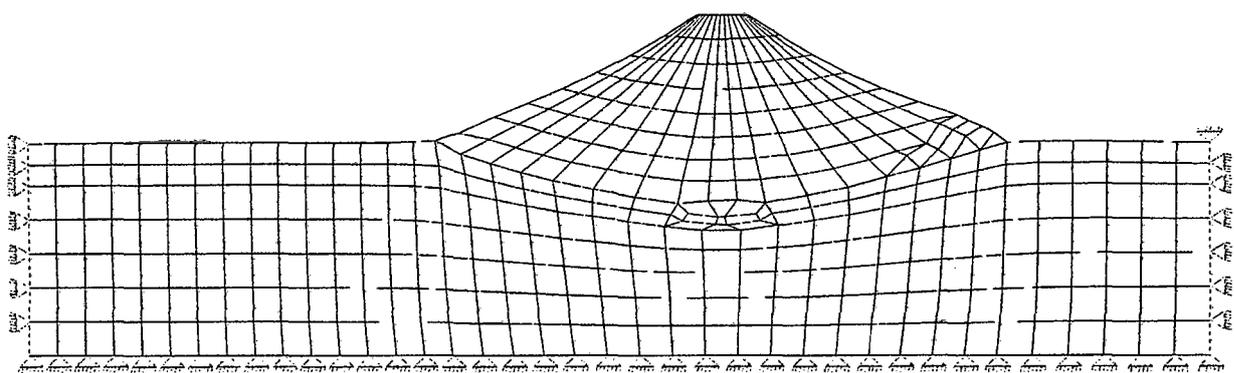


Figura N° 5.32: Deformada de la estructura al final de la construcción.

5.2.10.2 Análisis del Ascenso del Nivel de Agua

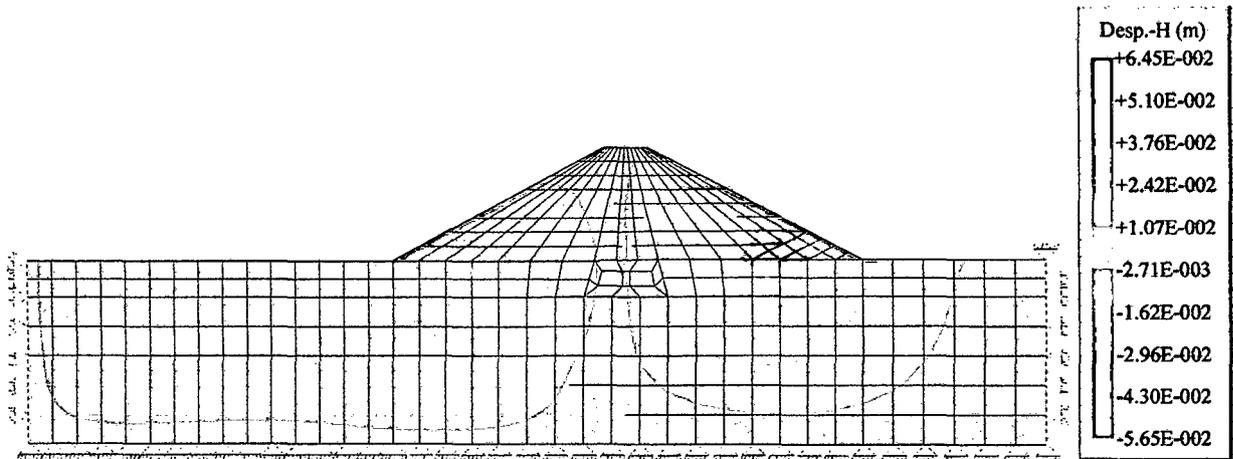


Figura N° 5.33: Distribución de desplazamientos horizontales al final del primer llenado.

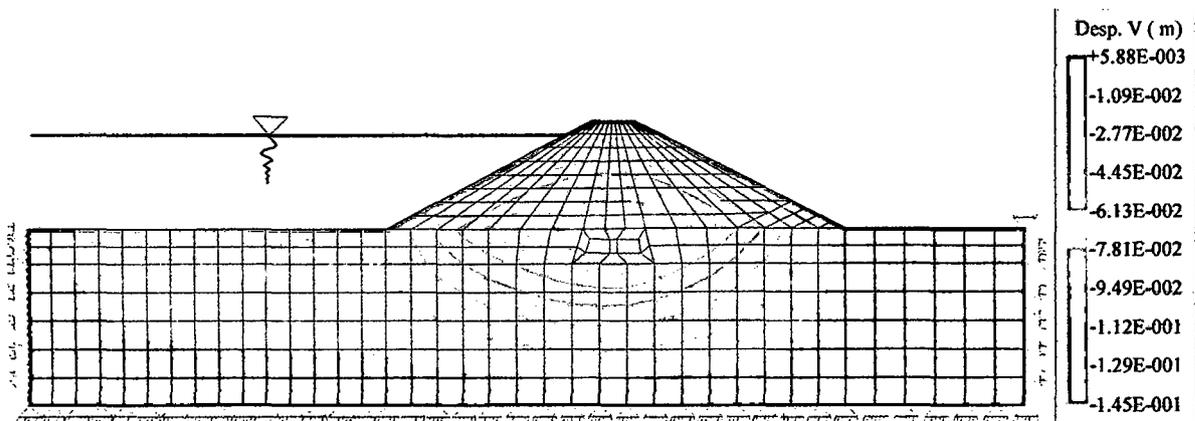


Figura N° 5.34: Distribución de desplazamientos verticales al final del primer llenado.

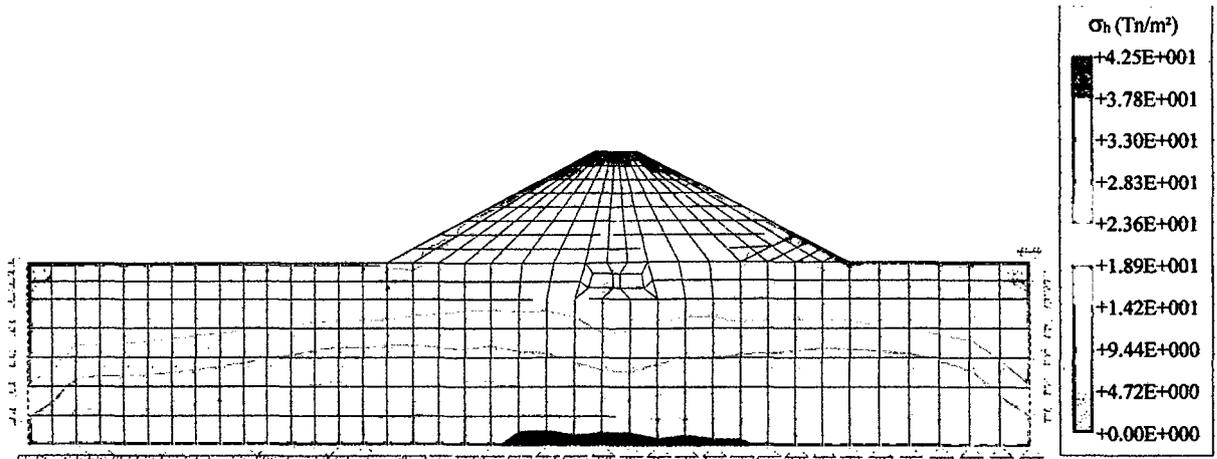


Figura N° 5.35: Distribución de esfuerzos horizontales al final del primer llenado.

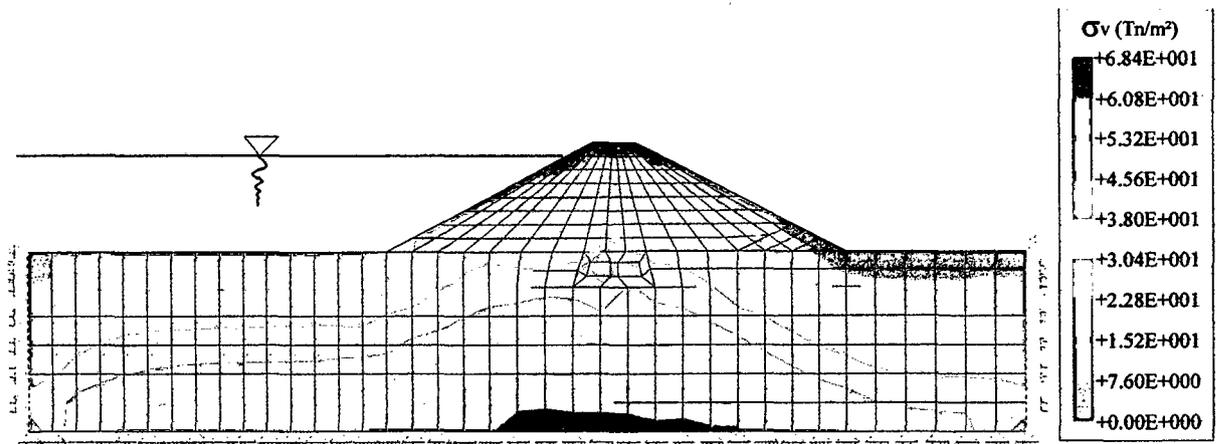


Figura N° 5.36: Distribución de esfuerzos verticales al final del primer llenado

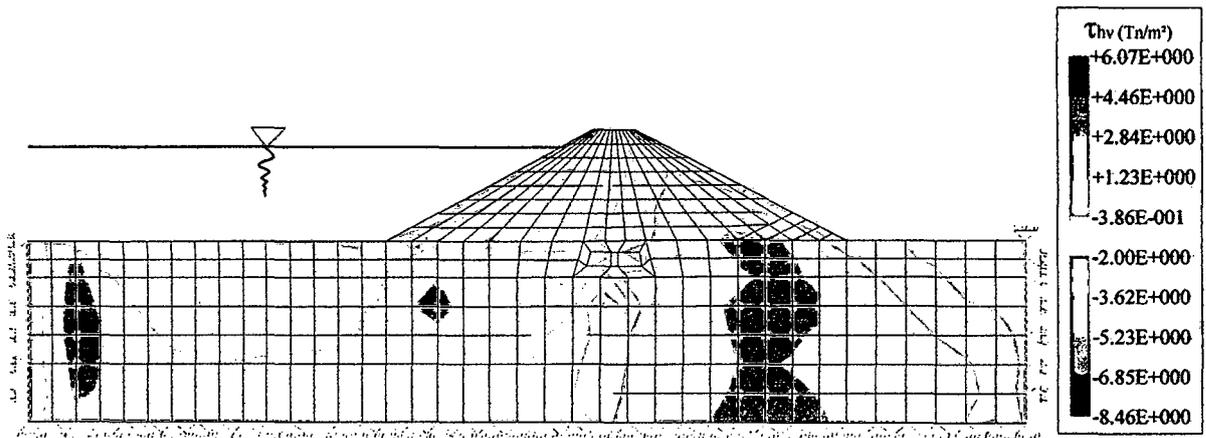


Figura N° 5.37: Distribución de esfuerzos cortantes al final del primer llenado.

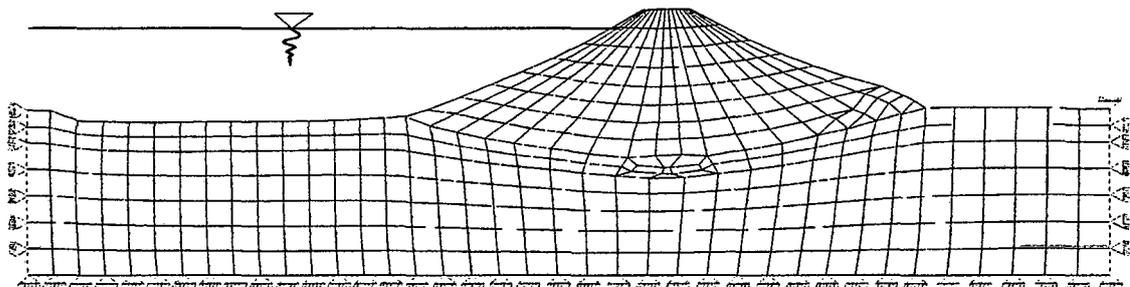


Figura N° 5.38: Deformada de la estructura al final del primer llenado.

5.2.10.3 Análisis del Descenso del Nivel del Agua

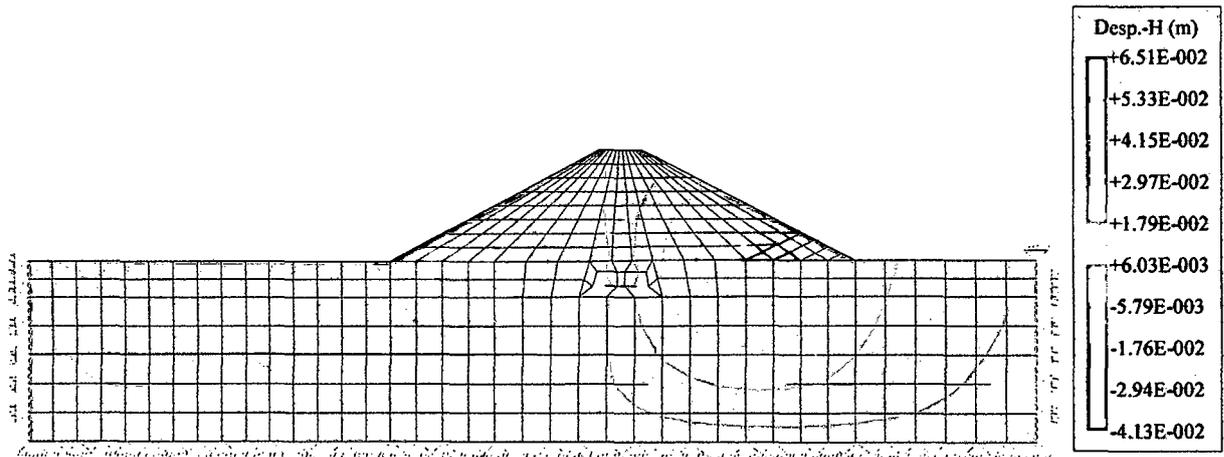


Figura N° 5.39: Distribución de desplazamientos horizontales al final del descenso del agua.

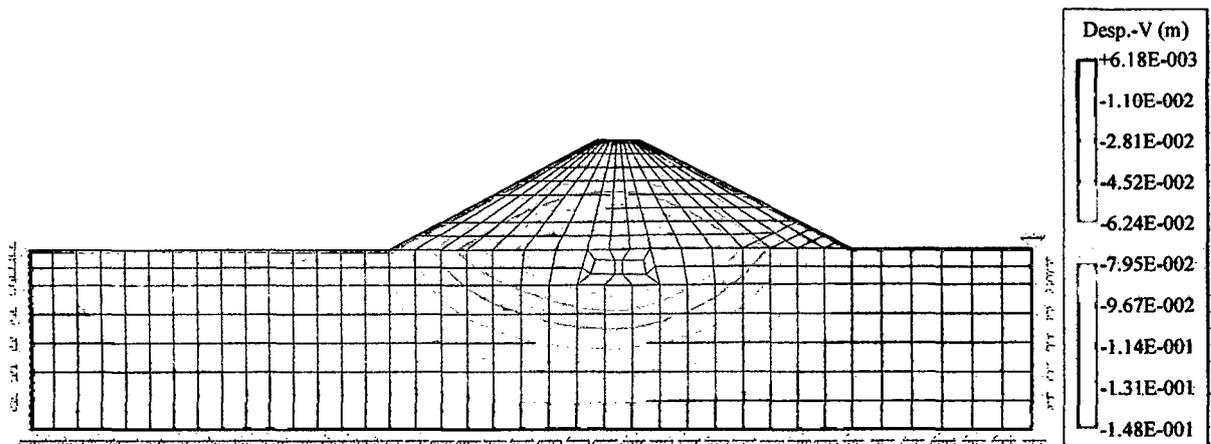


Figura N° 5.40: Distribución de desplazamientos verticales al final del descenso del agua.

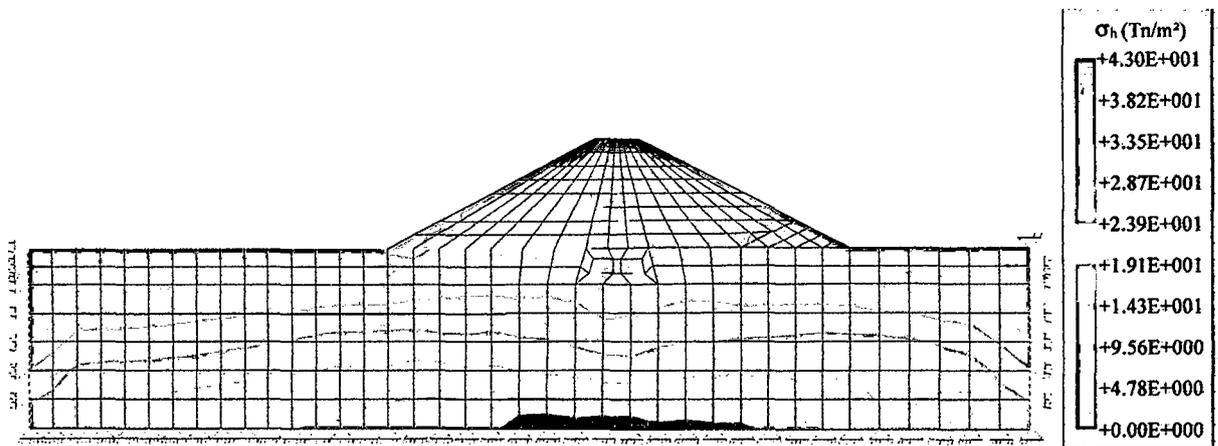


Figura N° 5.41: Distribución de esfuerzos horizontales al final del descenso del agua.

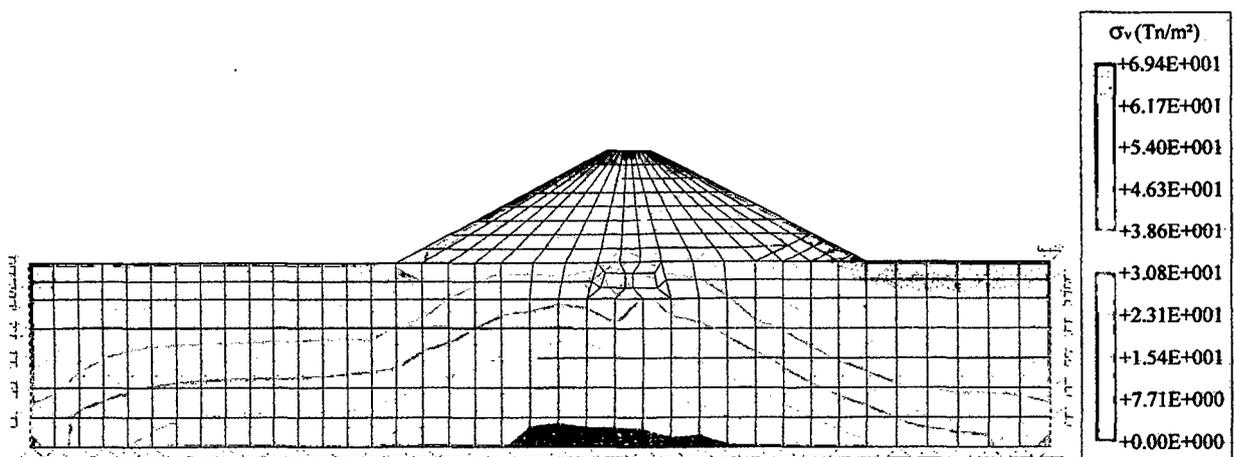


Figura N° 5.42: Distribución de esfuerzos verticales al final del descenso del agua.

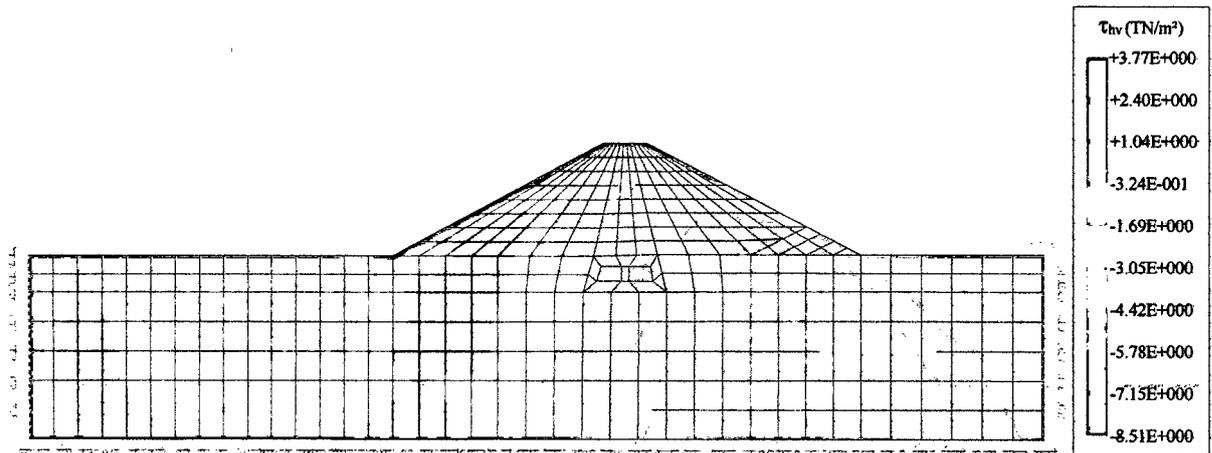


Figura N° 5.43: Distribución de esfuerzos cortantes al final del descenso del agua.

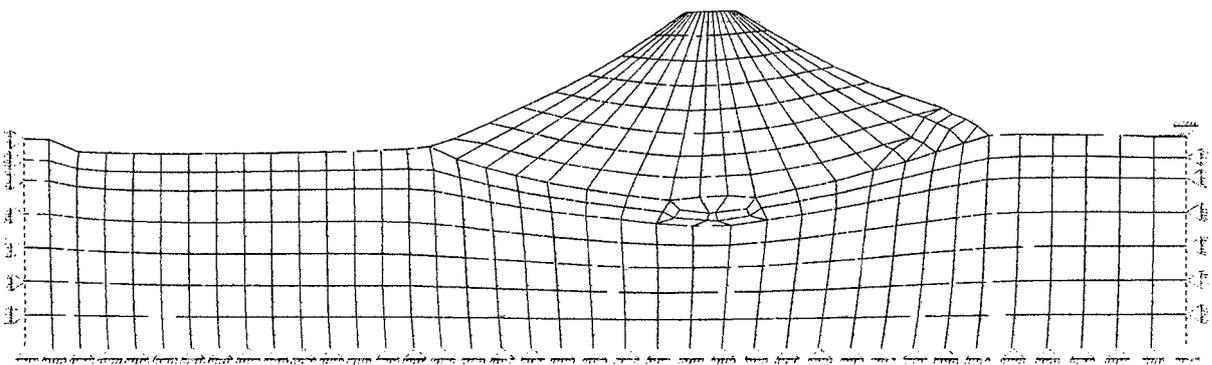


Figura N° 5.44: Deformada de la estructura al final del descenso del agua.

5.2.11 Resultados del Análisis Dinámico

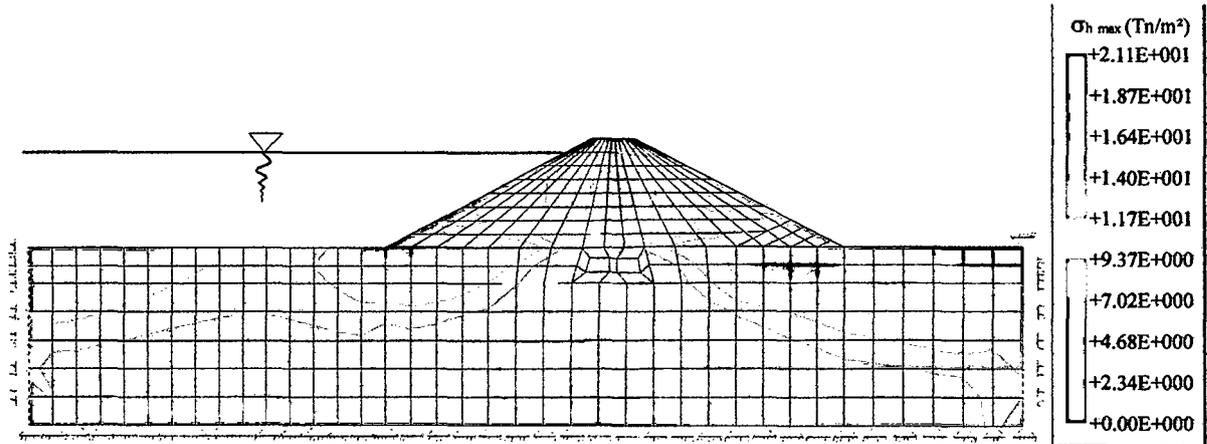


Figura N° 5.45: Distribución de esfuerzos horizontales máximos al final de la excitación sísmica

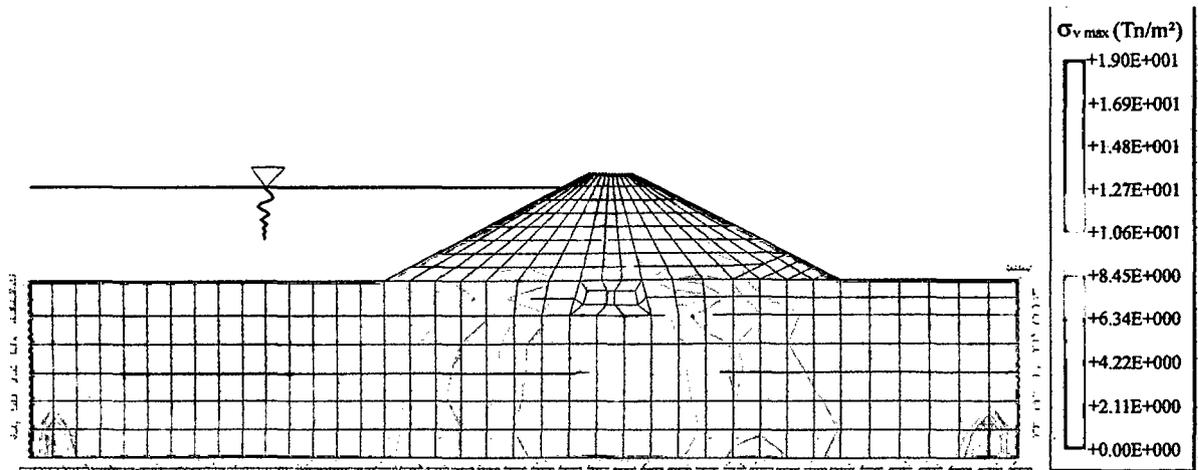


Figura N° 5.46: Distribución de esfuerzos verticales máximos al final de la excitación sísmica.

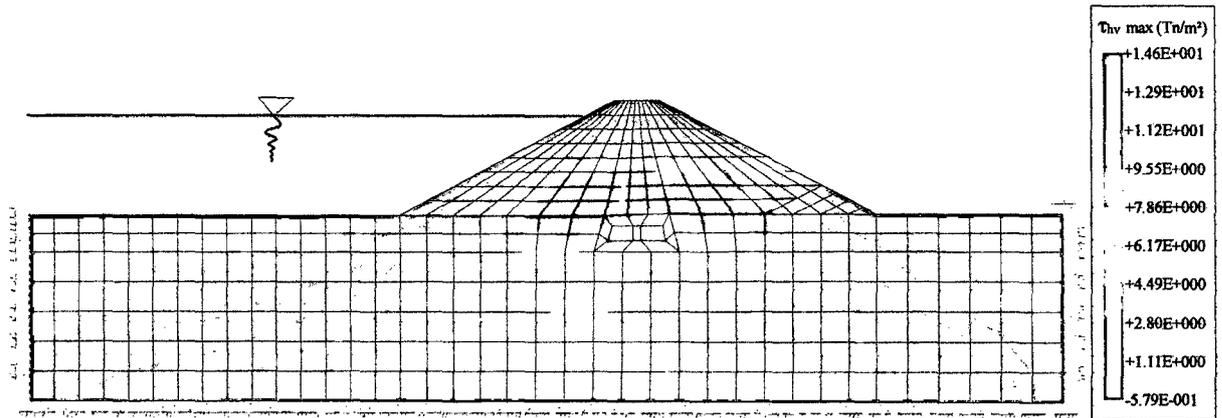


Figura N° 5.47: Distribución de esfuerzos cortantes máximos al final de la excitación sísmica.

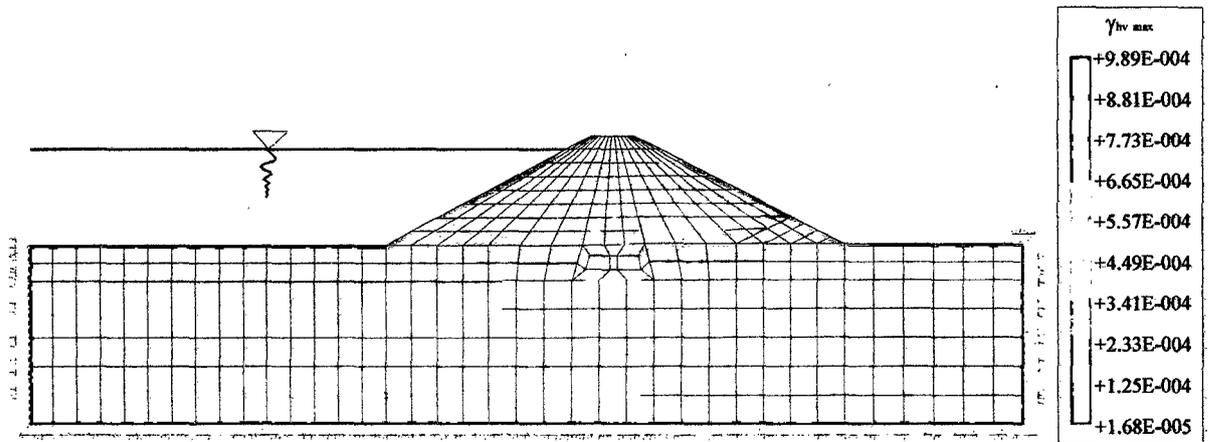


Figura N° 5.48: Distribución de deformaciones cortantes máximos al final de la excitación sísmica.

5.2.12 Conclusiones

De los resultados del análisis estático se observa que los desplazamientos horizontales producidos debido a la construcción se localizan al pie de los espaldones y son casi simétricos, siendo los desplazamientos máximos alrededor de 5cm. Así mismo los máximos desplazamientos verticales se producen entre el núcleo y el suelo de cimentación, alcanzándose un valor máximo de 14.4 cm. Se observa que se produce una alteración de los esfuerzos geostáticos en el suelo de cimentación debajo de la presa, redistribuyéndose los esfuerzos verticales en estas zonas, siendo la influencia casi vertical.

Por otro lado, se observa que los desplazamientos horizontales máximos debajo del espaldón aguas arriba producidos debido a la construcción, sufren una ligera reducción debido al almacenamiento del agua en el reservorio, del orden de 5.75×10^{-2} m a 5.65×10^{-2} m, mientras que los desplazamientos máximos al pie del espaldón aguas abajo, en la zona de filtro se incrementan de 5.45×10^{-2} m a 6.51×10^{-2} m.

Se concluye que el llenado del reservorio no incrementa los máximos desplazamientos alcanzados debido a la construcción de la propia presa, observándose que los asentamientos verticales producidos debido al llenado de agua, son mucho menores que los obtenidos debido a la construcción.

De los resultados del análisis dinámico se observa que los máximos esfuerzos horizontales se producen en la interacción suelo estructura, alcanzando un valor máximo de 21.10 ton/m^2 . También se concluye que los máximos esfuerzos cortantes se concentran en la zona del núcleo que interactúa con el suelo de cimentación, alcanzando un valor máximo de 14.6 ton/m^2 .

Se observa que la zona crítica, en términos de esfuerzos cortantes, es el espaldón aguas abajo en la interacción con el material de filtro.

5.3 ANÁLISIS DE UNA CIMENTACIÓN

5.3.1 Ubicación y Descripción del Proyecto

El proyecto se encuentra localizado en el Distrito de Lurín, Departamento de Lima a una elevación promedio de 100.00 m.s.n.m. El proyecto consiste en la construcción de una Estación Terrena para el Cableado Submarino, cuyas especificaciones técnicas son:

Edificación de 1 piso

Sobre Carga de Techo = 400 Kg/m²

Sobre Carga de Equipo = 600-1000 Kg/m²

El tipo de cimentación superficial para la edificación será de zapatas cuadradas conectadas de 1.20 m de ancho mínimo y cimentación corrida de 0.80 m de ancho y profundidades de 1.50 m y 1.20 m respectivamente.

La investigación geotécnica realizada consistió en la excavación manual de calicatas, ensayos de penetración estándar y obtención de muestras disturbadas para su ensayo en el laboratorio de Mecánica de Suelos.

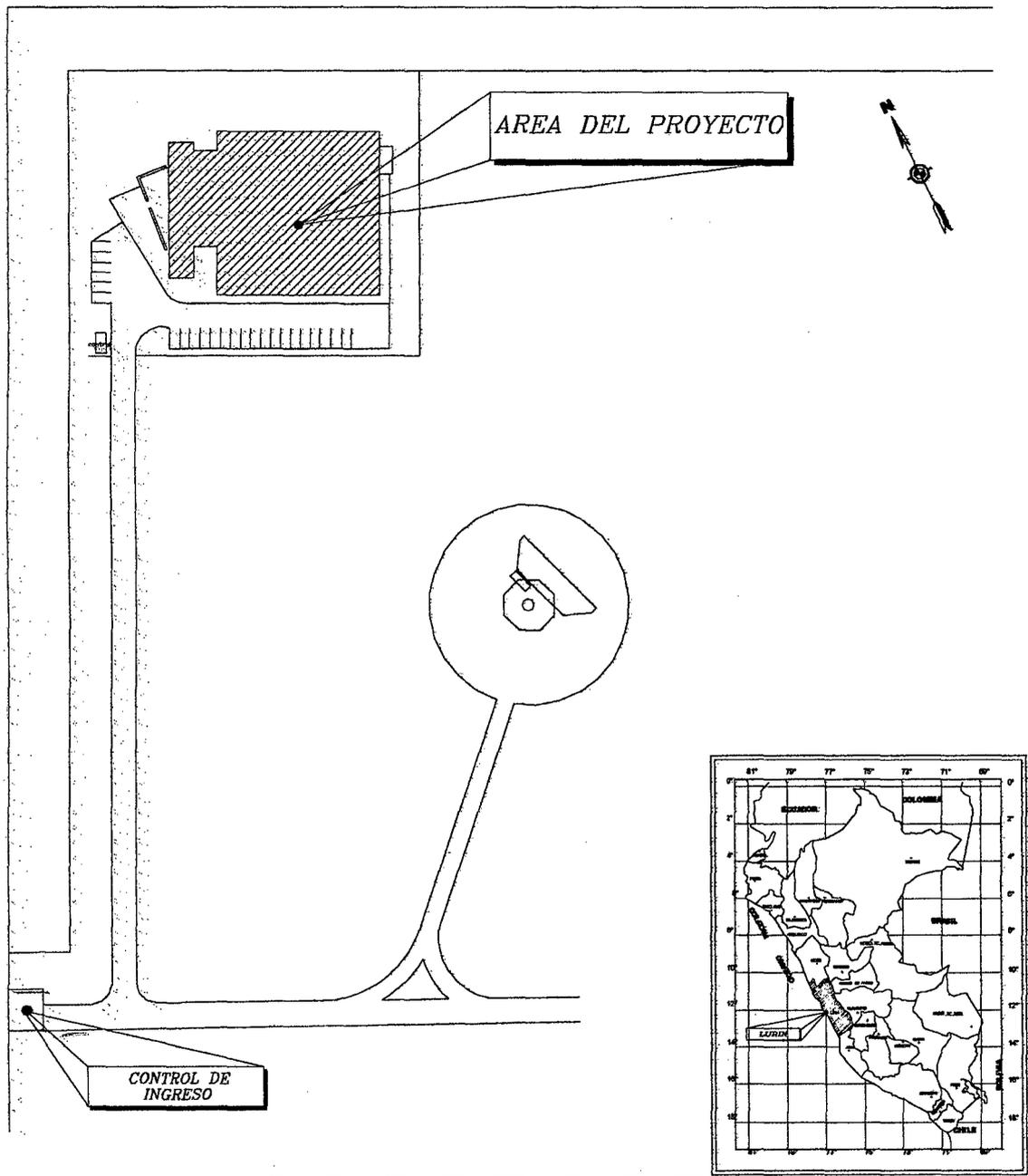


Figura N° 5.49: Ubicación del área de terreno a construir.

5.3.2 Investigación Geotécnica de Campo y Sección de Análisis

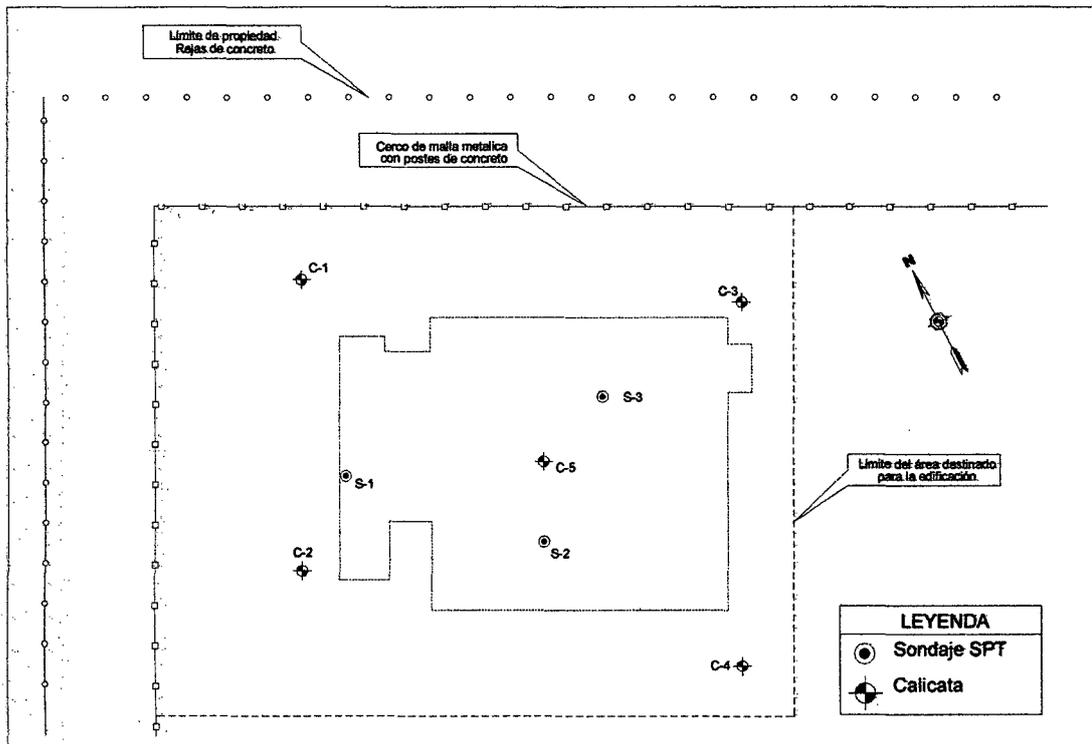


Figura N° 5.50: Ubicación de los ensayos de campo realizados.

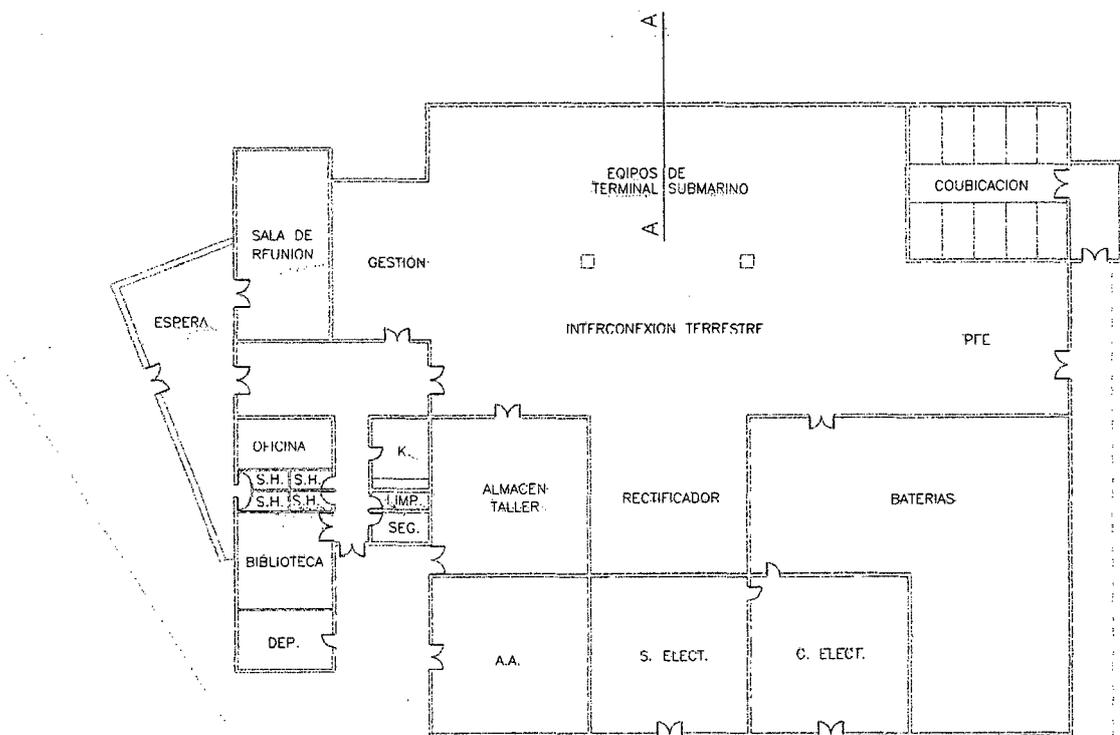


Figura N° 5.51: Sección A-A' de la cimentación continua en el que se analiza.

5.3.3 Perfil Estratigráfico

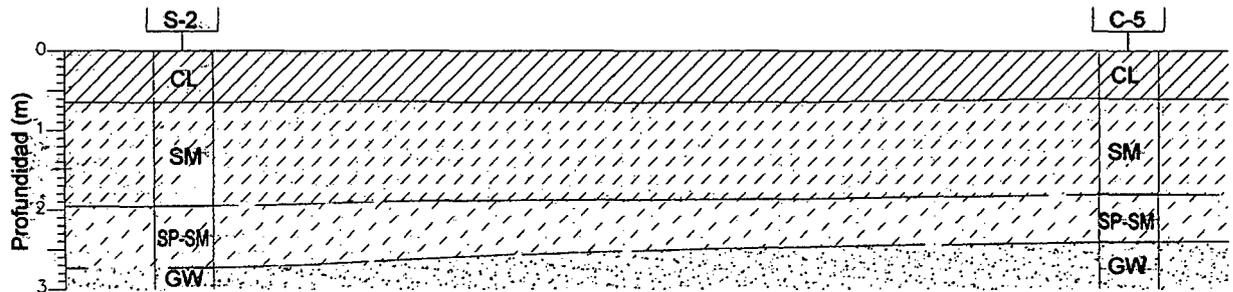


Figura N° 5.52: Perfil estratigráfico del terreno.

5.3.4 Propiedades Estáticas y Parámetros Hiperbólicos de los Materiales

Material		γ	γ_{sat}	K_o	C	ϕ_o	$\Delta\phi$	R_f	K	K_{ur}	n	K_b	m
Estrato	SUCS	(KN/m ³)	(KN/m ³)		(KN/m ²)	(°)	(°)						
1ro	GW	22.2	22.7	0.7	0	42	0	0.7	525	0	1.2	1950	0.41
2do	SP-SM	17.6	19.5	0.7	0	42	0	0.9	1200	0	0.3	800	0.46
3ro	SM	17.6	19.5	0.7	0	42	0	0.9	1200	0	0.3	800	0.46
4to	CL	9.9	11.8	0.7	0	20	0	0.9	100	0	0.7	25	0.37

5.3.5 Modelamiento Geométrico

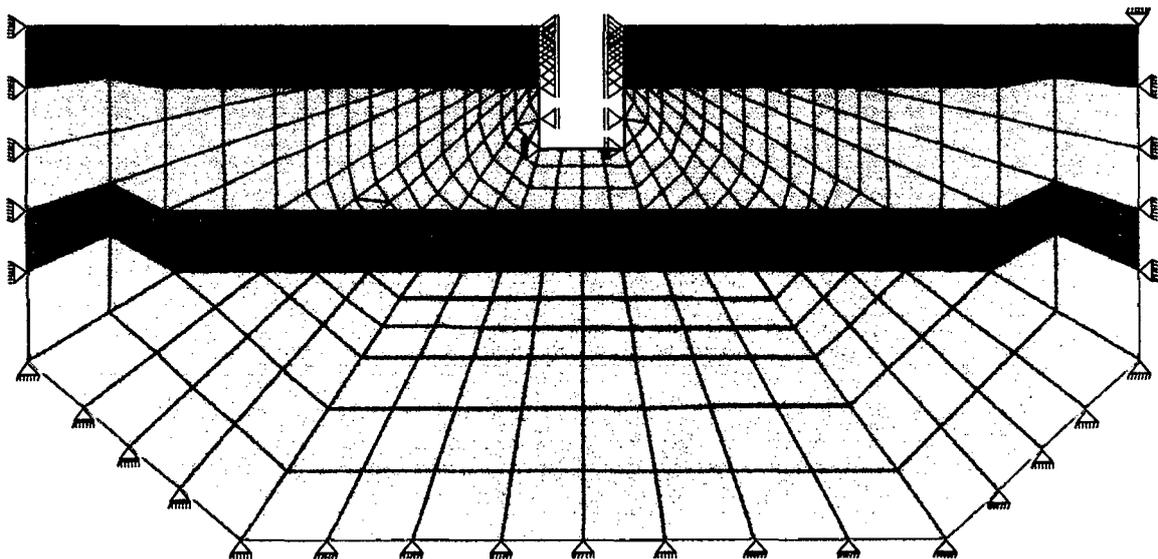


Figura N° 5.53: Suelo de cimentación discretizado con malla de elementos finitos.

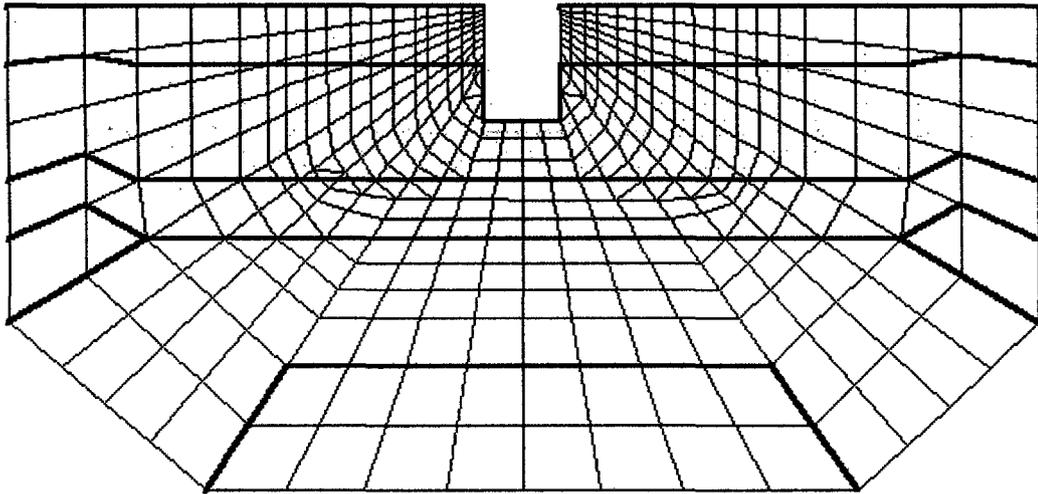


Figura N° 5.54: Definición de las capas para el análisis.

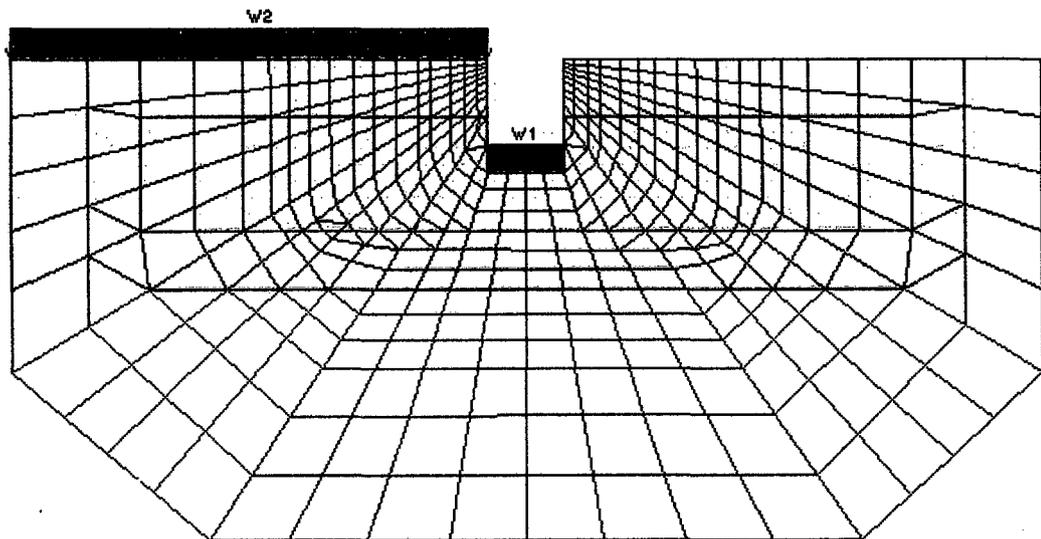


Figura N° 5.55: Definición de cargas sobre la cimentación.

W1=10KN/m (Carga de superestructura)

W2=10KN/m (Carga de equipos)

5.3.6 Resultados del Análisis Estático

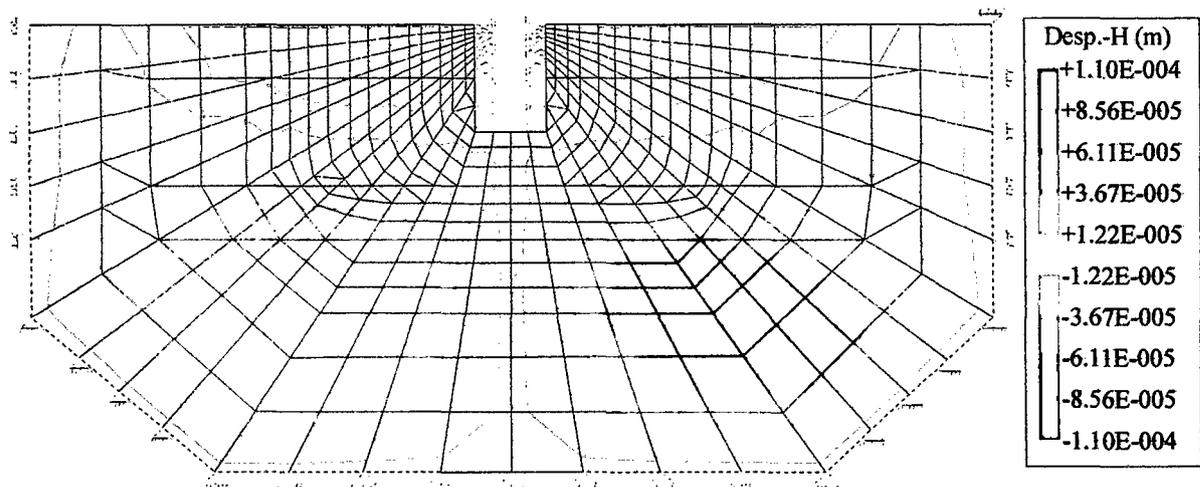


Figura N° 5.56: Distribución de desplazamientos horizontales debido a la carga de la estructura.

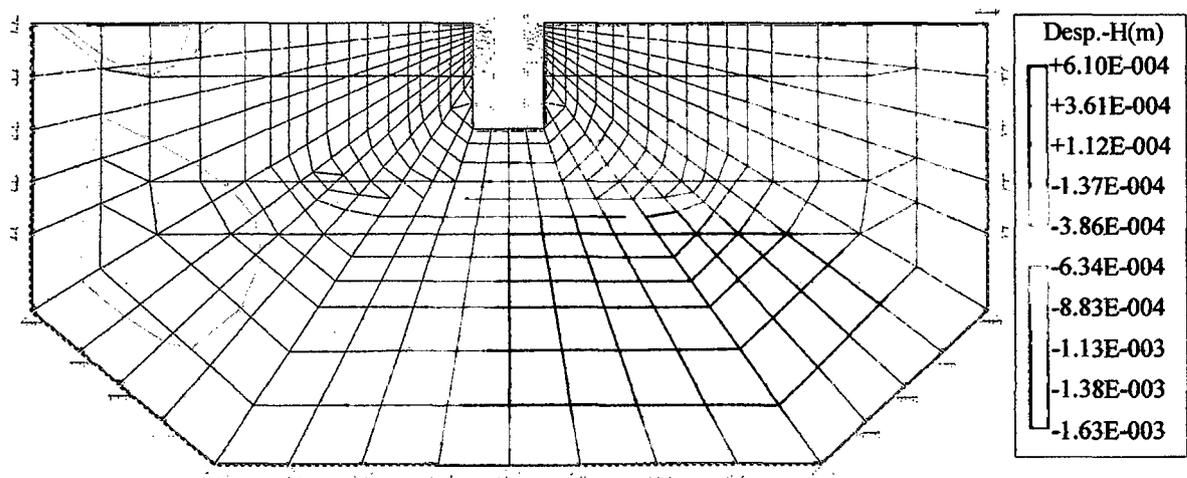


Figura N° 5.57: Distribución de desplazamientos horizontales debido a la carga de los equipos.

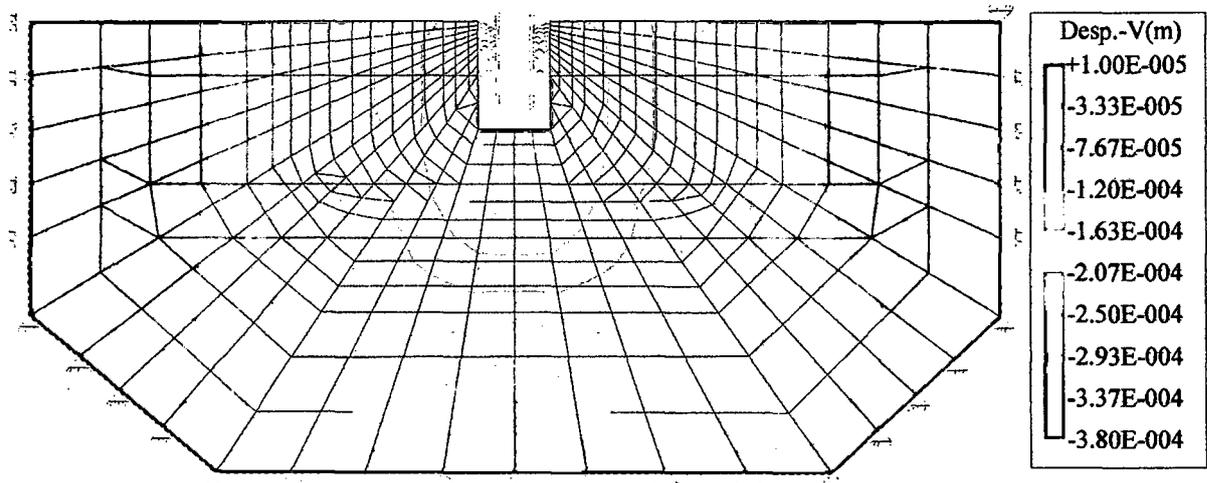


Figura N° 5.58: Distribución de desplazamientos verticales debido a la estructura.

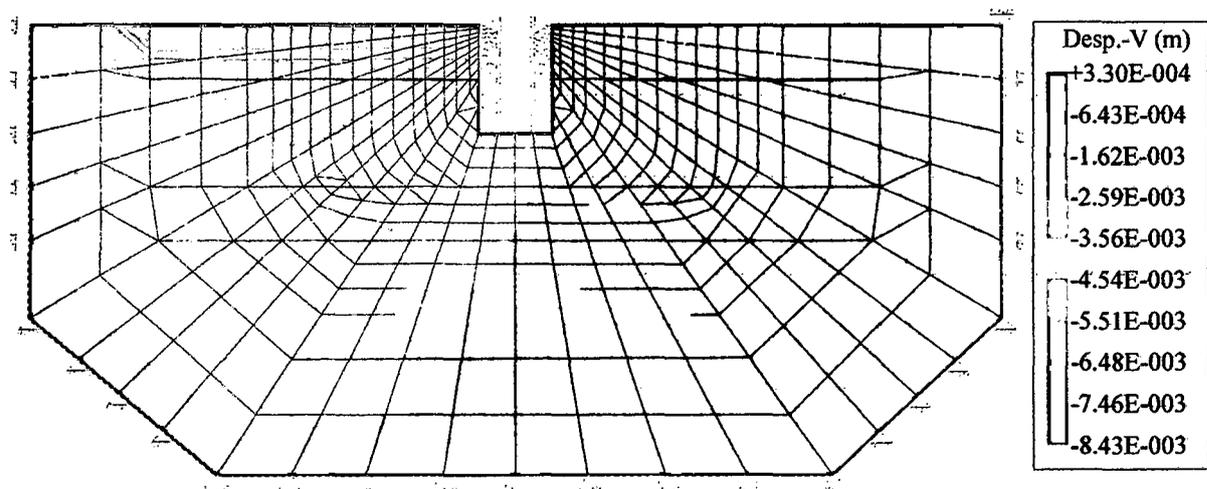


Figura N° 5.59: Distribución de desplazamientos verticales debido a la carga de los equipos.

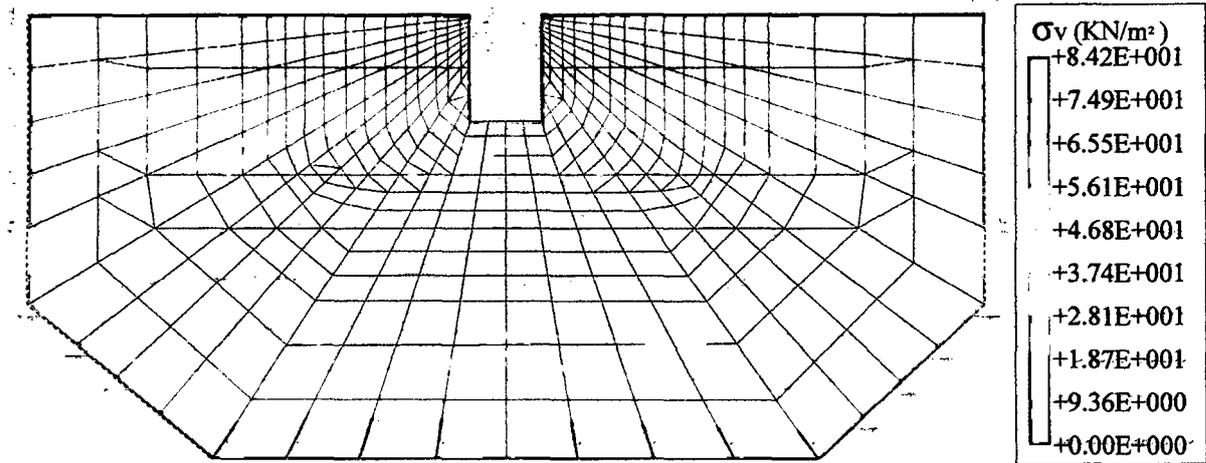


Figura N° 5.60: Distribución de esfuerzos verticales debido a la carga de la estructura.

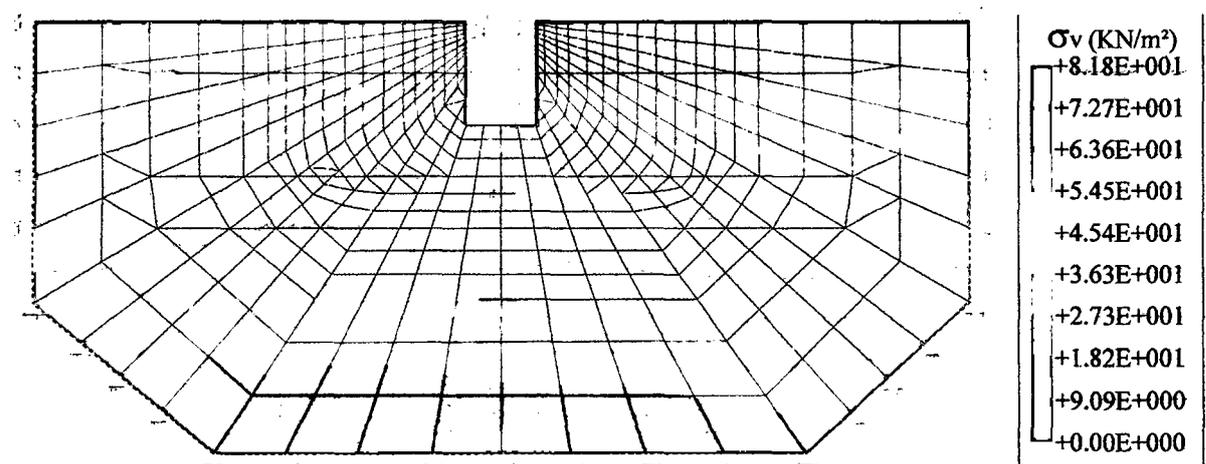


Figura N° 5.61: Distribución de esfuerzos verticales debido a la carga de los equipos.

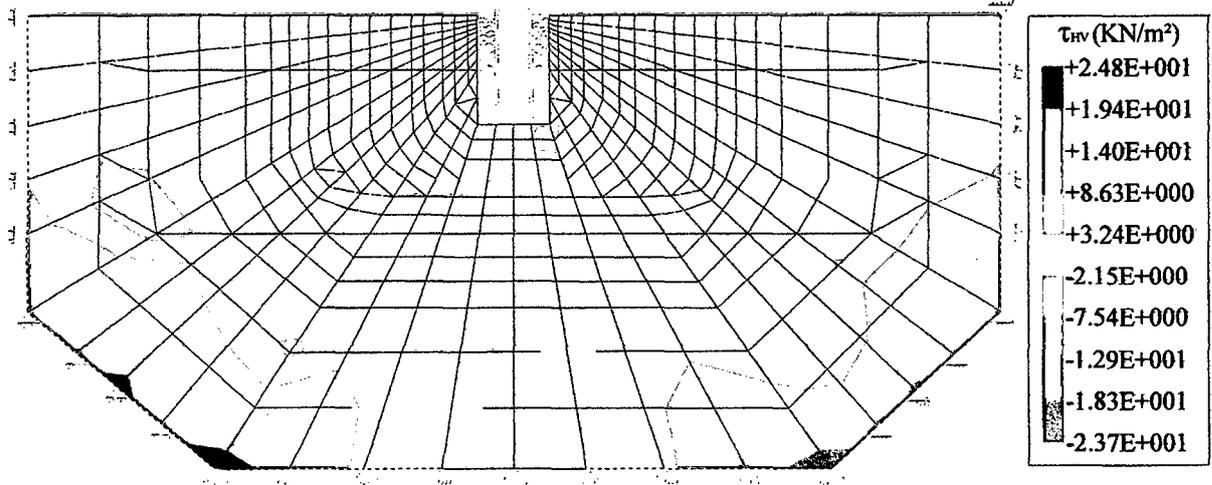


Figura N° 5.62: Distribución de esfuerzos cortantes debido a la carga de la estructura.

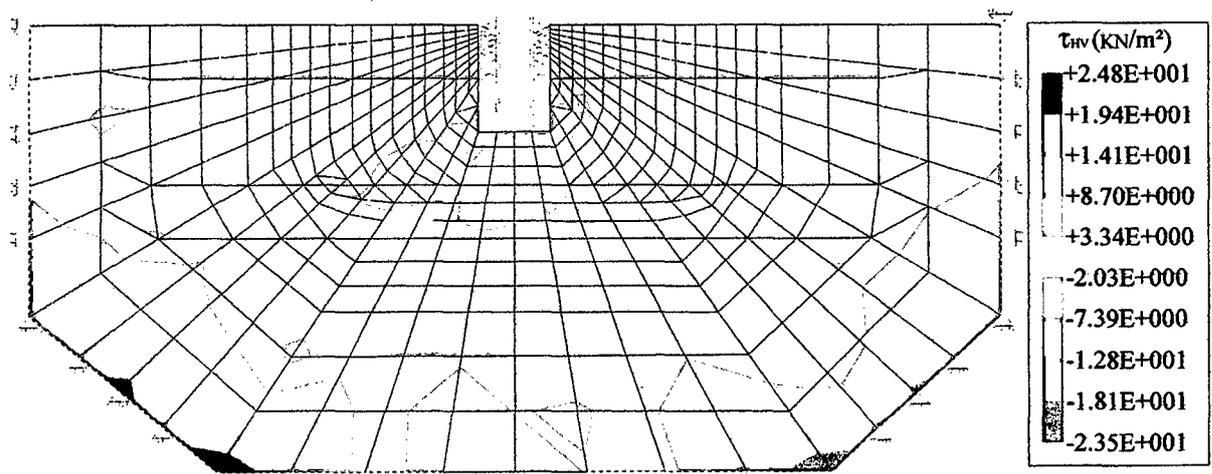


Figura N° 5.63: Distribución de esfuerzos cortantes debido a la carga de los equipos.

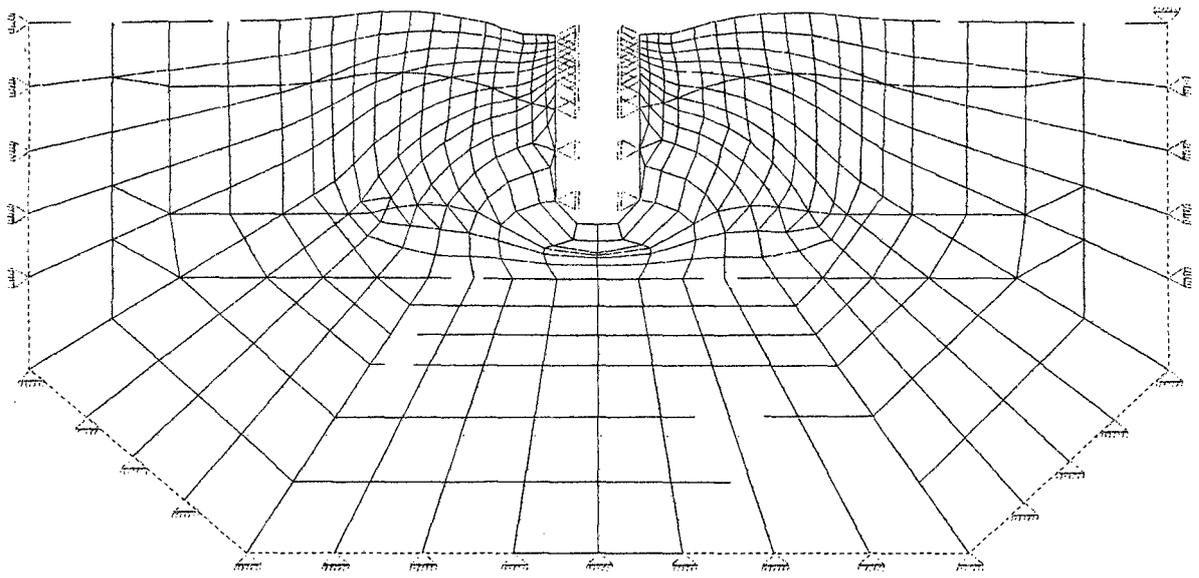


Figura N° 5.64: Deformada de la cimentación debido a la carga de la estructura.

5.3.7 Conclusiones

De los resultados del análisis estático se observa que la carga de los equipos produce desplazamientos horizontales sobre la cimentación, por lo que se debería considerar este tipo de efectos cuando las cargas son considerables. Se observa asimismo, que la distribución de desplazamientos es de forma semicircular, produciéndose los máximos desplazamientos en la zona de contacto entre la cimentación y el suelo. Por otro lado, se observa que la carga de los equipos influye en el asentamiento de un lado de la cimentación, el cual debería de ser tomado en cuenta en el diseño.

No se puede apreciar mucho la alteración de los esfuerzos geostáticos verticales debido a la aplicación de las dos cargas, esto es debido a que la magnitud de las cargas es relativamente pequeña si comparamos con cargas de edificaciones de varios pisos, observándose por tanto una distribución bastante uniforme de los esfuerzos verticales.

Los puntos debajo de la cimentación están sometidos a esfuerzos mínimos del orden de 9. kN/m² debido a la carga transmitida por la estructura y del orden de 18 kN/m² debido a la carga de los equipos, observándose claramente de cómo la carga de los equipos influye en el comportamiento del suelo de cimentación.

De la deformada de la cimentación se observa que las zonas laterales adyacentes a la cimentación tienden a desplazarse hacia arriba, mientras que el suelo por debajo de la cimentación se desplaza hacia abajo.

Los efectos que producen la carga transmitida por la estructura en el comportamiento del suelo de cimentación, corresponde a una distribución simétrica, tanto en los desplazamientos verticales como horizontales, así como en los esfuerzos cortantes.

No se ha realizado el análisis dinámico para este caso analizado debido a las limitaciones del problema, en el cual la base del modelo (roca rígida) no ha sido identificada en los sondajes de exploración geotécnica, presumiéndose que esta se encuentre a una gran profundidad.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Se ha desarrollado el software GEOSOFT, para el análisis estático y dinámico (sísmico) de estructuras geotécnicas, utilizando el método de elementos finitos. Además, se ha puesto mucho énfasis en el diseño de la interfaz del usuario (interacción Hombre-Máquina), que con el uso de mouse, iconos, gráficos, ventanas, menús desplegables, botones, barras de desplazamientos, tablas etc. permiten su fácil manejo y trabajo agradable, por lo que GEOSOFT tiene todas las características de un software moderno que corre bajo el sistema operativo Windows 95 y versiones posteriores.

Las enormes capacidades de procesamiento, potencial de cálculo y almacenamiento que tienen las computadoras actualmente, permiten implementar programas de cómputo, empleando el método de elementos finitos, el cual, permite obtener soluciones bastante aproximadas a los problemas de ingeniería.

Los elementos finitos, es un método adecuado que permite simular el proceso de construcción por capas de una estructura geotécnica como una presa de tierra o de relaves y ver el comportamiento de la misma en cada etapa de construcción. Para presas de tierra, también se puede simular el proceso de llenado, así como el proceso de vaciado por niveles y observar el comportamiento de la presa ante la ocurrencia de estos procesos.

Los modelos matemáticos, deben simular en lo posible el comportamiento de los materiales observado en el laboratorio, por ello el uso del modelo hiperbólico (no lineal) implementado es siempre recomendable. La aplicación de un modelo lineal puede conducir a resultados no confiables o dudosos, debido a que la relación esfuerzo-deformación de los materiales geotécnicos es no lineal.

El análisis esfuerzo-deformación requiere que las propiedades de los materiales sean determinadas a partir de un detallado programa de investigación geotécnica de campo y ensayos en el laboratorio, asimismo la determinación de los parámetros hiperbólicos de los materiales deben ser determinados a partir de ensayos triaxiales consolidados-drenados (CD), llevados a cabo en muestras del material procedente de la estructura geotécnica a analizar.

Para el análisis sísmico es necesario determinar adecuadamente el estado de esfuerzos iniciales (estado de esfuerzos finales del análisis estático), debido a que los parámetros dinámicos de los materiales son dependientes de este estado de esfuerzos.

La determinación de los esfuerzos cortantes máximos inducidos por un movimiento sísmico, que actúan en planos horizontales dentro de una de una estructura geotécnica es un factor importante en la evaluación de la respuesta dinámica de la misma.

El software desarrollado ha sido aplicado en el análisis de tres estructuras geotécnicas: un depósito de relaves, una presa de tierra y una cimentación continua. A partir de los resultados se puede concluir que el software desarrollado permite prever el comportamiento, tanto estático como dinámico, de dichas estructuras en términos de desplazamientos horizontales y verticales, esfuerzos normales y cortantes, y esfuerzos y deformaciones dinámicas. Dichos resultados permitirán realizar un diseño óptimo de la estructura geotécnica, lo que a su vez redundará en la economía y la seguridad de la obra.

El análisis estático de las estructuras geotécnicas antes mencionados, fue realizado utilizando el modelo hiperbólico de análisis no lineal. Los parámetros del modelo fueron obtenidos a partir de ensayos de laboratorio en muestras remoldeadas provenientes de dichas estructuras y a partir de valores publicados en la literatura técnica existente. Se han modelado las diferentes etapas de la vida de estas estructuras, tales como: construcción por capas, llenado del reservorio y vaciado del reservorio.

Para el análisis de respuesta sísmica de las diferentes estructuras analizadas, se ha utilizado el modelo lineal equivalente y la componente horizontal (N 82° O) del registro de aceleraciones del terremoto de Lima del 03 de octubre de 1974. Los parámetros dinámicos utilizados en este análisis, así como las curvas de reducción del módulo cortante y del factor de amortiguamiento han sido tomadas de la literatura existente.

6.2 RECOMENDACIONES

En caso de que en una estructura analizada se obtengan deformaciones considerables, se recomienda mejorar el proceso de compactación en la construcción o también remplazar los materiales por otros materiales que tienen un mejor comportamiento.

En el caso del depósito de relaves analizado, el método de crecimiento recomendado para la construcción del depósito de relaves de cianuración es el de aguas arriba, a pesar de que el método de crecimiento aguas abajo ofrece ligeramente un mejor comportamiento, en este caso pesaron más las razones técnicas de producción ya que el método de crecimiento aguas abajo reduciría considerablemente la capacidad de almacenamiento del nuevo depósito de relaves de flotación operativa, algo que no es conveniente debido a que la producción de relaves de flotación resultaba 8 veces la de cianuración.

Para el mismo caso mencionado anteriormente, se recomienda mejorar las condiciones de resistencia y compresibilidad del relave fino del depósito antiguo que servirá de cimentación al proyectado depósito de cianuración. Este mejoramiento puede lograrse compactando este material o colocando una capa de material de desmonte de mina inerte debidamente compactado.

A fin de mejorar el comportamiento de presas de tierra, se recomienda que el proceso de construcción debe llevarse a cabo mediante capas de espesores uniformes y mediante una buena compactación; dependiendo también de una adecuada selección de los materiales.

En el análisis de cimentaciones, si los asentamientos verticales obtenidos son considerables, se recomienda mejorar las dimensiones de la cimentación.

A fin de obtener comportamiento más real del suelo de cimentación debido a la carga de la estructura, se recomienda que la carga debe ser aplicada por incrementos en el proceso de análisis, simulando así el proceso real de construcción de las estructuras.

Se recomienda usar el software GEOSOFTE desarrollado para evaluar las deformaciones permanentes en estructuras geotécnicas a partir de la amplificación de las aceleraciones a través de la estructura.

Se recomienda hacer los análisis de estabilidad a partir del análisis esfuerzo-deformación por elementos finitos, que a diferencia del método de equilibrio límite en el que se determina factores de seguridad estático y pseudo-estático, en este caso se obtendrá un factor denominado factor de estabilidad estático y dinámico.

Se recomienda mejorar el software a fin de incorporar el proceso de excavación en estructuras geotécnicas.

BIBLIOGRAFIA

LISTA DE ABREVIATURAS

ASCE -	American Society of Civil Engineers
EERC -	Earthquake Engineering Research Center
IJNAMG -	International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics
JEMD -	Journal of Engineering Mechanics Division
JGED -	Journal of the Geotechnical Engineering Division
JSMFD -	Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division
JSDEE-	Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering

ANGERMEYER, J. Y JAEGER, K. (1994). Guía del programador, Anaya Multimedia

ABDEL-GHAFFAR, A.M. and SCOTT, R.F. (1979). Analysis of earth dam response to earthquakes, JGED, ASCE, Vol. 105, No. GT12, pp.1379-1403.

ABDEL-GHAFFAR, A.M. and SCOTT, R.F. (1979). Shear moduli and damping factor of earth dam, JGED, ASCE, Vol. 105, No. GT12, pp.1405-1426.

ABDEL-GHAFFAR, A.M. and SCOTT, R.F. (1981) Comparative study of dynamic response of earth dam, JGED, ASCE, Vol. 107, No. GT3, pp. 271-286

BUSTAMANTE A.(1998). Implementação Computacional para Modelagem de Escavação e Fluxo Permanente não Confinado. Departamento de Engenharia Civil, Pontificia Universidad Católica do Rio de Janeiro, Brasil.

BROWN, K. (1992). Visual Basic para los programadores de C y C++, Editorial limusa, Méjico.

BYRNE, P.M., CHEUNG, H. and YAN, L. (1986). Soil Parameters for deformation analysis of sands version 2, Department of Civil Engineering. University of British Columbia, Vancouver.

COLINDRES R. (1993). Dinámica de Suelos y Estructuras.

CLOUGH, R. and WOODWARD, R. (1967). Analysis of embankment stresses and deformations, JSMFD, ASCE, No. SM4, pp.529-549.

COOK, R, MALKUS, D. and PLESHA, M. (1989). Concepts and applications of finite element analysis, Third Edition, John Wiley & Sons Inc, New York.

DAKOULAS, P. (1990). Nonlinear response of dams founded on alluvial deposits in narrow canyons, JSDEE, Vol. 9, No. 6, pp.301-312.

DESAI y SIRIWARDANE (1984). Constitutive Laws For Engineering Materials Whith Emphasis On Geologic Materials. Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Arizona, Tucson, Arizona.

DUNCAN J.M., BYRNE P., WONG K.S. and MABRY P. (1980). Geotechnical Engineering, Strength, Stress-strain and bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Moviments in Soil Masses. Department of Civil Engineering, University of California-Berkeley

DUNCAN, J.M., SEED, R.B., WONG, K.S. and OZAWA, Y. (1984). FEADAM84: A computer program for finite element analysis of dams, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg,

DUNCAN, J.M. and CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils, JSMFD, ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp.1629-1652.

ESPINOZA, V. (1998). Análisis de Estabilidad Física de Depósitos de Relaves, Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima Perú.

GAZETAS, G. (1987) Seismic response of earth dams: some recent developments, JSDEE, Vol. 6, No 1, pp. 2-47.

HERRAIZ, M. (1997). Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - CISMID, Lima Perú.

IDRISS, I.M., LYSMER, J., HWANG, R. and SEED, H.B. (1973). QUAD-4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures, Report EERC 73-16, University of California, Berkeley.

LAW, TEAM-CHIE. (1975). Deformations of earth dams during construction, Ph.D. Thesis, University of Alberta, Edmonton.

LYSMER, J. and KUHLEMEYER, R.L. (1969). Finite dynamic model for infinite media, JEMD, ASCE, Vol. 95, No. EM4, pp.859-877.

MAKDISI, F., KAGAWA, T. and SEED, H.B. (1982). Seismic response of earth dams in triangular canyons, JGED, ASCE, Vol. 108, No. GT10, pp.1328-1337.

MARSAL, R.J. and RAMIREZ, L. (1967). Performance of El Infiernillo dam, JSMFD, ASCE, Vol.93, No. SM4, pp.265-298.

MEJIA, L., SEED, H.B. and LYSMER, J. (1982) Dynamic analysis of earth dams in three dimensions, JGED, ASCE, Vol. 108, No. GT12, PP. 1586-1603.

MEJIA, L. and SEED, H.B. (1983). Comparison of 2-D and 3-D dynamic analysis of earth dam, JGED, ASCE, Vol. 109, No. 11, pp.1383-1398.

MURRAY, W. Y PAPPAS, C. (1994). Programación en Windows, McGraw-Hill, España

NAYLOR, D. J. (1991). Constitutive laws for static analysis of embankment dams, Proc. 1st International Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Rio de Janeiro, pp.289-316.

NAYLOR, D.J., PANDE, G. SIMPSON, B. and TABB, R. (1981). Finite element in geotechnical engineering, Pineridge Press Rub., Swansea.

NAYLOR, D. J., TONG, S. L. and SHAHKARAMI, A. (1989). Numerical modelling of saturation shrinkage. Numerical Models in Geomechanics, Elsevier, pp.636-648.

NOBARI, E.S. and DUNCAN, J.M. (1972). Effect of reservoir filling on stress and movements in earth and rockfill dams, Report TE 72-1, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

OLDECOP, L.A. (1992) Análisis del comportamiento de la presa de Ullum ante movimientos sísmicos destructivos, Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Ing. Aldo Bruschi" Universidad Nacional de San Juan, Argentina.

PARRA D. (1996). Modelagem Numerica do Comportamento Estatico e Sismico de Barragens de Terra. Departamento de Engenharia Civil, Pontificia Universidad Católica do Rio de Janeiro, Brasil.

PRESSMAN, R. (1993). Ingeniería del Software.

SCOTT Z. Y BEVERLY B. (1990). Fundamentos y Técnicas Avanzadas de Programación.

SABOYA, F.JR. and BYRNE, P.M. (1993). Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, No. 4, pp. 690-701.

SEED, H.B. and IDRIS, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.

SEED, H.B. and IDRIS, I.M. (1969). Influence of soils conditions on ground motions during earthquakes, JSMFD, ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp.99-137.

SEED, H.B. WONG, R.T., IDRIS, I.M. and TOKIMATSU, K. (1984). Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesionless soils, Report No. EERC 84-14, University of California, Berkeley.

SIMONS, H.A. and RANDOLPH, M.F. (1986). Comparison of transmitting boundaries in dynamic finite element analyses using explicit time integration, Short communications, IJNAMG, Vol. 10, pp.329-342.

SUN, J.I., GOLESORKHI, R. and SEED, H.B. (1988). Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils, Report No. EERC 88-15, University of California, Berkeley.

VEIGA PINTO, A. A. (1983) Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento, Tese para Especialista, Laboratorio Nacional de Ingenieria Civil, 1983.

WHITE, W, VALLIAPPAN, S. and LEE, I.K. (1977). Unified boundary for finite dynamics models, JEMD, ASCE, Vol. 103, No. EM5, pp.949-964.