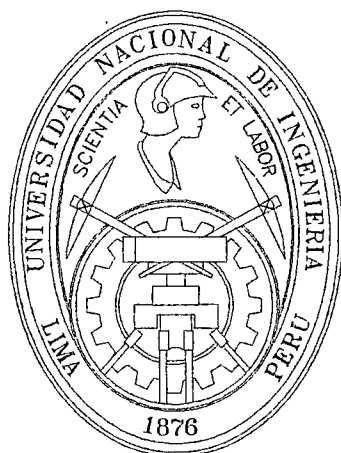


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANALISIS Y DISEÑO DE ESTABILIDAD SISMICA DE
TALUDES EN SUELOS Y ROCAS - CASO CURVAS LA LEONA**

TESIS

Para optar el Título Profesional de :

INGENIERO CIVIL

FELIX EDUARDO GARCIA PRADO

**Lima - Perú
2005**

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**



INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO I

1.0 CONSIDERACIONES SISMICAS

	Pag.
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Análisis Sísmico Determinístico	2
1.3. Análisis Sísmico Probabilístico	2
1.3.1. Identificación y Delimitación de las Fuentes Sísmicas	3
1.3.2. Determinación de la Actividad Sísmica en Cada Fuente.....	5
1.3.3. Establecimiento de una Relación de Atenuación.....	7
1.3.4. Integración de los Efectos Experimentados en el Sitio de los Eventos Sísmicos en las Fuentes.....	8

CAPITULO II

2.0 EXPLORACION DE CAMPO

2.1. Generalidades.....	10
2.2. Métodos Geofísicos	12
2.2.1. Refracción Sísmica	12
2.2.2. Resistividad Eléctrica	15
2.3. Perforaciones.....	17
2.3.1. Perforaciones a Inyección de Agua (Wash Boring)	18
2.3.2. Perforaciones por Rotación (Diamantinas)	19
2.4. Ensayos de Penetración	20
2.4.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	20
2.4.2. Ensayo de Penetración con Cono Holandés (CPT)	21
2.5. Instrumentación	22



CAPITULO III

3.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1.	Generalidades.....	45
3.2.	Ensayos de Clasificación de Suelos	46
3.2.1.	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)	47
3.2.2.	Sistema de Clasificación de Suelos de la AASTHO.....	49
3.3.	Ensayos de Resistencia Cortante.....	51
3.3.1.	Ensayo de Corte Directo	53
3.3.2.	Ensayos de Compresión Triaxial	54

CAPITULO IV

4.0 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS

4.1.	Generalidades.....	72
4.2.	Análisis Estático (Equilibrio Límite) (Programa SLOPE/W)	72
4.2.1.	Método Bishop Simplificado (1955)	76
4.2.2.	Método Janbu Simplificado (1968)	77
4.2.3.	Otros métodos	77
4.3.	Análisis Pseudoestático	77
4.4.	Análisis de Respuesta Sísmica	79
4.4.1.	Modelo Lineal Equivalente	80
4.4.2.	Determinación de Parámetros Dinámicos.....	81
4.4.3.	Modulo de Corte en Suelos Arenosos	81
4.4.4.	Modulo de Corte en Suelos Cohesivos	82
4.4.5.	Modulo de Corte en Suelos Gravosos	82
4.5.	Análisis Retrogresivo (Back Analysis)	83
4.6.	Análisis de Deformaciones Permanentes Inducidas por Sismo	84
4.6.1.	Método de Newmark.....	85



CAPITULO V

5.0 ANÁLISIS DE CAIDA DE ROCAS

5.1.	Generalidades.....	101
5.2.	Análisis de Caída de Rocas (Programa CRSP)	102
5.2.1.	Perfil de Contacto	104
5.2.2.	Velocidad Inicial	104
5.2.3.	Tamaño y Forma de la Roca	105
5.2.4.	Rugosidad.....	106
5.2.5.	Coefficientes de Restitución	106
5.2.5.1.	Coefficientes de Restitución Tangencial (Kt)	107
5.2.5.2.	Coefficientes de Restitución Normal (Kn)	108
5.3.	Interpretación del Análisis de Caída de Rocas (Programa CRSP)	109
5.4.	Protección Contra la Caída de Rocas.....	110
5.4.1.	Banquetas	110
5.4.2.	Cunetas Junto al Pie del Talud	112
5.4.3.	Diseño de Enmallados	113
5.4.4.	Diseño de Vallas Estáticas	116
5.4.5.	Diseño de Vallas Dinámicas.....	121

CAPITULO VI

6.0 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LAS CURVAS DE LA LEONA (EL SALVADOR)

6.1.	Generalidades.....	155
6.2.	Antecedentes.....	159
6.3.	Sismicidad	160
6.3.1.	Tectónica	160
6.3.2.	Sismicidad Histórica	161
6.3.3.	Estudios de Peligro Sísmico	163



6.3.4.	Registro de Aceleraciones del Año 2001	164
6.3.5.	Sismos de Diseño	166
6.4.	Geología	167
6.4.1.	Clima.....	167
6.4.2.	Marco Geológico	167
6.4.2.1.	Estratigrafía	167
6.4.2.2.	Rasgos Geomorfológicos	169
6.4.2.3.	Geodinámica Externa	170
6.4.3.	Estabilidad de Taludes	171
6.4.3.1.	Evaluación del Nivel de Riesgo	172
6.4.3.2.	Características Geológico-Estructurales de los Tramos Críticos.....	173
6.5.	Geotecnia y Mecánica de Suelos	180
6.5.1.	Sondajes Profundos	180
6.5.2.	Muestras Inalteradas y Pruebas SPT en Taludes de Deslizamiento ...	181
6.5.3.	Prospección Geofísica del Deslizamiento 3.....	181
6.5.4.	Monitoreo del Talud del Deslizamiento 3	183
6.5.5.	Resultados del Estudio Geotécnico y de Mecánica de Suelos	183
6.6.	Análisis de Estabilidad de Taludes.....	184
6.6.1.	Introducción	184
6.6.2.	Modelo Geotécnico de Falla de Taludes.....	185
6.6.2.1.	Deslizamiento N° 1	186
6.6.2.2.	Deslizamiento N° 2.....	186
6.6.2.3.	Deslizamiento N° 3	187
6.6.3.	Análisis Estático y Pseudo-Estático	188
6.6.4.	Análisis Retrospectivo (Back Analysis)	189
6.6.5.	Análisis de Estabilidad Pre y Post-Sismo.....	191
6.6.6.	Análisis de Deformaciones Permanentes	193
6.6.6.1.	Cálculo de Deformaciones Permanentes con Sismos de Diseño.....	193
6.6.7.	Medidas Correctivas	196
6.6.7.1.	Deslizamiento N° 1.....	196



6.6.7.2. Deslizamiento N° 2	198
6.6.7.3. Deslizamiento N° 3	199

CAPITULO VII

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	245
--	------------

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	248
--	------------

ANEXOS

ANEXO A	CRONOLOGIA DE LOS SISMOS DESTRUCTIVOS EN EL SALVADOR
ANEXO B	MAPAS DE ISOSISTAS
ANEXO C	REGISTROS ACELEROGRAFICOS DISPONIBLES DE LOS SISMOS DE ENERO Y FEBRERO DEL 2001
ANEXO D	CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES
ANEXO E	SALIDAS DEL PROGRAMA CONTEO PARA LA ZONA CRITICA N° 2
ANEXO F	SALIDAS DEL PROGRAMA CONTEO PARA LA ZONA CRITICA N° 3
ANEXO G	REGISTRO DE PERFORACIONES Y TABLAS DE RESUMEN DE PERFORACIONES
ANEXO H	REGISTRO DE SPT
ANEXO I	LINEAS DE REFRACCION SISMICA Y SONDAJES ELECTRICOS VERTICALES
ANEXO J	REGISTROS INCLINOMETRICOS
ANEXO K	ANALISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES

PLANOS



INTRODUCCION

La Inestabilidad de Taludes es causada gradualmente por la desintegración de la estructura del suelo, que se inicia con grietas dividiendo al suelo en fragmentos granulares; en ocasiones, estos son causados por el incremento de la presión de poros o por eventos sísmicos. Usualmente, la inestabilidad es debida a la excavación o al corte del pie del talud y pueden suceder de una manera lenta o repentina, y con o sin aparente provocación. Debido a la variedad de factores que desencadenan un deslizamiento, éstas demandan también una teoría de análisis.

El objetivo de la presente Tesis es proveer a los profesionales que enfrentan estos problemas de estabilidad una metodología de Análisis de Estabilidad Sísmica de Taludes, considerando también su comportamiento, cuando es sometido a cargas sísmicas, así como las medidas correctivas necesarias de los taludes para su correcto funcionamiento luego de un determinado evento sísmico.

El análisis de taludes puede ser dividido en dos categorías, una para Evaluar Estabilidad del Talud y otra para Estimar el Movimiento del Talud, aún cuando ambas están estrechamente relacionados; estos diferentes y distintos tipos de análisis son casi siempre usados para evaluarlos.

En este trabajo, se hizo uso del Análisis de Equilibrio Límite para evaluar la Estabilidad de los Taludes, mientras que para predecir los Movimientos se empleó la Metodología de Newmark.



En muchas ocasiones los Eventos Sísmicos son los principales agentes que activan el desprendimiento o caída de rocas de los taludes naturales, dichas rocas descienden a altas velocidades y se convierten en un peligro para las personas y vehículos que transitan bajo los taludes, por este motivo el tema de caída de rocas es también parte importante de este trabajo, así como las medidas de protección ante este fenómeno, presentando diferentes alternativas de solución.

La presente Tesis se ha llevado a cabo en 6 capítulos desarrollándose de la siguiente manera:

En el Capítulo I se dan a conocer las Consideraciones Sísmicas para un Análisis de Estabilidad de Taludes. En este Capítulo se realiza un estudio de peligro sísmico o amenaza sísmica en determinada zona; para lo cual se hace uso de las Metodologías Determinística y Probabilística. De ellas se obtienen aceleraciones máximas en determinado lugar y de dicho valor el coeficiente sísmico, para el diseño de estructuras de tierra y taludes naturales. Para el desarrollo de esta tesis se presentan en los primeros capítulos las consideraciones teóricas para realizar un Análisis Sísmico de Estabilidad de Taludes y se muestran las medidas correctivas para su estabilización. En el capítulo 6 son utilizados los aspectos teóricos de los anteriores capítulos en un caso real ocurrido en la República de El Salvador donde a inicios del año 2001 se sucedieron dos eventos sísmicos ocasionando numerosos deslizamientos.

En el Capítulo II se describe la Exploración de Suelos la cual se considera como la de mayor importancia para diseñar los taludes y con la cual se obtienen las propiedades físicas representativas y valederas del suelo conformante del talud. Se revisaron los métodos directos e indirectos, considerando además, un acápite de Instrumentación Geotécnica describiéndose la importancia de la auscultación de los taludes y el continuo monitoreo de ellos, tanto superficialmente como en el interior del terreno.



En el Capítulo III se describen los principales Ensayos de Laboratorio para una correcta caracterización de las propiedades de resistencia de corte del suelo, los ensayos de Clasificación de Suelos, ensayos de Corte Directo y el ensayo de Compresión Triaxial.

En el Capítulo IV se muestra el Análisis de Estabilidad de Taludes en Suelos y se presentan el Análisis Estático, Pseudo Estático, Respuesta Sísmica, Back Analysis y de Deformaciones Permanentes. En el caso de la ocurrencia de un deslizamiento de un talud por causa de un evento sísmico, se tiene que realizar un Modelo Geotécnico de Falla del Talud que refleje lo acontecido en la realidad, es por tal motivo que los análisis de estabilidad antes descritos son de mucha importancia. No es habitual realizar el análisis de deformaciones permanentes en el análisis de estabilidad de taludes naturales, pero en esta ocasión, se consideró necesario hacerlo, para asegurar la estabilidad futura de los taludes, limitando su deformación.

En el Capítulo V se presenta el Análisis de Caída de Rocas y las medidas de mitigación respectivas. El objetivo de este capítulo es dar a conocer un procedimiento de análisis confiable para este problema que afecta también los taludes mineros en Tajos Abiertos, Taludes carreteros, etc. Este problema de Caída de Rocas no ha sido implementado en el Perú de una forma mas agresiva como lo es en otros países, aún cuando en nuestra Región Sierra se presenta de manera continua.

En el Capítulo VI se presenta un caso real de Análisis de Estabilidad Sísmica acontecido en la República de El Salvador en unos taludes de la carretera CA-1 en un sector denominado Las Curvas de la Leona como consecuencia de dos fuertes sismos ocurridos en Enero y Febrero del 2001, dichos eventos produjeron numerosos deslizamientos de rocas el país. La metodología descrita en los capítulos anteriores fue puesta en práctica para aplicar las medidas correctivas de estabilización en este caso real.



Finalmente se presentan las principales conclusiones y recomendaciones, frutos del presente Trabajo de Tesis.



CAPITULO I

1.0 CONSIDERACIONES SISMICAS

1.1. GENERALIDADES

Los Estudios de Peligro o amenaza sísmica de un país, se realizan para determinar la distribución de valores de aceleración máxima en roca para un determinado período de retorno. Los resultados de estos estudios se utilizan en los códigos de diseño sismo - resistente y para determinar los sismos de diseño en las obras de Ingeniería Civil. Los estudios de peligro sísmico son de carácter determinístico y probabilístico.

Para la evaluación de amenazas sísmicas naturales hay que caracterizar el fenómeno que genera la amenaza, en este caso sería la sismicidad siendo necesario estudiar el tamaño, la ubicación de los sismos y posteriormente la determinación de los efectos que estos fenómenos pueden tener en el lugar de estudio.

Con la finalidad de tener valores de intensidades ya sea de magnitud, aceleración máxima, valor espectral de la velocidad, valor espectral de desplazamiento del suelo, etc; se efectúa un estudio de peligro sísmico el que se define como: ***“La probabilidad de que en un determinado lugar ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado”***.

Los estudios de peligro sísmico determinan aceleraciones máximas a nivel de roca, estos valores son utilizados para obtener un coeficiente sísmico en el diseño de estructuras de tierra, así como en taludes naturales.



El objetivo de este capítulo es de dar a conocer las diversas metodologías usadas actualmente para el Análisis de Peligro Sísmico de determinada zona y su utilización en el cálculo de coeficientes sísmicos para estructuras de tierra; las metodologías más usadas son las determinística y probabilística las que se describen a continuación.

1.2. ANÁLISIS SÍSMICO DETERMINÍSTICO

Esta metodología proporciona un enfoque sencillo para la estimación de las solicitaciones dinámicas a esperar en determinado lugar, es usada para etapas de Pre-Factibilidad y Factibilidad de Proyectos de Ingeniería. Este tipo de estudio brinda un panorama global que describe las fuentes sismotectónicas que afectarán al lugar y estima los sismos que en esta etapa pueden producirse, las solicitaciones dinámicas se evalúan aplicando leyes de atenuación a las fuentes. Solo toma en cuenta un evento entre todas las fuentes sísmicas que es supuestamente “el peor” considerándose que la sismicidad futura será idéntica a la del pasado.

1.3. ANÁLISIS SÍSMICO PROBABILÍSTICO

Este tipo de análisis brinda un panorama general en el que se describe las fuentes sismotectónicas que afectarán al lugar y estima los sismos que en éstas se pueden generar, las solicitaciones dinámicas se evalúan con las leyes de atenuación a los respectivos sismos de las fuentes, se adoptan modelos estocásticos para modelar la ocurrencia en el tiempo de la sismicidad y aplicar modelos estadísticos para la distribución de sus magnitudes.



El análisis probabilístico permite al que diseña escoger una sollicitación dinámica que represente a su juicio, el mejor balance entre costos y riesgos. Esta metodología permite escoger probabilidades de excedencia para las cargas dinámicas congruentes con las otras sollicitaciones de diseño de la estructura, realizando un enfoque óptimo para las etapas de diseño de los proyectos ingenieriles. La metodología probabilística permite la evaluación de espectros de respuesta de los movimientos del terreno congruentes con el marco tectónico.

El peligro sísmico probabilístico se calcula con el método desarrollado por Cornell (1968). Este método considera 4 diferentes pasos:

1. Identificación y Delimitación de las Fuentes
2. Determinación de la Actividad Sísmica en cada Fuente.
3. Establecimiento de una Relación de Atenuación.
4. Integración de los Efectos Experimentados en el lugar de los eventos sísmicos de las fuentes.

A continuación se describirán los pasos de la metodología sísmica probabilística:

1.3.1. IDENTIFICACIÓN Y DELIMITACIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS

Las fuentes pueden ser fallas estudiadas, hasta estructuras geológicas difusas y poco entendidas, pero asociadas de alguna manera a la sismicidad o a las estructuras tectónicas. Las configuraciones de las fuentes pueden ser puntos, líneas, áreas o planos buzantes. Esta tarea requiere estudiar los modelos sismo-tectónicos propuestos por los sismólogos y analizar los catálogos de registros de eventos sísmicos y la información geológica y geofísica disponible para el lugar.



TECTONISMO Y SISMOTECTÓNICA

Para la delimitación de las fuentes se realiza un estudio de la tectónica y sismotectónica del área de estudio, ya que la sismicidad es una de las manifestaciones de la dinámica interior del globo terrestre; la actividad sísmica se concentra principalmente en los bordes de los grandes bloques tectónicos denominados placas tectónicas y su estudio es importante para el estudio del peligro sísmico. Tal es el caso del Perú en Sudamérica formando parte del cinturón circumpacífico y presentando una alta sismicidad. Sus rasgos tectónicos son la Cordillera de los Andes y la Fosa Oceánica Perú-Chile las que se relacionan con esta alta sismicidad, como consecuencia de la interacción de dos placas convergentes cuya resultante es el proceso orogénico de los Andes.

En los contactos de las placas, los límites o bordes raramente coinciden con las márgenes continentales, pudiendo ser éstos de tres tipos:

- A. Según cordilleras axiales, donde las placas divergen una de otra y donde se genera un nuevo suelo oceánico.
- B. Según las fallas de transformación a lo largo de las cuales las placas se deslizan una respecto a la otra.
- C. Según zonas de subducción, donde las placas convergen y una de ellas se sumerge bajo el borde delantero de la suprayacente.

Se tiene indicios que la mayor parte de la Actividad Tectónica en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de las placas debido al frotamiento mutuo de éstas, produciendo terremotos.



En trabajos de sismotectónica en muchas oportunidades se señalan ciertas discontinuidades de carácter regional provocando una división de las regiones en provincias tectónicas. Estas tienen características específicas que influyen en la actividad sísmica que ocurre en cada una de ellas.

Las fuentes se definen como Continentales o de Subducción correspondientes a áreas, fallas o puntos dependiendo del estudio sismotectónico, observación de distribución en el espacio de sismos tanto en profundidad como en la superficie terrestre.

1.3.2. DETERMINACIÓN DE LA ACTIVIDAD SÍSMICA EN CADA FUENTE

La actividad sísmica se evalúa en términos del número de eventos sísmicos y la frecuencia de ocurrencia de magnitudes que se generan en una fuente durante un lapso determinado. Se requiere de la aplicación de un modelo estocástico para representar la ocurrencia de eventos, comúnmente el de máxima verosimilitud y el de mínimos cuadrados, y un modelo probabilístico para la distribución de magnitudes.

Para evaluar estadísticamente los parámetros de estos modelos se cuenta con los catálogos de los eventos sísmicos. Es importante que sean homogéneos, precisos, completos y de un período largo de observación.

Se usarán los catálogos desde una fecha determinada con la finalidad de tener completos los catálogos, se usará valores de magnitud de onda de cuerpo (m_b), magnitud de onda de superficie (M_s) o magnitud momento (M_w) siendo esta última mas actualizada.



Para el análisis de recurrencia de sismos se hace uso de la expresión de Richter (1958).

$$\text{Log } N = a - bM$$

donde:

- N = número de sismos acumulados por unidad de tiempo.
a , b = parámetros que dependen de la región.
M = magnitud (mb, Ms o Mw)

La expresión anterior también se puede describir como:

$$N = \Gamma_o . e^{-\beta M}$$

donde:

- Γ_o = 10^a es el número de sismos por unidad de tiempo con $M > 0$.
 β = $b \times \ln 10$.

La tasa μ es la tasa media anual de ocurrencia de eventos mayores o iguales que la magnitud mínima de homogeneidad. Para determinar la tasa μ se utiliza una variación del Diagrama de Gutenberg y Richter, que consiste en dibujar un número acumulativo de eventos mayores a una determinada magnitud, versus el tiempo. De estos gráficos se puede determinar la magnitud mínima de homogeneidad (M_{min}) y la tasa μ . La magnitud mínima de homogeneidad corresponderá al gráfico cuyo diagrama acumulativo versus tiempo muestre un comportamiento lineal monótonicamente creciente. La tasa μ es la pendiente de dicha recta.



M_{max} . es la magnitud máxima probable que puede ser liberada como energía sísmica (McGuire, 1976). Para determinar esta magnitud se utiliza el siguiente criterio: el más grande evento que ha ocurrido en la fuente en el pasado, es el máximo sismo que se espera en el futuro.

Para determinar las profundidades representativas de los hipocentros en las zonas sismogénicas se hace un trabajo estadístico del cálculo de frecuencias de sismos versus profundidad. Este análisis de recurrencia se realiza para cada fuente delineada.

1.3.3. ESTABLECIMIENTO DE UNA RELACION DE ATENUACIÓN

Esta relación determina el efecto que el sismo genera en el sitio, es una expresión matemática que predice el movimiento del terreno (usualmente aceleración pico) en un lugar debido a la ocurrencia de un sismo en una fuente particular. Los parámetros que generalmente intervienen son: la magnitud (m_b , M_s ó M_w) para cuantificar el sismo y la distancia (epicentral o hipocentral) para caracterizar el efecto del recorrido fuente-lugar. La relación de atenuación deberá ser generada con una base de datos que sea congruente con el marco sismo-tectónico y las observaciones específicas de movimientos fuertes del terreno para la región de estudio.

Para cada fuente, sean éstas continentales o de subducción, existen diferentes leyes de atenuación que se basan en registros de acelerógrafos de las componentes de aceleración



Las leyes de atenuación toman en consideración la magnitud del sismo, la distancia sea epicentral o hipocentral, si son para roca o para suelo, obteniéndose un valor de aceleración, que indica la aceleración esperada ocasionada por un sismo de determinada magnitud a una distancia dada.

1.3.4. INTEGRACIÓN DE LOS EFECTOS EXPERIMENTADOS EN EL SITIO DE LOS EVENTOS SISMICOS EN LAS FUENTES

Esta integración toma en cuenta la ubicación y geometría de las fuentes con respecto al lugar, su actividad y relaciones de atenuación para traducir la ocurrencia de sismos. Como se dijo al comienzo de este trabajo, el peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un cierto valor fijado.

La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la Teoría de las Probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia. Aplicando esta teoría se puede demostrar que si la ocurrencia de un evento A depende de la ocurrencia de otros eventos: E1, E2,..... En, mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos; entonces, de acuerdo al Teorema de la "Probabilidad Total" se tiene para la probabilidad de ocurrencia de A:

$$P(A) = \sum_i^n P(A / E_i) \cdot P(E_i)$$



donde $P(A/E_i)$ es la probabilidad condicional que A ocurra, dado que E_i ocurra. La intensidad generalizada (I) de un sismo en el lugar fijado puede considerarse dependiente del tamaño del sismo (la magnitud o intensidad epicentral) y de la distancia al lugar de interés. Si el tamaño del sismo (S) y su localización (R) son considerados como variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de probabilidad, $f_s(s)$ y $f_R(r)$ respectivamente, entonces el peligro sísmico definido por la probabilidad que la intensidad I sea igual o mayor que una intensidad dada, será: $P(I \geq i)$ y está dada por:

$$P(I \geq i) = \iint P[I/(s,r)] f_s(s) f_R(r) ds dr$$

Esta es la expresión que resume la teoría desarrollada por Cornell en 1968 para analizar el peligro sísmico. La evaluación de esta integral es efectuada por el programa de cómputo RISK (1976) ó EZ-FRISK (1995) desarrollado por R. McGuire en el cálculo del peligro sísmico.



CAPITULO II

2.0 EXPLORACIÓN DE CAMPO

2.1. GENERALIDADES

En el estudio de la Estabilidad de Taludes, la exploración de campo constituye la parte de mayor importancia para el diseño de un talud y no puede ser llevado a cabo mientras el diseñador no tenga conceptos razonables de las propiedades físicas del suelo, es así que las investigaciones de campo y laboratorio son requeridas para obtener esta información, son estas investigaciones llamadas Exploraciones del Suelo.

Fue hasta cerca de 1930 que la exploración del suelo fue inadecuada ya que los métodos racionales de investigación de suelos no habían sido desarrollados debidamente. Actualmente las técnicas de exploración de campo y ensayos, así como su refinamiento en muchas de las ocasiones no ofrecen valores prácticos de los resultados.

Una de las consideraciones a tener en cuenta en el programa de exploración es el tipo de suelo que uno encontrará, ya que es muy diferente encontrarse con una gran capa homogénea de arcilla en lugar de un depósito consistente de lentes de arena, arcilla y limo. Es recomendable para el segundo caso tener datos de mayor significación en menor tiempo y menor costo con sondeos como el Ensayo de Penetración Estándar, Cono Peck, Cono Sowers, Cono Holandés, etc. a lo largo de líneas verticales en el terreno, ya que estos permiten descubrir zonas débiles o zonas compresibles.



Con la finalidad de adecuar el programa de laboratorio a los requerimientos del proyecto y obtener los datos esenciales en un tiempo y costos mínimos, el Ingeniero ha de familiarizarse con las herramientas y procedimientos disponibles en la exploración, con los métodos de análisis y evaluación de resultados de laboratorio y ensayo de campo y con las incertidumbres de los resultados obtenidos.

Las causas de juzgar el suelo en forma equivocada se dividen en tres categorías:

- a. Influencia de los resultados de los ensayos de suelos disturbados o las diferencias significantes entre ensayos y las condiciones de campo.
- b. Falla para reconocer o juzgar correctamente las condiciones más desfavorables del suelo compatibles con los datos de campo.
- c. Inadecuado contacto entre el diseñador y la organización de la construcción.

Dentro del programa de exploración se debe tener todas las consideraciones antes mencionadas para la elección de los diferentes tipos de ensayos que se realizarán, estos ensayos se dividen en dos grandes grupos: siendo estos **Métodos Directos** y los **Métodos Indirectos**.

Así mismo es objetivo del presente capítulo describir en forma sucinta la auscultación de taludes mediante la instrumentación geotécnica y presentar valores considerados críticos en la estabilidad de éstos.



2.2. METODOS GEOFÍSICOS

Estos ensayos son considerados dentro de los llamados Métodos Indirectos permitiendo estudiar la distribución en profundidad de determinada propiedad físico-química de las capas del terreno, o de alguna característica relacionada con dichas propiedades.

Su importancia reside en la capacidad de determinar los contactos entre los materiales de recibimiento y sub-estratos rocosos entre rellenos artificiales y el terreno natural así como la delimitación de nivel freático.

Los métodos Geofísicos se clasifican en los siguientes grupos: Gravimétricos, Magnéticos, Sísmicos, Eléctricos y Radioactivos.

En el presente capítulo se describe los métodos geofísicos más importantes para el estudio de la estabilidad de taludes, tanto para fases de diseño, como para corrección de inestabilidades.

2.2.1. REFRACCION SÍSMICA

Considerado el más conocido de los métodos geofísicos, la Refracción Sísmica es una herramienta que permite explorar en forma rápida y económica grandes áreas permitiendo obtener con relativa precisión los espesores de los estratos y las velocidades de ondas P y de ondas S en algunos casos.

Este método tiene como base el análisis de la propagación de las ondas elásticas a través del terreno. Estas ondas pueden ser Ondas Elásticas Internas y Ondas Elásticas Superficiales. Si una onda incide sobre una superficie de separación de dos medios de diferentes velocidades, dicha onda se refleja y refracta según la Ley de Snell, como se observa en la Fig. 2.1.



El ensayo consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (P), y algunas veces de las ondas de corte (S), generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. Esta fuente de energía es por lo general una pequeña carga explosiva o un golpe de martillo (Fig. 2.2).

Antes del impacto del martillo o carga explosiva se marcan las líneas de medición con estacas en los puntos de impacto y en las localizaciones de los geófonos. Se determinan las elevaciones topográficas de cada uno de estos puntos y se define su azimut. Para cada línea se colocan los geófonos y se efectúan un mínimo de 4 impactos. Se efectúan los ensayos en ambas direcciones para permitir la detección de buzamientos en los estratos del subsuelo y minimizar el número de suposiciones requeridas en la interpretación de resultados.

Es muy importante definir el espaciamiento de los geófonos y esto es determinado por el grado deseado por definición de los estratos del subsuelo y por la longitud de cada línea de tendido. Si los estratos no son muy potentes y las líneas son cortas, los intervalos de los geófonos serán menores, y si los estratos del subsuelo tienen mayor potencia y las líneas son largas, se necesitarán mayores intervalos de los geófonos.

La energía es detectada, amplificada y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto. El instante del impacto o explosión, “Tiempo Cero”, también es registrado conjuntamente con las vibraciones del suelo que arriban de los geófonos. Por lo tanto, en general, los datos consisten en tiempos de viaje y distancias, siendo el tiempo de viaje el intervalo entre el “Tiempo Cero” y el instante en que el geófono empieza a responder a la perturbación.



Luego la información tiempo-distancia es procesada, para obtener una interpretación de la forma de velocidades de propagación de ondas y la estructura de los estratos del subsuelo. La representación se realiza sobre unos ejes de coordenadas, poniendo en las abscisas las distancias entre el punto de impacto y los geófonos y en las ordenadas los tiempos que la onda elástica tarda en recorrer dichas distancias. La gráfica obtenida recibe el nombre de **Dromocrónica**, ejemplo en la Fig. 2.3.

En el caso de asumir un conjunto particular de condiciones de subsuelo, incluyendo espesores de estratos, geometría y velocidades, siempre se puede asumir un gráfico teórico de tiempo vs. distancia. Sin embargo, la inversa de este proceso no siempre es posible. Para un gráfico dado de tiempo vs. distancia, los métodos convencionales de interpretación confían en el uso de modelos idealizados e hipotéticos planteados en la Teoría de la Refracción Sísmica, tales como el caso simple de los estratos con una interfase horizontal y $V_1 < V_2$, el caso de múltiples estratos con interfases horizontales y velocidades que se incrementan con la profundidad, o modelos más complicados que pueden incluir desalineamientos por fallas, estratos inclinados y semejantes. El modelo seleccionado es aquel cuyo gráfico hipotético tiempo-distancia más cercanamente corresponde a los datos obtenidos en campo.

Así por ejemplo (Fig. 2.4) el caso de dos estratos (medio semi-infinito) que subyace a un estrato simple de velocidad inferior y espesor uniforme) se puede deducir una expresión para evaluar el espesor del primer estrato en función de la distancia crítica y de las velocidades de las ondas en estos estratos, obteniéndose:

$$D_1 = \frac{X_c}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$



donde:

D_1 = Profundidad del estrato

X_C = Distancia crítica

V_1 = Velocidad del estrato 1

V_2 = Velocidad del estrato 2

De la misma manera para el caso de múltiples estratos, se asume que los estratos tienen límites planos y paralelos (incluyendo la superficie del terreno), las velocidades son uniformes dentro de cada estrato, y las velocidades de los estratos se incrementan con la profundidad. La Fig. 2.5 muestra el gráfico tiempo-distancia y posee segmentos de línea que corresponden a cada estrato con una pendiente igual al recíproco de la velocidad del estrato. Cada interfase tiene una distancia crítica y un correspondiente tiempo de intersección.

Finalmente el ensayo de refracción sísmica permite describir la estructura del subsuelo por medio de secciones con la distribución de velocidades de ondas P y de potencias (espesores) y profundidades de horizontes elásticos, también detecta la posición de zonas de debilidad (fallas o fracturas) como oquedades, discontinuidad, etc, lo que convierte a este ensayo de suma importancia en la detección de zonas críticas en un talud y el conocimiento de la potencia de los estratos, en la Tabla 2.1 se muestra valores típicos de velocidad de onda P y S para diferentes tipos de material.

2.2.2. RESISTIVIDAD ELECTRICA

El siguiente Método Indirecto se basa en el estudio de los campos de potencial eléctrico provocados artificialmente, de cuya deformación pueden deducirse conclusiones sobre las características geológicas del subsuelo, siendo una de las ventajas de este ensayo su reducido costo.



Dentro de los métodos más usuales basados en la resistividad se encuentran los Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) y las calicatas eléctricas. La configuración del sistema de medición se muestra en las Fig. 2.6(a) y 2.6(b) que muestran las ubicaciones de cuatro electrodos A, B, M y N y el esquema para medir los sondeos eléctricos verticales.

Los sondeos eléctricos verticales son los de mayor utilización en la exploración de taludes, en éstos se toma un punto del terreno como estación y se procede a realizar una serie de lecturas con distintas distancias inter eléctricas. Cuanto mayor se hace la apertura del dispositivo, la información recibida corresponde a una mayor profundidad; si en lugar de modificar las distancias inter eléctricas del dispositivo éstas se mantienen constantes y desplazamos todo el dispositivo a lo largo de un perfil, obtenemos una calicata eléctrica. Esto nos indica la variación que experimenta la resistividad aparente lateralmente a lo largo de un perfil.

La utilización de los SEV es de determinar recubrimientos sobre substrato, pero solo son útiles cuando se trata de materiales eléctricamente distintos, y no suelen servir ni para espesores de meteorización ni profundidades del nivel freático, mientras que las calicatas eléctricas, sirven para detectar fallas o cambios laterales de litologías con contraste eléctrico.

Uno de los métodos más usados en los SEV es el llamado método *tetrapolar de Schumberger*, el cual se basa en la introducción de una corriente continua de intensidad i mediante dos electrodos de corriente **A** y **B**, y en la medición de la diferencia de potencial V que dicha corriente genera en dos electrodos de potencial **M** y **N** (Fig. 2.6(a)).



La resistividad aparente para cada medición se obtiene mediante el cociente de la diferencia de potencial V y la intensidad de corriente i para cada medida, multiplicada por un factor geométrico que depende de las distancias electródicas, siendo en la mayoría de los casos las distancias $AB/2$ y $MN/2$.

La técnica de campo de este método se basa en la ejecución de medidas sucesivas a distancias electródicas $AB/2$ crecientes a razón logarítmica y manteniendo una relación de $AB/2 \gg MN/2$. La penetración en profundidad se obtiene mediante la abertura de los electrodos de corriente A y B .

La curva de campo o curva de resistividad aparente, en términos de distancia $AB/2$ contra resistividad eléctrica en Ohm/m, se digitaliza para su interpretación en forma de curva de resistividades verdaderas en términos de resistividad de cada capa en Ohm/m y espesor en metros como se muestra en la Fig. 2.7.

Como parte final del ensayo se comparan los valores de resistividad obtenidos en el ensayo con valores típicos encontrados en la bibliografía (Tabla 2.2) determinándose en forma indirecta el tipo de material que conforma el terreno.

2.3. PERFORACIONES

Después de haber descrito los métodos indirectos en los acápites anteriores vemos que estos son importantes para el estudio de taludes, pero que no son determinantes en el diseño de un talud ya que tiene la limitación de no tener muestras directas del suelo. De tal manera que surge la necesidad de realizar ensayos directos donde es posible la extracción de muestras, los medios mas comunes para la extracción de éstas, son las llamadas *perforaciones*.



Dentro de las diferentes clases de perforaciones tenemos las perforaciones a inyección de agua y las perforaciones por rotación, descritas a continuación.

2.3.1. PERFORACIONES A INYECCIÓN DE AGUA (WASH BORING)

Este es un método económico y rápido para conocer la estratigrafía del terreno, así también es usado para tener un avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras extraídas son alteradas y no son recomendadas para realizar ensayos de laboratorio.

El equipo más primitivo por hacer un wash boring (Mohr 1943), usualmente incluye un trípode con polea y un martillo suspendido de 80 a 150 Kg. de peso cuya finalidad es la de hincar en el suelo a golpes una tubería de 1.5m de longitud y 60 mm de diámetro. Esta tubería tiene un diámetro mayor que la usada para inyectar el agua. La tubería de lavado es de 25 mm de diámetro, y de 1.5 á 3m de longitud y presenta unos hoyuelos para la salida del agua que es bombeada como se aprecia en la Fig. 2.8.

El procedimiento consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado la tubería de mayor diámetro que soportará al suelo con sus paredes, el agua formará una suspensión con el suelo en la perforación y ésta sale al exterior a través del espacio comprendido entre la tubería de mayor diámetro y la tubería de lavado. Se complementará esto con el muestreo correspondiente, será suficiente extraer una muestra cada 1.50m si ésta no cambia. Debe tenerse en cuenta que para el muestreo, el agua en la perforación, el agua alcance un nivel de equilibrio que corresponde al nivel freático. Además que estas perforaciones se realizan en arenas, limos y arcillas blandas.



2.3.2. PERFORACIONES POR ROTACIÓN (DIAMANTINAS)

Este tipo de perforaciones son usadas tradicionalmente para perforar rocas aunque pueden ser utilizadas en arcillas duras o margas y existen dos modalidades: *perforaciones abiertas* en las que la broca retira todo el material de la perforación y la técnica de *perforaciones con toma de muestras* en las que se utiliza un muestreador anular que corta el material en forma continua. El equipo usualmente usado para perforaciones diamantinas se muestra en la Fig. 2.9.

La utilización de un fluido de perforación el que es bombeado al interior de la tubería ayuda a la lubricación, a refrigerar la broca y para enviar a la superficie los residuos de perforación. Usualmente se emplea agua, aunque también lodos de perforación como arcilla bentonítica cuando las paredes necesitan soporte.

En rocas blandas se usa la modalidad de perforación abierta, en cambio en rocas sanas y arcillas duras se usa las perforaciones con toma de muestra. Para este tipo de perforaciones los tamaños de diámetros más comunes son de 54mm(2 pulg.) y 76mm (3 pulg.) pero además existen otros, los que se muestran en la Tabla 2.3.

En el mercado se encuentran diferentes tipos de máquinas perforadoras, desde las básicas hasta la mas complejas y sofisticadas, se tendrá en consideración que para la realización de este tipo de perforaciones estos equipos puedan ser transportados y ubicados en los lugares determinados para la exploración puesto que algunas perforadoras son de gran tamaño.



2.4. ENSAYOS DE PENETRACION

2.4.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Siguiendo en la descripción de los ensayos directos hemos notado que la recuperación de muestras adquiere una gran importancia, sobre todo en los suelos muy susceptibles a la perturbación y la variación de sus propiedades en sentido horizontal o vertical.

El método de prueba *in situ* mas ampliamente utilizado es el de penetración. Estos penetrómetros se hincan o penetran a presión en el terreno midiendo la resistencia a la penetración. La prueba de mayor uso es la “Penetración Estándar” que consiste en la hincada de una muestra o cuchara partida dejando caer una masa de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulg. (76cm), como se observa en Fig. 2.10. La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesario para hincar la cuchara partida 1 pie (30cm).

La Tabla 2.4 presenta las correlaciones entre la resistencia del ensayo de penetración estándar y la compacidad relativa de la arena, así como la correlación entre los valores N del SPT y la resistencia a la compresión simple de la arcilla y su consistencia. En estudios mas recientes como los de Holtz y Gibbs se correlaciona el N del SPT, la densidad relativa y el ángulo de fricción interna considerando la presión vertical ya que ha demostrado ser un factor de gran influencia, La Fig. 2.11 ésta dada por Peck, Hanson y Thorburn, 1953 y no toma en cuenta la influencia de la presión vertical.

Se recomienda realizar de 3 a 5 sondeos de SPT a través de la sección crítica del talud analizado, dependiendo esta cantidad de la complejidad del terreno encontrado. Los sondeos deben llegar a una profundidad que atraviese cualquier posible superficie de falla.



2.4.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN CON CONO HOLANDES (CPT)

Este ensayo de penetración estática fue desarrollado originalmente en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de Delf, Holanda, en los años treinta. Como características típicas este penetrómetro tiene un cono de 60° , 35.7 mm de diámetro y una sección transversal de 10cm^2 , además presenta un manguito de fricción del mismo diámetro y un área superficial de 150cm^2 . (Fig. 2.12). La principal característica del penetrómetro es que permite medir, en forma separada, la resistencia en punta del cono y la resistencia por fricción que actúa sobre el manguito.

Para realizar el ensayo, el penetrómetro se introduce hasta la profundidad requerida: se introduce la sección del cono solo a una velocidad constante de 20 mm/s mediante la varilla interior hasta que el manguito que sirve de tope penetren conjuntamente. Si se registra la fuerza durante ambas fases del ensayo, la medida de la primera fase permite obtener directamente la resistencia de la punta, en tanto que la resistencia por fricción se obtiene al realizar la diferencia.

La resistencia en la punta del cono se denomina resistencia a la penetración de cono, se designa q_c , y se define como el resultado de dividir por el área de la punta la fuerza requerida por el cono para avanzar. Es así que Meyerhof (1976) propuso una correlación entre q_c y ϕ' que se muestra en la Fig. N° 2.13.



2.5. INSTRUMENTACION

Ya que la geotecnia tiene un carácter experimental, el desarrollo de un trabajo no puede concluir con el diseño de un determinado talud, ya que sus resultados solo tienen el carácter de hipótesis mas o menos confiable; dado ésto, es necesario controlar el talud y contrarrestar experimentalmente las hipótesis de diseño y modificarlas si es preciso.

Los trabajos necesarios para el control del comportamiento de un talud, suelen englobarse bajo el concepto de *auscultación*, que implica la ejecución de las labores siguientes:

- a. Predicción del comportamiento del talud (fase de diseño).
- b. Elección de las magnitudes cuyo control resulta significativo para reflejar simplídicamente el comportamiento del talud, y que por tanto, serán sujetas a medición.
- c. Definición de los instrumentos adecuados -para medir las magnitudes elegidas en el punto. Dichos instrumentos dependen del rango (valor máximo esperado), precisión requerida y frecuencia de lectura necesaria y también de otros condicionantes, tales como características topográficas, factores económicos, etc.
- d. Instalación de los instrumentos elegidos y lectura de los mismos.
- e. Comparación de los valores previstos con los reales. Análisis de los datos, y modificación, si procede, de las hipótesis efectuadas para la predicción del comportamiento del talud (contrastación experimental del diseño y modificación si procede).

Los principales tipos de instrumentos usados para monitorear las condiciones del terreno se encuentran en la Tabla 2.5, describiéndose además los alcances de cada instrumento.



Siendo el objetivo principal de la auscultación de taludes comprobar que su comportamiento está en concordancia con los estudios de estabilidad, y en caso contrario aportar datos que permitan corregir las hipótesis de estudio, las magnitudes que usualmente se deben controlar son:

- Movimientos superficiales.
- Movimientos en el interior del terreno.
- Movimiento de apertura de grietas y movimientos entre bloques en macizos rocosos.
- Presiones intersticiales.

MOVIMIENTOS SUPERFICIALES

Para la medida de los movimientos superficiales se pueden utilizar los siguientes instrumentos:

Marcas topográficas

Esta metodología detecta movimientos relativos a un punto y las técnicas topográficas son usadas para ello, se hace uso de puntos referenciales en la estructura relacionados a uno o más puntos establecidos. Estos puntos establecidos han de colocarse en una ubicación donde no es afectado por el movimiento del terreno. En presas de tierra, los puntos referenciales son puntos bench marks de concreto, típicamente cubos de 0.30 a 0.50 metros, con planchas de bronce en la cara superior e instalados y nivelados en superficie, se colocan en roca o terreno firme o pilotes.

Extensómetros

Este tipo de instrumento mide el movimiento relativo entre dos puntos en una estructura, este movimiento es medido usando una varilla y un manguito como se aprecia en la Fig. 2.14. La varilla y manguito son



encajados en el final de la perforación y el segundo punto es un punto referencial que es medido por un dial, además los movimientos pueden ser medidos remotamente. La aproximación depende del diseño y el dial o transductor usado: típicamente de ± 50 mm y una precisión de 0.01 mm usando varillas de 100 metros de longitud.

MOVIMIENTOS EN EL INTERIOR DEL TERRENO

Para la medida de los movimientos en el interior del terreno el instrumento de mayor uso es el Inclínómetro. El inclinómetro como se observa en la Fig. 2.15 es un instrumento que mide las inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que da una señal eléctrica proporcional a la inclinación.

Un juego de lecturas es tomado en un período de tiempo y los movimientos horizontales pueden ser detectados. La sonda inclinométrica es introducida en un tubo de plástico o aluminio que tiene 4 ranuras que mantienen al inclinómetro en una orientación fija y permite el monitoreo del movimiento en dos direcciones horizontales.

El inclinómetro permite detectar las zonas de superficie de deslizamiento de un talud que presenta movimiento, su evolución y la velocidad del mismo, así la Tabla 2.6 presenta un resumen de las diferentes escalas de movimiento para un talud y la Fig. 2.16 muestra un registro inclinométrico.

MEDICION DE PRESIONES INTERSTICIALES

Para el control de presiones intersticiales en taludes se usan instrumentos de medición mas comunes como: pozos de observación, piezómetros abiertos y piezómetros cerrados.



El pozo de observación mostrado en la Fig. 2.17 consiste en un tubo ranurado instalado en el interior de un sondeo y el nivel del agua se mide mediante una sonda que se introduce por la boca del mismo. Su uso es aconsejable para medir niveles freáticos en terrenos permeables.

Por su parte, los piezómetros abiertos consisten en tubos cuyo extremo inferior está situado en el punto que se desea controlar; es ranurado para permitir el paso del agua, esta zona está aislada con un sello de bentonita de las presiones intersticiales existentes en otros niveles. La Fig. 2.18 presenta un esquema de este tipo de piezómetro. Este instrumento tiene la desventaja de medir presiones intersticiales en un solo nivel, tiene un tiempo de respuesta largo.

Los piezómetros más efectivos son los del tipo cerrados que generalmente constan de un transductor y están compuestos por:

- **Filtro Poroso:** permite el paso del agua a una cámara situada en el interior del sensor.
- **Un Diafragma Transductor:** separa la cámara del elemento sensor.
- **El Elemento Sensor:** puede ser neumático, de resistencia eléctrica o cuerda vibrante y mide la presión ejercida por el agua contra el diafragma.

La Fig. 2.19 muestra un diagrama del piezómetro cerrado y la Tabla 2.7 describe los diversos sistemas de medida resumiendo las ventajas y desventajas de cada uno de ellos.

Tabla 2.1

**VALORES TIPICOS DE Vp Y Vs
(SUELOS SATURADOS)**

TIPO DE SUELO	(gr/cm3)	Vp (m/seg)	Vs (m/seg)
Suelo Superficial	1.2	250	90
Turba	1.2	250	90
Ceniza Volcánica	1.6	1100	170
Limo	1.6	1150	210
Arcilla	1.6	1330	350
Arena	1.6	1760	450
Arena Fina	1.6	1780	460
Arena Media	1.6	1810	600
Arena Gruesa	1.6	1700	300
Arena Marina	1.6	1350	360
Grava	1.7	1910	510
Grava Gruesa	1.8	2250	650
Esquisto de barro Deposito o acarreo fluvial	1.7	1750	550

Cismid, Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, 1992

Tabla 2.2

VALORES TIPICOS DE RESISTIVIDAD

TIPO DE MATERIAL	RESISTIVIDAD Ohms-cm
Azufre	10^{17}
Mica	10^{10} a 10^{15}
Sal gema seca	10^5 a 10^{15}
Calcita	5 a 10^{14}
Cuarzo	10^{14}
Granito seco	10^8 a 10^{11}
Arenisca seca	10^6 a 10^{10}
Limonita	10^7
Caliza seca	10^5 a 10^6
Caliza húmeda	5×10^3 a 5×10^4
Mineral de pirita, seco	10^3 a 10^4
Mineral de pirita, húmedo	10^2 a 10^{-1}
Calcopirita	1 a 10^{-1}
Calcopirita húmeda	5×10^3 a 10^4
Marga, húmeda	10^2 a 10^3
Arcilla, seca	10 a 10^2
Sal gema, húmeda	5 a 10
Grafito	3×10^{-2}
Cobre	1.7×10^{-6}
Plata	10^{-6}

MATERIAL	RESISTIVIDAD (Ohms-m)
Arcilla	1 - 20
Arena Húmeda	20 - 200
Shale	1 - 500
Piedra caliza porosa	100 - 1 000
Piedra caliza densa	1 000 - 1'000 000
Roca Metamórfica	50 - 1'000 000
Roca Ígnea	100 - 1'000 000

CANTOS, 1974

Tabla 2.3**TAMAÑOS COMUNES DE DIAMETROS DE PERFORACIONES**

Sistema Estándar		
Designación	Diámetro de Muestra (mm)	Diámetro de Taladro (mm)
BWG - BWM	42.0	59.9
NWG - NWM	54.7	75.7
HWG	76.2	99.2

Sistema Wire Line		
Designación	Diámetro de Muestra (mm)	Diámetro de Taladro (mm)
BQ	36.5	60.0
NQ	47.6	75.8
HQ	63.5	96.0

Fuente: Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración
Geotécnica, CISMID, 1992

Tabla 2.4

COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA

Resistencia a la penetración N (golpes/pie)	Compacidad Relativa
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Media
30 – 50	Compacta
> 50	Muy compacta

(Terzaghi y Peck, 1948)

RESISTENCIA DE LA ARCILLA

Resistencia a la penetración N (golpes/pie)g	Resistencia a compresión simple (kg/cm²)	Consistencia
2 <	< 0.25	Muy blanda
2 – 4	0.25 – 0.50	Blanda
4 – 8	0.50 – 1.00	Media
8 – 15	1.00 – 2.00	Semidura
15 – 30	2.00 – 4.00	Dura
> 30	> 4.00	Rígida

(Terzaghi y Peck, 1948)

Tabla 2.5

EQUIPOS DE INSTRUMENTACION

EQUIPO	OBJETO DE MEDICION
Extensómetro	Para medir pequeños cambios de longitud.
Manómetros de desplazamiento	Para medir desplazamientos entre o en las superficies del suelo, macizos rocosos, estructuras, etc.
Inclinómetros	Para medir cambios en la inclinación (ángulos).
Manómetros de asentamiento	Para medir asentamientos en terraplenes o bajo estructuras, etc
Piezómetros	Para medir niveles de agua y presión de ésta.
Celdas de presión	Para medir presiones contra estructuras.

Tabla 2.6

ESCALA DE MOVIMIENTOS DE DESLIZAMIENTOS

CLASE DE VELOCIDAD	DESCRIPCIÓN	VELOCIDAD (MM/SEG)	VELOCIDAD TÍPICA
7	Extremadamente Rápido	5×10^3	5 m/seg
6	Muy Rápido	5×10^1	3 m/min
5	Rápido		1.8 m/hr
4	Moderado	5×10^{-1}	13 m/mes
3	Lento	5×10^{-3}	1.6 m/año
2	Muy Lento	5×10^{-5}	16 mm/año
1	Extremadamente Lento	5×10^{-7}	

(Varnes, 1978)

Tabla 2.7

CONTROL DE PRESIONES INTERSTICIALES

TIPO	Sistema de medida	Observaciones
Pozo de Observación	Tubo ranurado instalado en el interior de un sondeo cuyo nivel de agua se mide con una sonda	Equipos para medida de niveles freáticos en terrenos permeables. No se puede utilizar cuando existen niveles colgados o capas artesianas. Su tiempo de respuesta es largo principalmente en terrenos poco permeables. Movimientos grandes que pueden dañar los tubos e impedir las medidas.
Piezómetro Abierto	Tubo ranurado en su extremo inferior, instalado en un sondeo. El extremo inferior se sella para evitar transmisión de presiones intersticiales en el interior del taladro. La medida del nivel se realiza con una sonda	Equipos para medida de presiones intersticiales en terrenos permeables. Bajo costo. Solo puede usarse en un punto del sondeo. Su tiempo de respuesta es grande principalmente en terrenos poco permeables. Movimientos grandes que pueden dañar los tubos e impedir las medidas.
Piezómetro Cerrado	Sensor que detecta la presión intersticial en un punto mediante un transductor que da una señal proporcional a los cambios de presión. El transductor puede ser neumático, de resistencia eléctrica o de cuerda vibrante.	Equipos para control de presiones intersticiales en uno o varios puntos situados en el interior de un sondeo. Mayor costo que los otros. Su tiempo de respuesta es muy corto aun en terrenos poco permeables. Son poco afectados por el movimientos del talud. Los de cuerda vibrante son precisos y fiables. Permiten transmitir la señal a distancias de mas de 1000 m sin pérdida de precisión. Los de resistencia eléctrica pierden precisión con las variaciones de temperatura y al transmitir la señal a distancia su estabilidad a largo plazo no esta comprobada. Los de tipo neumático son aconsejables para distancias entre sensor y unidad de lectura menores de 200 m, siempre que no se quiera automatizar el proceso de medida.

Tabla XI.4 del Manual de Ingeniería de Taludes
Instituto tecnológico Geo Minero de España (ITGE)

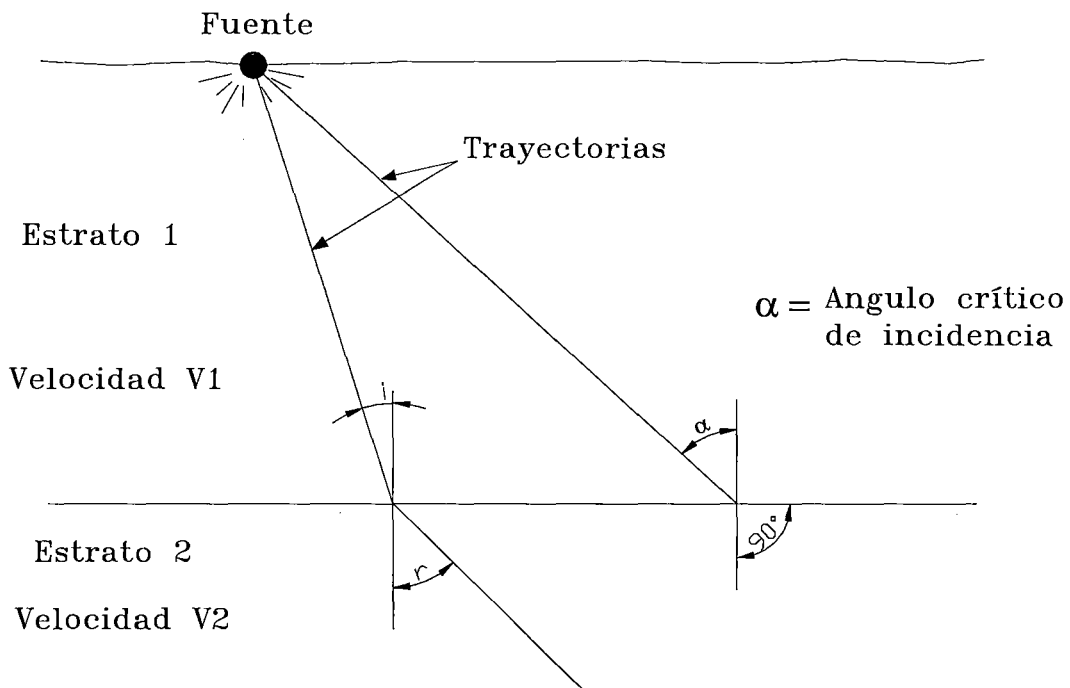


Fig. 2.1 : Refracción de Rayos a través de un Límite entre dos Medios Elásticos.

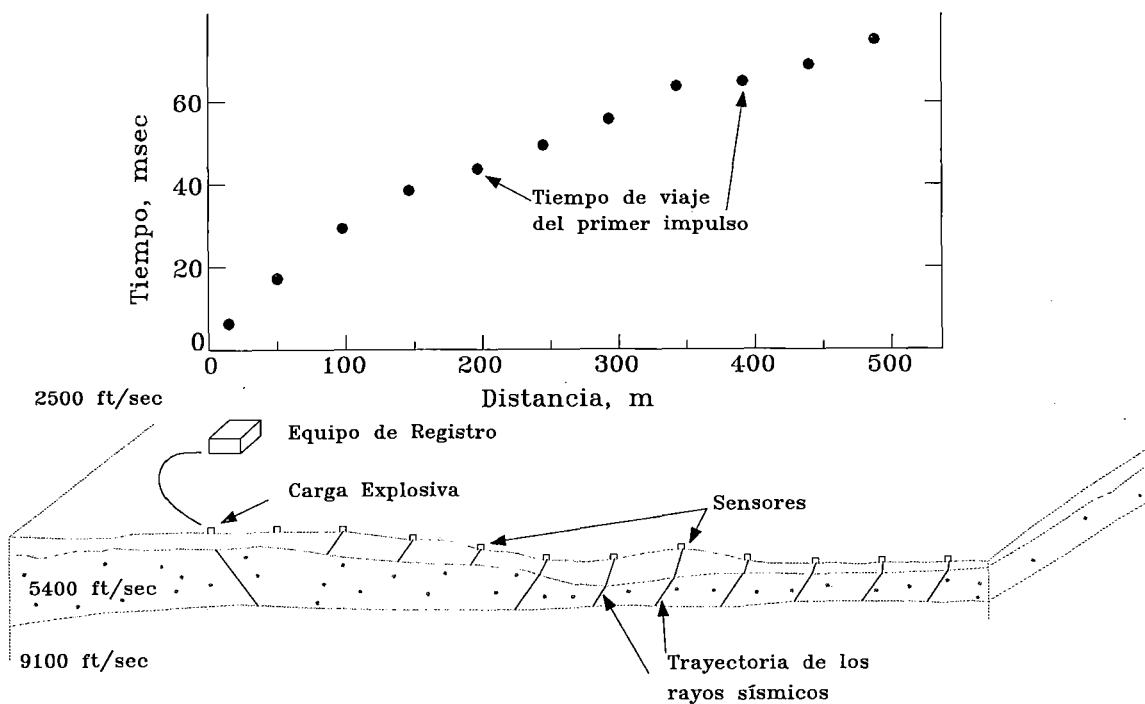


Fig. 2.2 : Esquema del Ensayo de Refracción Sísmica

DROMOCRÓNICAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

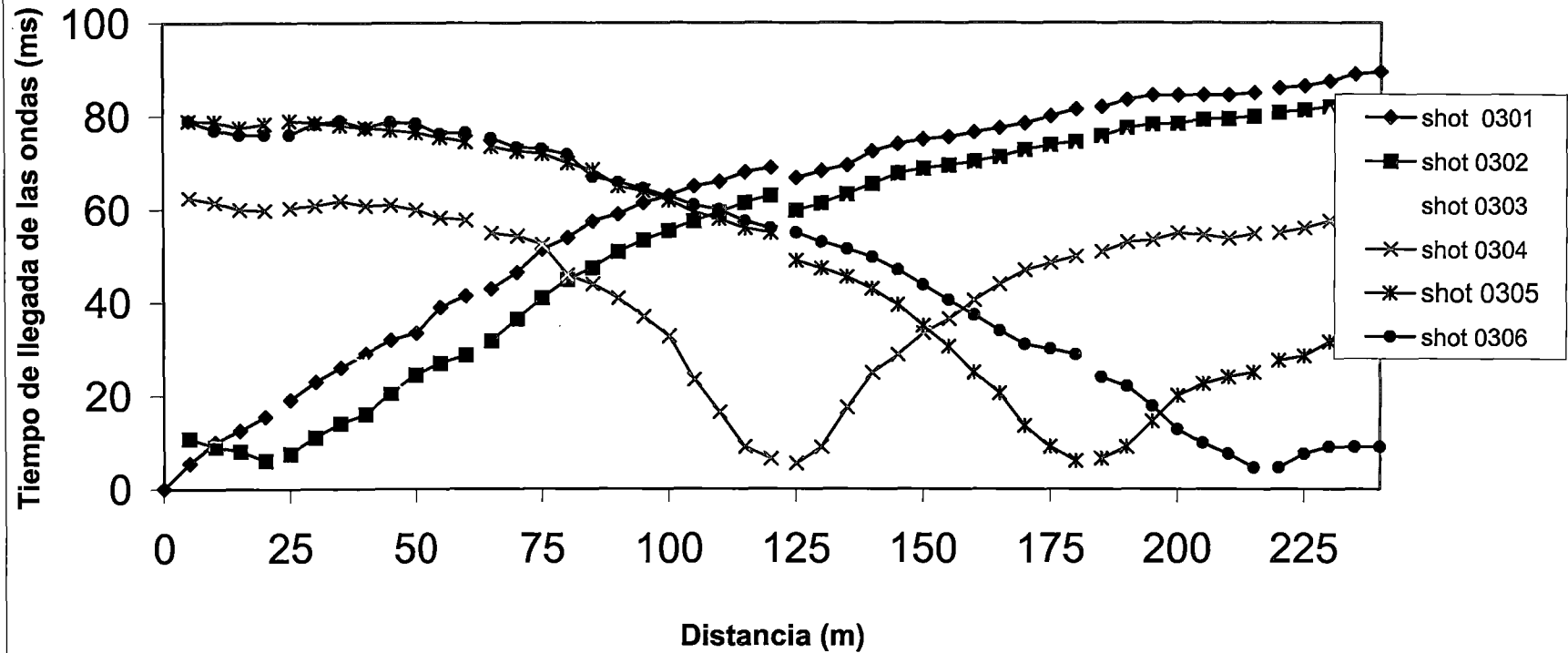


Fig. 2.3 : Dromocrónica

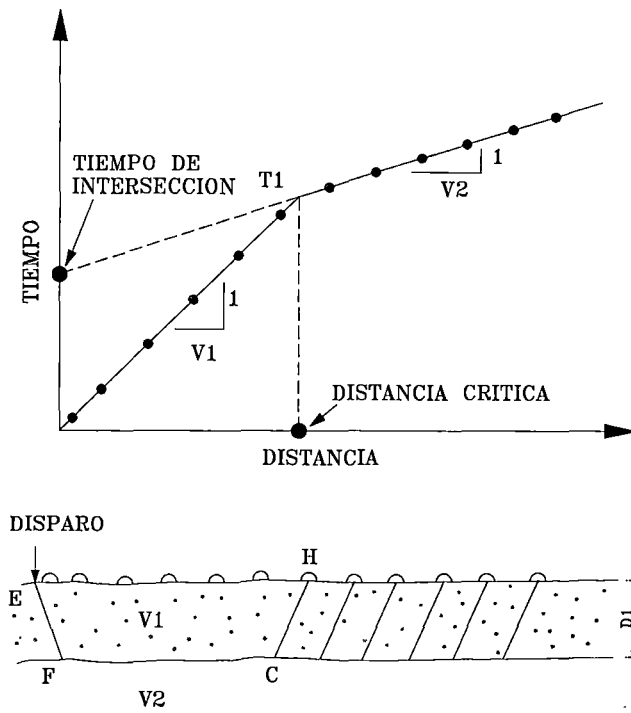


Fig. 2.4 : Caso Simple de 2 estratos con límites Planos y Paralelos y Curva Tiempo-Distancia correspondiente

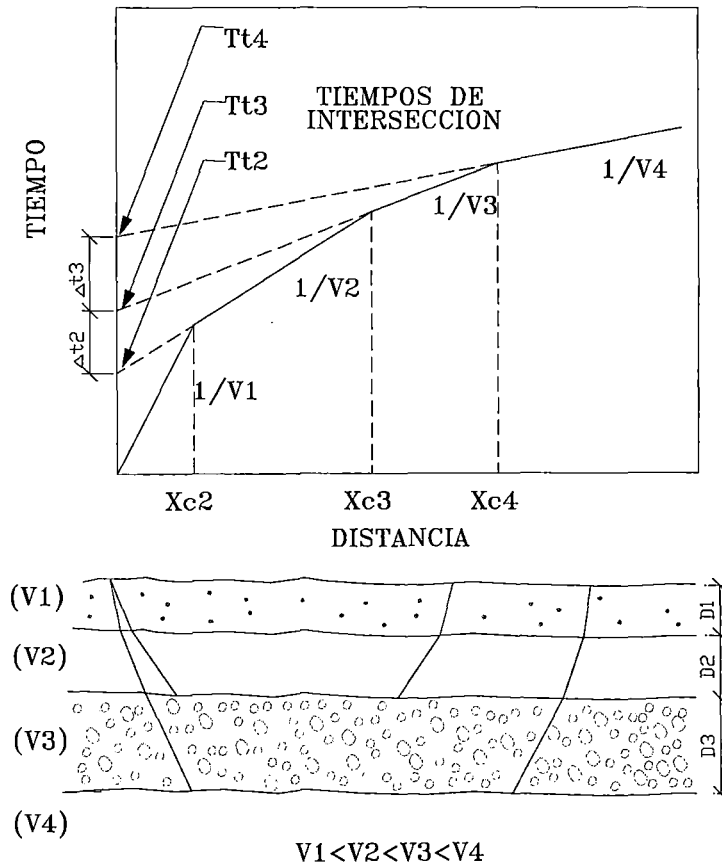
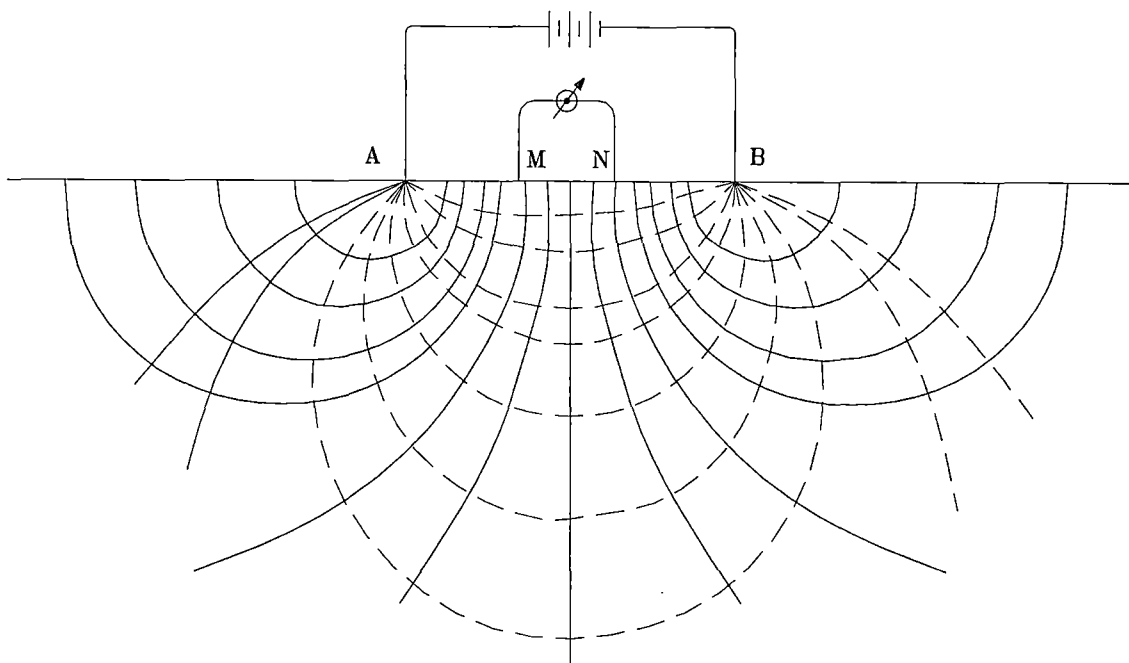
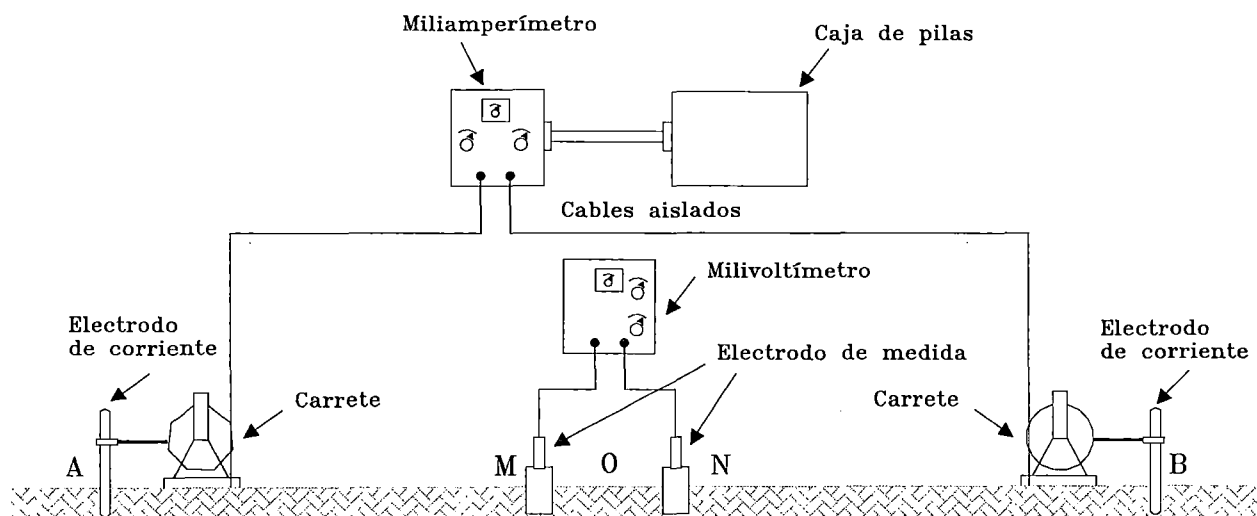


Fig. 2.5 : Esquema del Caso de Múltiples Estratos y Curva Tiempo-Distancia Correspondiente



(a) Método basado en la resistividad del terreno



(b) Esquema para realizar Sondeos Eléctricos Verticales (SEV)

Fig. 2.6 : Método de Resistividad Eléctrica

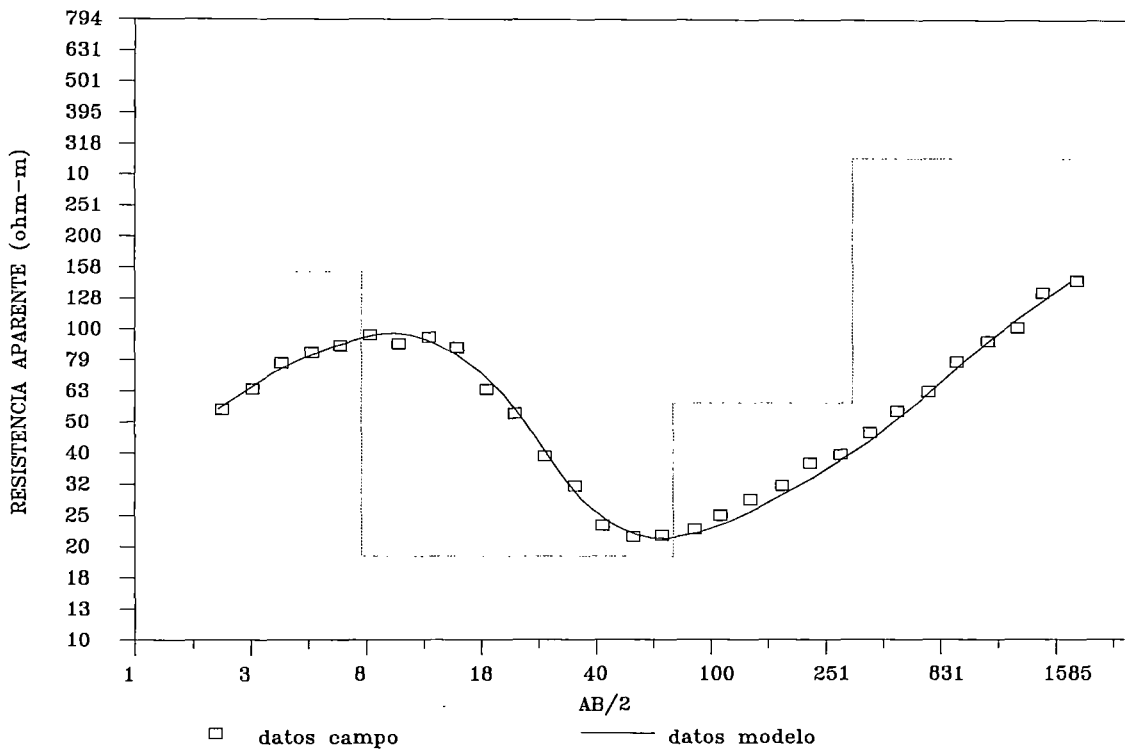


Fig. 2.7 : Curva de Resistividad Aparente

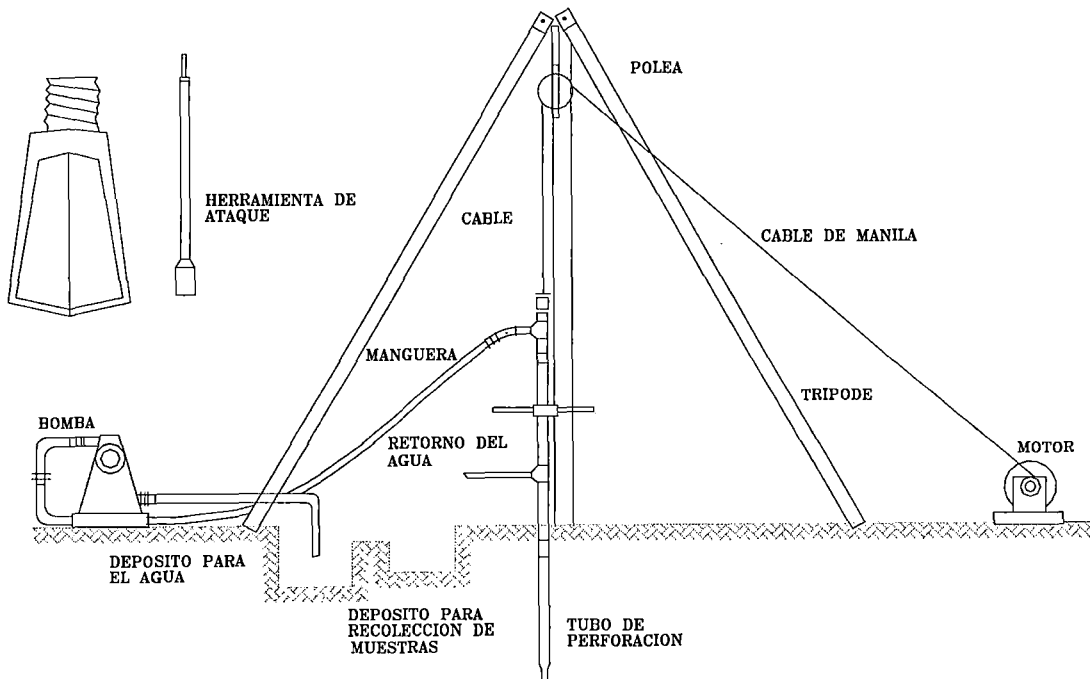


Fig. 2.8 : Perforaciones a Inyección de Agua (Wash Boring)

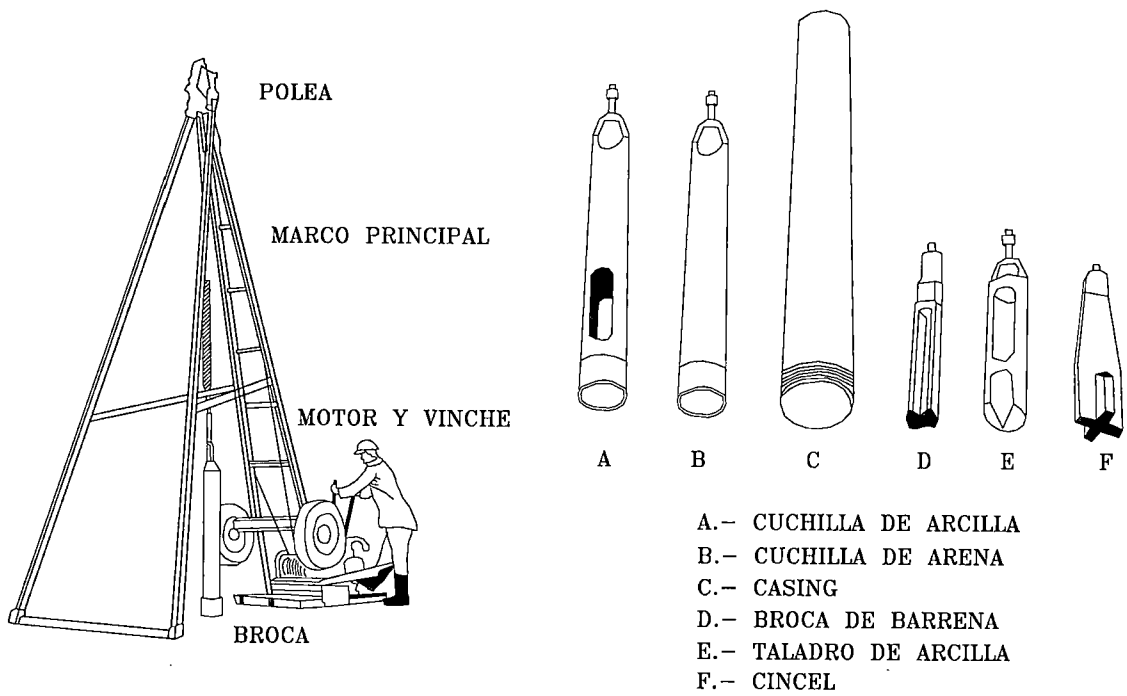


Fig. 2.9 : Perforaciones por Rotación (Diamantinas)

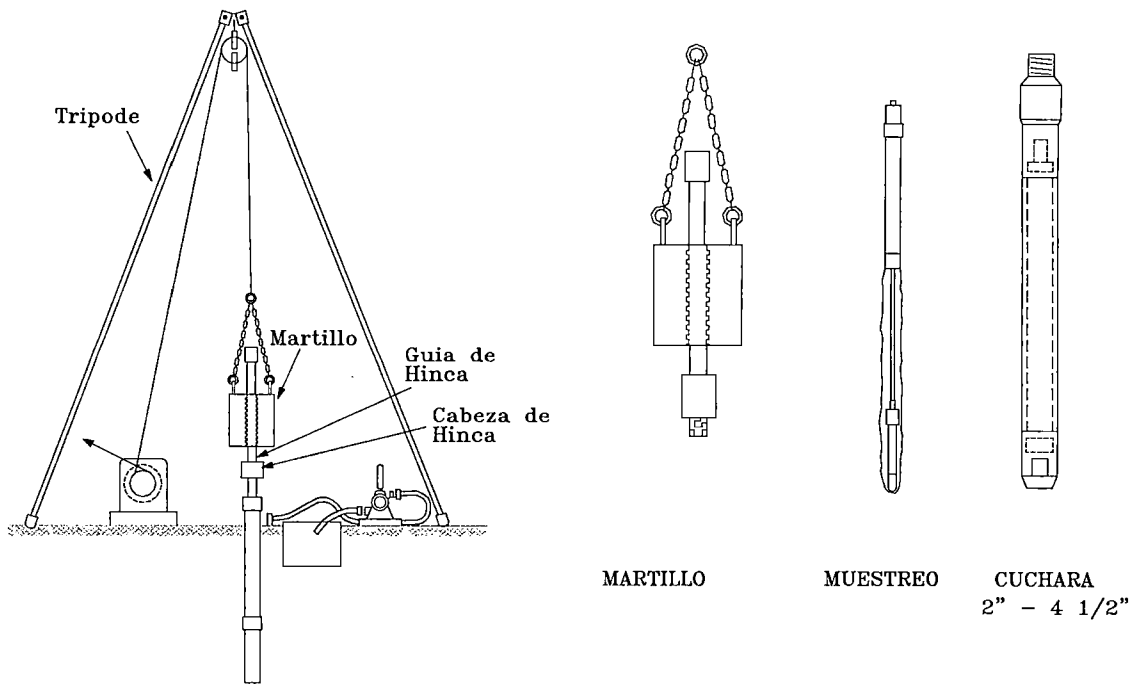


Fig. 2.10 : Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

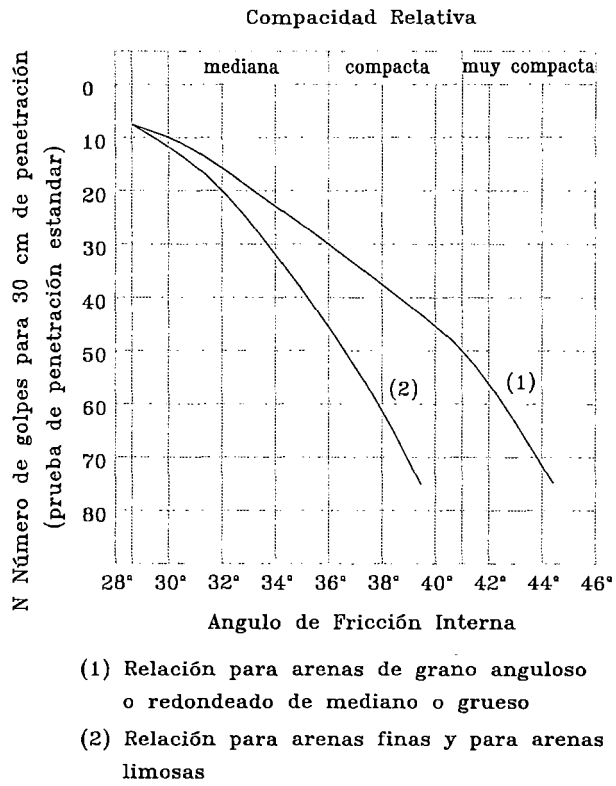


Fig. 2.11 : Correlación entre N del SPT y el Angulo de Fricción Interna (Peck, Hanson y Thorburn, 1953)

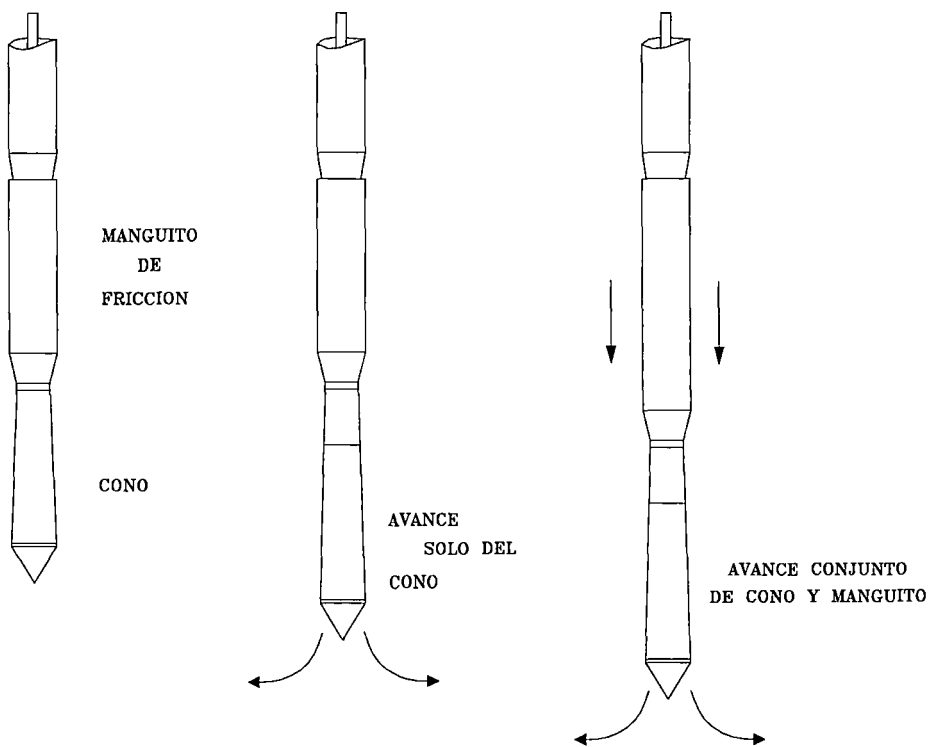


Fig. 2.12 : Mecanismo de Funcionamiento del Cono Holandés CPT

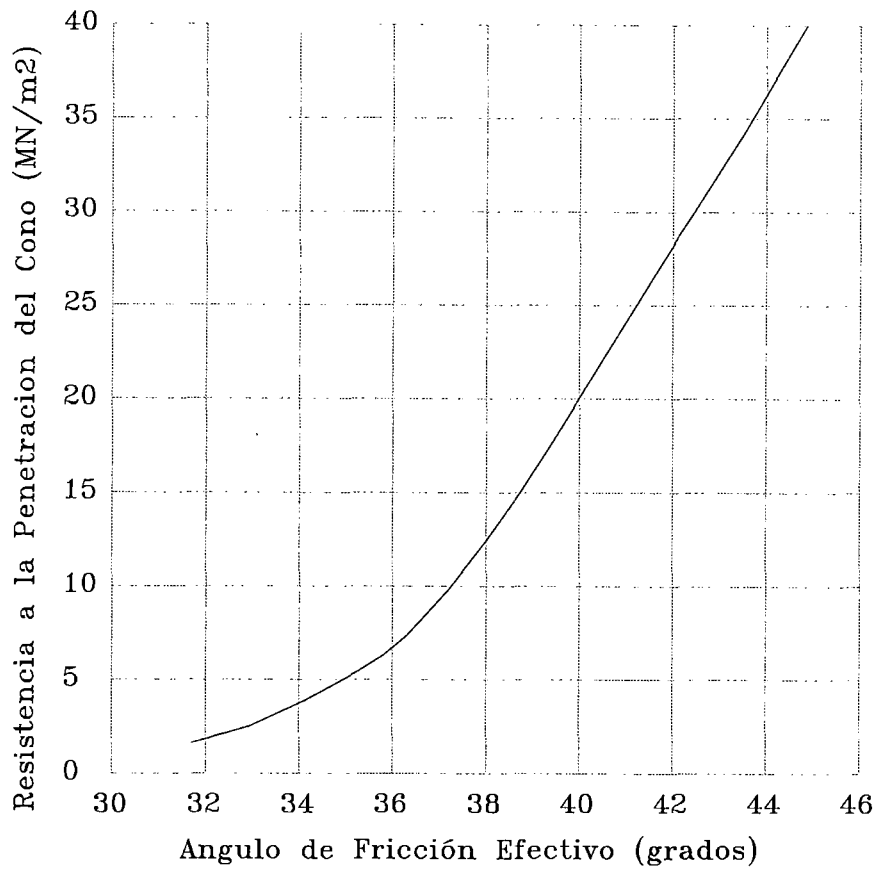


Fig. 2.13 : Correlación entre q_c y ϕ' (Meyerhof, 1976)

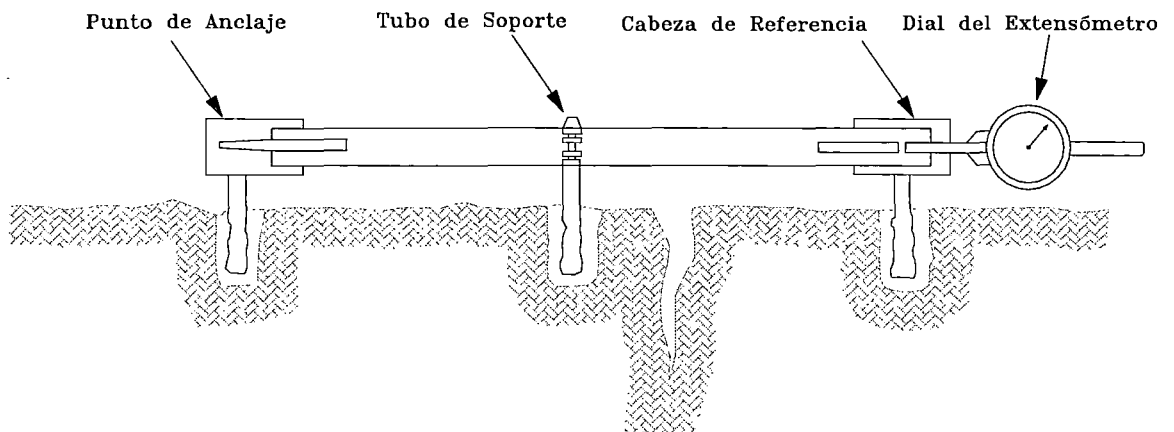


Fig. 2.14 : Extensómetros

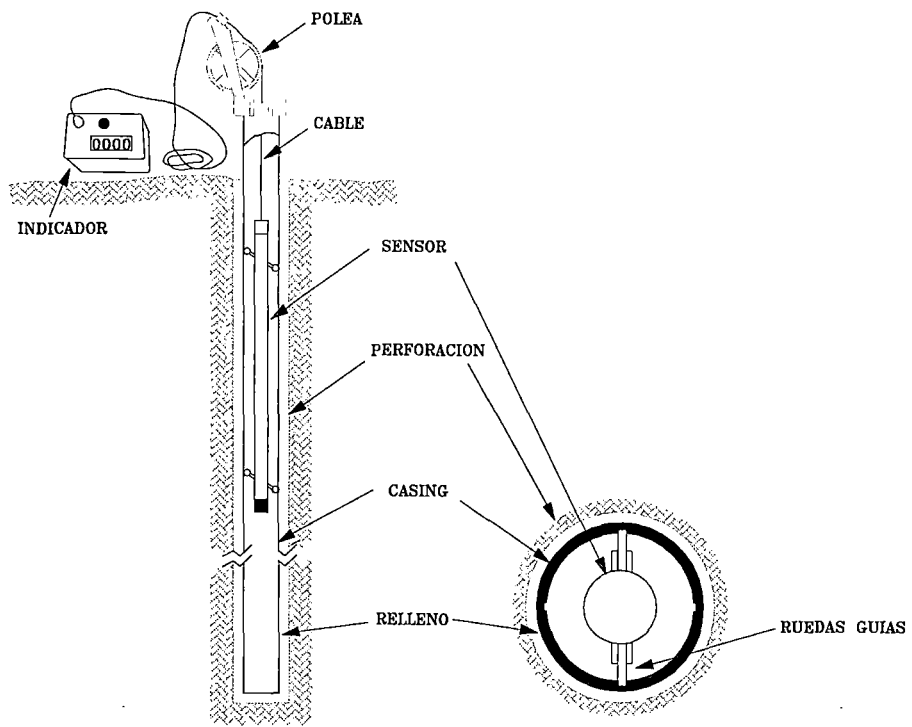


Fig. 2.15 : Inclinómetro

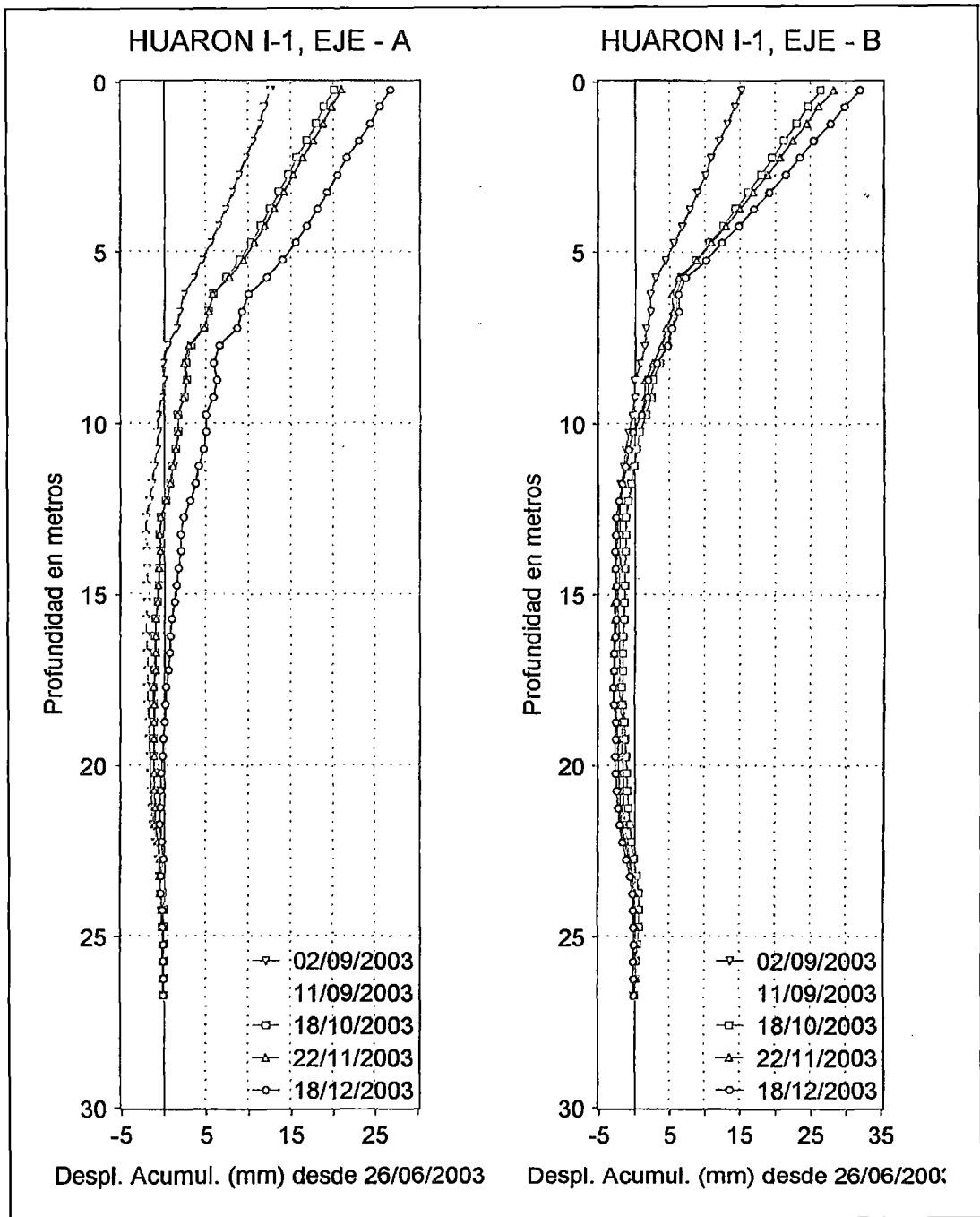


Fig. 2.16 : Registro Inclinométrico

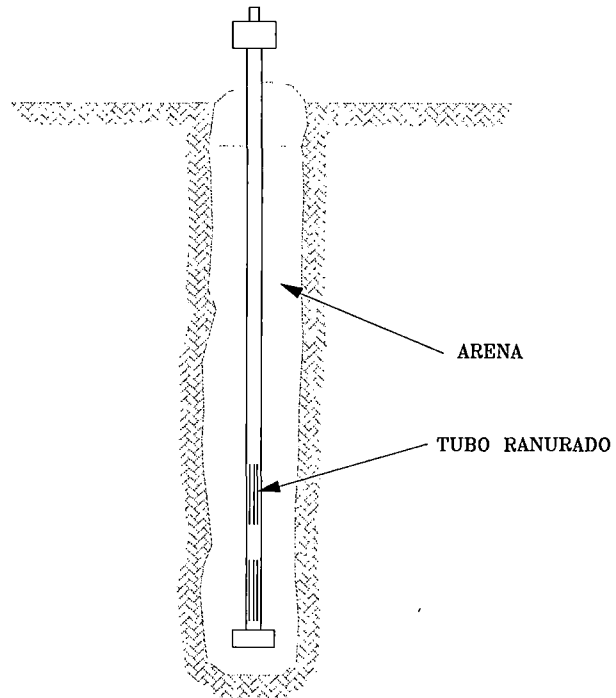


Fig. 2.17 : Pozo de Observación

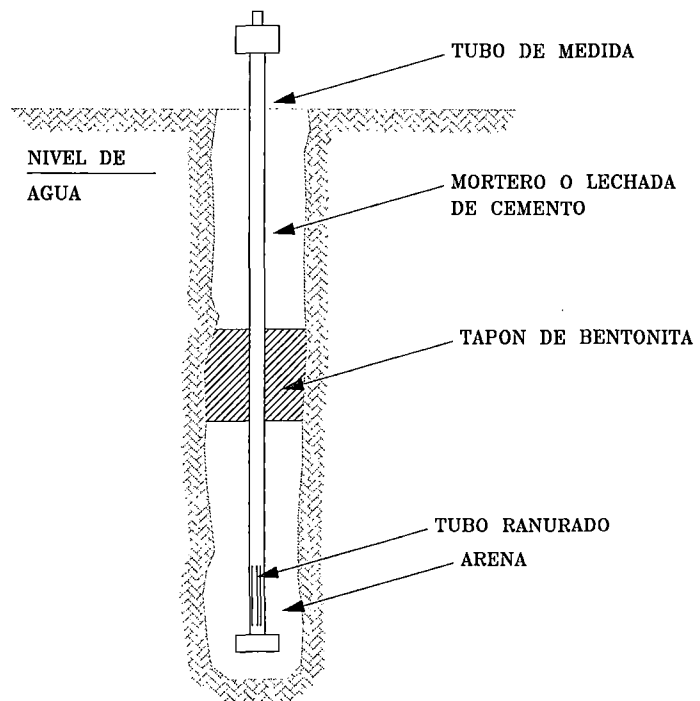


Fig. 2.18 : Piezómetro Abierto

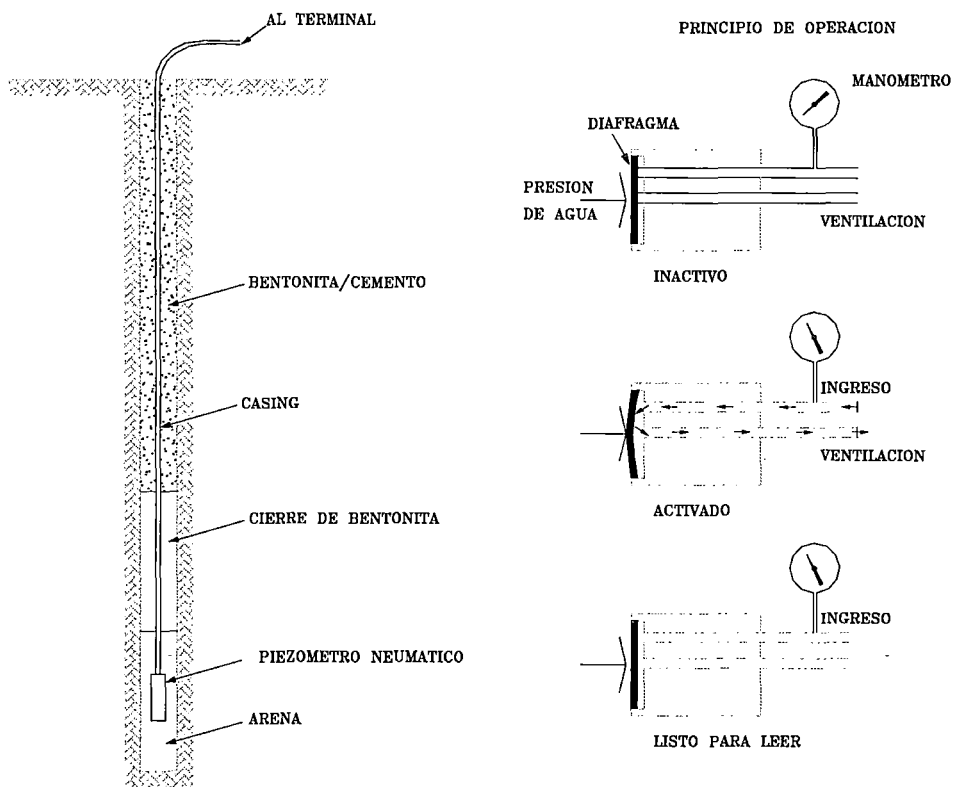


Fig. 2.19 : Piezómetro Cerrado (caso de piezómetro neumático y principio de operación)



CAPITULO III

3.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1. GENERALIDADES

Los suelos constituyen un sistema discontinuo con diferentes fases (sólido, líquido, gas). El estudio de las relaciones interfases, morfología y tamaño de las partículas deben concluir con el conocimiento de las características mecánicas de los suelos.

Generalmente la mayoría de las muestras inalteradas que se ensayan en laboratorio han sufrido una variación en su estructura original, debida al procedimiento de su obtención y posterior manipulación. No obstante, los ensayos realizados sobre muestras inalteradas constituyen el medio mas eficaz para conocer las distintas propiedades de los mismos y evaluar su comportamiento.

Para realizar el análisis de estabilidad de taludes es indispensable conocer las características mecánicas y de resistencia del suelo conformante de éste, por tal motivo los ensayos de laboratorio son indispensables e inevitables; el presente capítulo pretende dar a conocer ensayos de suelos realizados con mayor frecuencia en el análisis de estabilidad, tales como ensayos de clasificación de suelos, ensayos de resistencia al corte, así como el ensayo de corte directo y el ensayo de compresión triaxial.



3.2. ENSAYOS DE CLASIFICACION DE SUELOS

El método directo para resolver un problema de ingeniería de suelos consiste en determinar en primer lugar la propiedad conveniente del suelo, utilizando más tarde este valor en una expresión racional para obtener la respuesta al problema.

Para el cálculo de la estabilidad de un talud se mide la resistencia al corte del suelo, entrando con ese valor a una expresión basada en las leyes de la estática.

La medida de las propiedades fundamentales de un suelo, como la permeabilidad, la compresibilidad y la resistencia, puede ser difícil, caro y requerir mucho tiempo. En muchos problemas de ingeniería de suelos, como el proyecto de pavimentos, no se dispone de expresiones racionales para analizar la solución numéricamente. Por estas razones, puede ser muy útil dividir los suelos en grupos con comportamiento semejante. Es lo que se denomina clasificación de suelos.

La clasificación de suelos consiste, pues, en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante. La correlación de unas ciertas propiedades con un grupo de un sistema de clasificación suele ser un proceso empírico puesto a punto a través de una experiencia considerable.

La mayoría de clasificaciones de suelos utilizan pruebas muy sencillas, del tipo indicativo, para obtener las características del suelo necesarias para asignarlo a un determinado grupo. Evidentemente una clasificación de suelos pierde su valor si las pruebas de partida resultan más complicadas que la necesaria para medir directamente la propiedad fundamental que se desea conocer. Las características utilizadas más corrientemente son la granulometría y la plasticidad.



Existen varios métodos de clasificación de suelos, el conocido como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el de la Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transportes (AASHTO), el Sistema del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), el Sistema de la ASTM y el Sistema de la Agencia Federal de Aviación (FAA) para nombrar solo unos cuantos.

La clasificación de suelos constituye una ayuda valiosa para el ingeniero y le da indicaciones generales, transformando de manera empírica los resultados de la experiencia en campo.

Debido a que existe mucha similitud entre los diferentes sistemas de clasificación y siendo el sistema suelos unificado y AASHTO los de mayor uso, se procederá a su respectiva descripción.

3.2.1. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

Los elementos esenciales del sistema de clasificación fueron propuestos inicialmente por Arturo Casagrande (1942) y adoptados subsecuentemente por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos para la construcción de aeropuertos. Actualmente, este sistema se utiliza con modificaciones mínimas en la mayoría de los países fuera de los Estados Unidos. En U.S.A el sistema es ampliamente utilizado por organizaciones tales como el Cuerpo de Ingenieros, el Bureau of Reclamation, y con pequeñas modificaciones por la mayoría de las firmas consultoras.

La Tabla 3.1 presenta los factores a considerar en la clasificación de un suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.



A continuación se consideran estas subdivisiones en más detalle:

a. Gravass o arenas son: GW, GP, SW o SP
si menos del 5% del material pasa a través del tamiz N° 200; G = grava; S = arena; W = bien gradada; P = pobremente gradada. La gradada bien gradada o pobremente gradada depende de dos valores característicos para Cu y Cc y con valores numéricos como se muestra en la Tabla 3.1.

b. Gravass y arenas son: GM, GC, SM ó SC
si más del 12 % del material pasa a través del tamiz N° 200; M = limo; C = arcilla. La designación limo o arcilla se determina después de obtener los valores de los límites líquido y plástico de la fracción menor al tamiz N° 40, y utilizando los criterios de la carta de plasticidad de la Tabla 3.1 Este carta de plasticidad es otra contribución de Casagrande al sistema, y la línea A que se encuentra en él, es conocida como la línea A de Casagrande.

c. Las gravass y las arenas se pueden clasificar:

GW-GC	SW-SC	GP-GC	SP-SC
GW-GM	SW-SM	GP-GM	SP-SM

si entre 5 y 12 % del material pasa a través del tamiz N° 200.

d. Los suelos de grano fino (más del 50 % pasa el tamiz N° 200) son:
ML, OL, ó CL

si los límites líquidos son menores que 50% L = menor que 50%;
M = limo; O = suelos orgánicos; C = arcilla.



e. Los suelos de grano fino son: MH, OH, ó CH

si los límites líquidos son superiores a 50% $H =$ mayor que 50%.

Los límites líquido y plástico se ejecutan sobre material correspondiente a la fracción menor del tamiz N° 40 de todos los suelos, incluyendo gravas, arenas, y suelos finos. Estos límites se utilizan con la carta de plasticidad para determinar el prefijo M, O ó C, dependiendo de la localización de las coordenadas de plasticidad del suelo dentro de la carta.

Una descripción visual del suelo debe siempre incluirse conjuntamente con el símbolo unificado para completar la clasificación.

3.2.2. SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS DE LA AASTHO

La Tabla 3.2 muestra el sistema de clasificación de la AASTHO, asimismo la Fig. 3.1 provee una forma de utilizar los límites plástico y líquido para obtener la clasificación de los suelos entre los grupos A-4 y A-7, para los cuales el hecho de tener mas de un 35% de material más fino que el tamiz N° 200, es un factor esencial de clasificación. Este factor puede también utilizarse para obtener la clasificación de subgrupo de los suelos titulados A -2, para los cuales el hecho de tener menos del 35 % del material más fino que el tamiz N° 200, es un factor esencial de clasificación. La designación de los subgrupos en el grupo A-2 se logra determinando sí el suelo es A-2 clasificado de acuerdo con su análisis granulométrico, pero tiene propiedades plásticas (w_L y w_P) características de los suelos A-4, A-5, A-6 ó A-7.



Para la clasificación AASTHO se utiliza la Tabla 3.2 procediendo de izquierda a derecha hasta encontrar el primer tipo de suelo que tenga las propiedades del suelo en consideración. El suelo tipo A-8 (no se muestra) se clasifica visualmente como turba (material excesivamente orgánico).

El sistema de clasificación de la AASHTO utiliza además un índice de grupo para comparar diferentes suelos dentro de un mismo grupo. El índice de grupo se calcula de acuerdo a la ecuación 3.1, o a partir de la Fig. 3.2. El índice encontrado de esa forma se redondea al entero siguiente y se reemplaza entre paréntesis después del número de clasificación correspondiente de la siguiente forma: *A-2-6(3)*.

Clasificando de esta forma el suelo como un material del grupo A-2 con propiedades plásticas del grupo A-6 y con un índice de grupo de 3. Si dos suelos de un mismo grupo tienen diferente índice de grupo, tendrá mejor comportamiento como material de carretera aquél cuyo índice de grupo sea menor; esto es, un A-2-6 (2) debe ser un mejor material de carretera que un A -2-6 (4).

La ecuación para establecer el índice de grupo es la siguiente:

$$GI = 0.2 * a + 0.005 * ac + 0.01 * bd \dots\dots (3.1)$$

Donde:

- a = porcentaje de material más fino que el tamiz N° 200 mayor que el 35% pero menor que el 75%, expresado como un número entero positivo ($1 \leq a \leq 40$).
- b = porcentaje de material que pasa el tamiz N° 200 mayor que 15 % pero menor que 55%, expresado como un número positivo entero ($1 \leq b \leq 40$).



- c = porción del límite líquido mayor que 40 pero no mayor que 60, expresado como un número positivo entero ($1 \leq c \leq 20$).
- d = porción del índice de plasticidad mayor que 10 pero no excedente a 30, expresado como un número positivo entero ($1 \leq d \leq 20$).

Como esta ecuación es lineal, se ve fácilmente que la parte superior de la Fig. 3.2, resuelve el término $0.01bd$ y que la parte inferior de la misma resuelve el término $0.2a + 0.005ac$. De forma que la suma de los valores obtenidos de las dos partes de la figura y aproximada al siguiente entero positivo constituye el índice de grupo IG del suelo.

3.3. ENSAYOS DE RESISTENCIA CORTANTE

La resistencia al corte de un suelo determina factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención. El conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo.

En 1776 Coulomb observó que si el empuje que produce un suelo contra un muro de contención produce un ligero movimiento del muro, en el suelo que está retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. El postuló que la máxima resistencia al corte, τ_f en el plano de falla está dada por

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \dots (3.2)$$

donde:

σ , es el esfuerzo normal total en el plano de falla

ϕ es el ángulo de fricción del suelo, y

c es la cohesión del suelo



La ecuación de Coulomb es una relación puramente empírica y se basa en la ley de fricción de Amonton para el deslizamiento de dos superficies planas, con la inclusión de un término de cohesión c para tener en cuenta la adherencia propia de los suelos arcillosos. Para los materiales granulares, $c = 0$, y por tanto $\tau_f = \sigma \operatorname{tg}\phi$.

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo. La razón para ello no se hizo evidente hasta que Terzaghi publicó el principio de esfuerzos efectivos, $\sigma = \sigma' - \mu$. Pudo apreciarse entonces que, dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes sustanciales, la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de ésta depende sólo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Por tanto, cuanto más grande sea el esfuerzo efectivo normal a un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte en dicho plano. Entonces, si se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzos efectivos, se tiene:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg}\phi' \dots\dots(3.3)$$

en la cual los parámetros c' y ϕ' son propiedades del esqueleto de suelo, denominadas cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente.

Puesto que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos en el suelo, los análisis de estabilidad se harán entonces en términos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, en ciertas circunstancias el análisis puede hacerse en términos de esfuerzos totales y por tanto, en general, se necesitará determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo en esfuerzos efectivos y en esfuerzos totales. Es decir, los valores de c' , ϕ' y c , ϕ . Éstos se obtienen, a menudo en ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de suelo representativas mediante el ensayo de corte directo (ASTM D-3080-72) o el ensayo de compresión triaxial (ASTM D-2850-70).



3.3.1. ENSAYO DE CORTE DIRECTO

La Fig. 3.3 muestra los principales detalles del aparato de corte directo, en el cual la muestra de suelo se introduce en un molde dividido horizontalmente en dos mitades. Se aplica luego a la muestra una fuerza normal N mediante una placa de carga, y, luego de fijar la mitad superior del molde, se corta la muestra en un plano horizontal mediante la aplicación de una fuerza cortante S . El movimiento vertical de la muestra durante el corte se mide por medio de un deformímetro que se apoya sobre la placa superior.

El diseño del molde de corte no permite el control del drenaje de la muestra. Esta no es una limitante en el caso de arenas y gravas, que son materiales de drenaje libre y por lo general fallan en condiciones completamente drenadas. Sin embargo, en depósitos de arcilla un elemento de suelo en el campo puede fallar sin ningún drenaje (sin disipación del exceso de presión intersticial), con drenaje parcial (con alguna disipación del exceso de presión intersticial), o drenaje completo (con una total disipación del exceso de presión intersticial) dependiendo de la velocidad a la cual se le aplica la carga a la masa de suelo. Aunque puede intentarse medir la resistencia al corte no drenada mediante la aplicación de la fuerza cortante sobre la muestra en pocos minutos; la falta de control del drenaje hace obvio que exista una incertidumbre sobre si este valor representa o no la verdadera resistencia no drenada. Por esta razón, la resistencia al corte no drenada de un suelo arcilloso a menudo se mide en una cámara triaxial, la cual permite el completo control del drenaje de la muestra. Sin embargo, el ensayo de corte directo puede utilizarse para medir la resistencia drenada de los suelos arcillosos si primero se consolida por completo la muestra bajo la carga normal y luego se corta la muestra a una velocidad suficientemente lenta para asegurarse de la disipación



inmediata del exceso de presión intersticial que se produce durante el corte; de este modo, $u = 0$ durante el proceso de corte. Por tanto, para arcillas y arenas drenadas el esfuerzo normal efectivo en el plano de corte está dado por $\sigma' = N/A$ y el esfuerzo cortante asociado $\tau = S/A$, donde A es el área plana del molde de corte.

El ángulo de fricción efectivo para un estado de densidad en particular se obtiene al graficar el valor máximo del esfuerzo cortante τ_f en función del esfuerzo normal efectivo σ' (Fig. 3.4). Para establecer la envolvente de falla se realizan diferentes ensayos con diferentes valores de presión de confinamiento. En la Tabla 3.3 se presentan valores típicos de ϕ' para suelos granulares y su utilización en anteproyectos de análisis de estabilidad de taludes.

3.3.2. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

La medición de las propiedades de resistencia del suelo en un ensayo triaxial fue investigada en detalle por Bishop y Henkel (1962) y se ha constituido en la obra de referencia acerca de este tema.

La Fig. 3.5 muestra los principales detalles de una cámara triaxial en la cual la muestra de suelo se introduce en una membrana de caucho impermeable y se encierra dentro de una cámara llena de agua mediante la cual se aplica a la muestra una presión de confinamiento. El drenaje se facilita por medio de bandas de papel filtro colocadas verticalmente alrededor de la muestra, las cuales están en contacto con un disco poroso en la platina superior, de donde sale un tubo de nylon que pasa a través de la base de la cámara. La presión intersticial de la muestra se mide mediante un disco poroso saturado que está empotrado en el pedestal de base y conectado por medio de un tubo lleno de agua a un transductor eléctrico de presión. La muestra se cizalla con un pistón de carga vertical que aplica la carga a la platina



superior. Para minimizar las fuerzas de fricción arriba y abajo de la muestra y permitir que durante el corte la deformación lateral no tenga restricciones, se colocan discos de caucho lubricados entre la muestra y los cabezales. El ensayo puede hacerse con deformaciones controladas; en este caso el pistón de carga vertical se apoya en un marco de carga motorizado con un sistema de engranajes que permita deformar verticalmente la muestra a una velocidad constante, o con esfuerzo controlado; en este caso se permite que la muestra se deforme libremente bajo la aplicación de cargas en el pistón vertical.

Con la eliminación de los esfuerzos cortantes en los extremos superior e inferior de la muestra, y puesto que entre el agua de la cámara y la superficie vertical de la muestra no se generan esfuerzos cortantes, el esfuerzo axial y la presión de cámara son los esfuerzos principales. Bajo las condiciones del ensayo triaxial, el esfuerzo principal mayor σ_1 es el esfuerzo axial, y los esfuerzos principales, intermedio y menor, σ_2 y σ_3 , son iguales a la presión de cámara. Esta actúa no solo en la superficie vertical de la muestra, sino también en sus bases. Por tanto, si en cualquier etapa del ensayo de corte la carga del pistón vertical es P y la sección transversal de la muestra es A, entonces

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \sigma_3$$

donde

$$\frac{P}{A} = \sigma_1 - \sigma_3 \dots\dots\dots(3.4)$$

El esfuerzo P/A que aplica el pistón es por tanto igual a la diferencia entre los esfuerzos totales principales, mayor y menor, $\sigma_1 - \sigma_3$, el cual se denomina desviador de esfuerzos y se designa con D.



El propósito de controlar el drenaje en el ensayo triaxial es proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo. Dependiendo del tipo de suelo y la velocidad y secuencia de carga en el campo, la cantidad de consolidación y drenaje que ocurren durante la aplicación de carga puede variar. Debido a que la resistencia cortante del suelo está controlada por la cantidad de drenaje que ocurre durante la carga, es necesario medir la resistencia cortante utilizando un procedimiento de ensayo que sea apropiado para simular el drenaje y la consolidación que ocurrirán durante la construcción y la vida de estructura en el campo.

Para lograr lo anterior, puede utilizarse uno o más de los tres procedimientos de ensayo siguientes:

1. No consolidado – No drenado

En este tipo de ensayo no se permite consolidar al espécimen durante el estado de esfuerzo inicial (no consolidado), ni drenar durante el corte (no drenado). Este tipo de condición de ensayo se utiliza para medir la resistencia cortante del suelo cuando la carga en el campo será lo suficientemente rápida para prevenir cualquier drenaje significativo y cambio en el contenido de humedad, que ocurran antes que el suelo falle.

Este ensayo tiene aplicación en los análisis de estabilidad a corto plazo de obras construidas con o sobre depósitos de arcilla en los que se considera que el tiempo transcurrido hasta el final de la construcción es insuficiente para la disipación del exceso de presión intersticial. Tales obras por lo general incluyen pequeños terraplenes, taludes artificiales, muros de contención y cimentaciones de edificaciones.



La resistencia no drenada de una arcilla se obtiene con muestras de suelo sometidas a condiciones no drenadas durante todo el ensayo, donde no se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de cámaras ni durante la aplicación del desviador de esfuerzos.

Si la muestra de arcilla está saturada la presión intersticial toma el incremento en la presión de cámara sin modificación en el esfuerzo efectivo de la muestra y, por tanto, sin modificación en la resistencia al corte. En consecuencia, el desviador de esfuerzos necesario para fallar la muestra es independiente de la presión de cámara a la cual se realiza el ensayo. La Figura 3.6 muestra los correspondientes círculos de esfuerzos de Mohr, la tangente común a estos círculos define la envolvente de falla del suelo, la cual en este caso es horizontal y entonces $\phi_u = 0$; el intercepto con el eje vertical de esfuerzos cortantes define la cohesión no drenada c_u . La resistencia al corte no drenada, τ_{fu} , en términos del esfuerzo total es entonces

$$\tau_{fu} = c_u + \sigma \operatorname{tg} \phi_u$$

Puesto que $\phi_u = 0$, entonces

$$\tau_{fu} = c_u \quad (3.5)$$

La cohesión no drenada determina la resistencia al corte no drenada. De este modo, por lo general, c_u , se denomina resistencia al corte no drenada; y como la envolvente de falla es horizontal, entonces

$$c_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{1}{2}D_f \dots \dots \dots (3.6)$$



donde el desviador de esfuerzos en la falla, D_f , define la resistencia a la compresión de la muestra.

En la Figura 3.6 las muestras se fallan de manera convencional, en la cual σ_3 , se mantiene constante y σ_1 se incrementa. Puesto que el desviador de esfuerzos en la falla es independiente de la presión de cámara, se obtiene el mismo resultado sin importar la trayectoria de esfuerzos que se siga. Por tanto, los parámetros no drenados en esfuerzos totales son únicos e independientes del procedimiento del ensayo utilizado para medirlos. Éste es un resultado particularmente importante puesto que significa que un elemento de suelo en el campo donde la trayectoria de esfuerzos en la falla es mucho más compleja con σ_1 y σ_3 variables, se tendrá el mismo valor de C_u y ϕ_u , lo cual sugeriría que cuando los esfuerzos cambien y probablemente causen la falla en condiciones no drenadas, el análisis de estabilidad puede hacerse en términos del esfuerzo total.

2. Consolidado – Drenado

En este tipo de ensayo primero se consolida completamente al suelo bajo un estado de esfuerzo inicial. Después se aplica el esfuerzo axial muy lentamente para que las presiones de poro generadas puedan tener tiempo de disiparse, o la carga axial se aplica en incrementos pequeños manteniendo cada uno de ellos hasta que las presiones de poro se hayan disipado antes de aplicar el siguiente incremento. Este procedimiento de ensayo se utiliza cuando el suelo en el campo drena relativamente rápido durante la aplicación de cargas de construcción (en arenas), o cuando el suelo tiene tiempo suficiente para drenar bajo la carga aplicada y la resistencia cortante se determinará cuando la disipación de la presión de poros y el drenaje en el campo hayan ocurrido.



La envolvente de los distintos círculos de Mohr define el ángulo de rozamiento interno y cohesión efectivos del suelo (ϕ' y c').

Cuando la construcción en el campo reposa sobre un depósito de arena o grava, la falla potencial se producirá en condiciones drenadas. Es posible que se presenten fallas en cortes medios en arcilla, varios años después de su construcción cuando el exceso de presión intersticial inicial (negativo) se disipa por completo. Estas condiciones pueden simularse en un ensayo drenado en el cual la muestra se consolida completamente con la presión de cámara y luego se falla bajo condiciones drenadas a una velocidad adecuada para impedir la generación de excesos de presión intersticial, de tal manera que $u = 0$ a lo largo de la etapa de corte.

Puesto que $u = 0$ a lo largo del proceso de corte, $\sigma'_3 = \sigma_3$, $\sigma'_1 = \sigma_1$, y el círculo de Mohr de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales coinciden (Fig. 3.7). La envolvente de falla define los parámetros de esfuerzos efectivos c' y ϕ' . Éstos a menudo se designan con cd y ϕ_d , respectivamente. Como antes, las arenas y las arcillas normalmente consolidadas tienen el intercepto en cero ($cd = 0$)

Por lo general existe muy poca diferencia entre los parámetros de esfuerzos efectivos que se obtienen en ensayos drenados con los que se obtienen en ensayos consolidados-no drenados. Sin embargo, en las arenas y en las arcillas altamente preconsolidadas ϕ_d es ligeramente mayor que ϕ' , debido al trabajo que hace la muestra de suelo cuando se expande durante el corte, en contra de la presión de confinamiento.



3. Consolidado – No drenado

En este tipo de ensayo el espécimen se consolida completamente bajo el estado inicial de esfuerzo. Sin embargo, durante el corte (segunda etapa), se cierran las líneas de drenaje y el espécimen se carga a la falla en condiciones no drenadas. Este procedimiento de ensayo puede utilizarse para simular condiciones de campo donde el estado inicial de carga resulta en la consolidación del suelo sin el peligro de falla, y después se aplica una segunda etapa de carga suficientemente rápida que resulta en carga esencialmente no drenada. Este tipo de carga puede aplicarse a los suelos de un lugar donde un terraplén de tierra se construirá primero y se dejará allí por varios años hasta que los suelos de cimentación se consoliden y luego se construirá relativamente rápido una edificación en el terraplén de tierra. Un ensayo consolidado-no drenado podría utilizarse para determinar la resistencia cortante del suelo bajo el terraplén para su utilización en el diseño de la cimentación de la edificación, y el estado de esfuerzo inicial usado representaría los esfuerzos en el suelo después que se haya consolidado bajo la carga del terraplén.

Dado la importancia de los ensayos no drenados en la modelación de la situación de campo, cuando un depósito de arcilla se somete a un cambio de esfuerzos que es rápido comparado con el tiempo necesario para la disipación del exceso de presión intersticial, la falla se producirá entonces en condiciones no drenadas. Sin embargo, si el tiempo de construcción se extiende por largo tiempo (como, por ejemplo, en el caso de presas de tierra) es razonable suponer que al final de la construcción ya se habrá producido algún grado de consolidación. Si en este momento los esfuerzos cortantes que se generan en el suelo tienen la magnitud suficiente para producir la falla, ésta se producirá rápidamente sin drenaje adicional. Este comportamiento se modela con el ensayo



consolidado-no drenado en el cual la muestra de suelo se consolida por completo con la presión de cámara y luego el desviador de esfuerzos produce la falla en condiciones no drenadas. La Fig. 3.8 muestra las curvas típicas de desviador de esfuerzos en función de la deformación unitaria axial.

Cuanto mayor sea la presión a la cual se consolida la muestra, mayor será el desviador de esfuerzos necesarios para producir la falla. La Fig. 3.9 muestra los círculos de Mohr típicos en esfuerzos totales. El intercepto y la pendiente de la envolvente de falla definen los parámetros de resistencia al corte en esfuerzos totales del suelo, que en los ensayos consolidados no drenados se designan con c_{cu} y ϕ_{cu} , respectivamente. Si durante el ensayo se mide la presión intersticial, lo cual es usual en la práctica, entonces pueden dibujarse los círculos de Mohr de esfuerzos efectivos (Fig. 3.10) cuya envolvente de falla permite definir los parámetros de resistencia al corte en esfuerzos efectivos c' y ϕ' . Los círculos de esfuerzos efectivos pueden situarse a la izquierda o a la derecha de los círculos de esfuerzos totales respectivos, dependiendo de si la presión intersticial en la falla es positiva o negativa.

En el ensayo triaxial estándar la muestra se falla de manera convencional, es decir, se mantiene σ_3 constante y se incrementa σ_1 . En una situación de campo los cambios de esfuerzos que conducen a la falla potencial de un elemento son más complejos ya que van desde aquellas que están en el rango de σ_3 constante y aumento de σ_1 hasta aquellas que se producen con σ_1 constante y reducción de σ_1 . Es importante considerar la posible influencia que lo anterior puede tener en la medición del valor de los parámetros de resistencia al corte. Esto se ilustra en la Figura 3.11 para el caso de arcillas normalmente consolidadas. En el ensayo 1, una muestra de suelo se consolida completamente bajo la presión de cámara σ_3 .



La válvula de drenaje se cierra y la muestra se falla en condiciones no drenadas incrementando σ_1 . La línea OX define entonces el valor ϕ_{cu} . En el ensayo 2, una muestra de suelo idéntica se consolida a la misma presión de cámara σ_3 . La válvula de drenaje se cierra y se falla la muestra disminuyendo σ_3 , y al mismo tiempo se mantiene σ_1 constante e igual a la presión inicial de la cámara de consolidación. Dado que la presión a la cual se consolidaron las muestras es la misma, entonces el desviador de esfuerzos en la falla será el mismo que en el ensayo 1. La línea OY define entonces el valor de ϕ_{cu} . Se observa así que el valor de ϕ_{cu} no es único y por tanto tiene una aplicación práctica limitada si se considera la condición de esfuerzos efectivos, en el ensayo 1 la presión intersticial en la falla es positiva y por tanto el círculo de esfuerzos efectivos se sitúa a la izquierda del círculo de esfuerzos totales. En el ensayo 2, el proceso de falla por descarga de la muestra induce una presión intersticial negativa y, en consecuencia, el círculo de esfuerzos efectivos se sitúa a la derecha del círculo de esfuerzos totales. Los dos círculos de esfuerzos efectivos coinciden (círculo 3).

Por tanto, el valor de ϕ' es único y, en consecuencia, tiene una aplicación práctica mucho más amplia. De esta forma, si al final de la construcción se ha producido algún drenaje de la masa de suelo, el análisis de estabilidad debería hacerse en términos del esfuerzo efectivo. Esto es lógico puesto que el esfuerzo efectivo en el suelo es lo que controla la resistencia al corte.

Tabla N° 3.1

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

(excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)		Simbolo del grupo	Nombres típicos	Información necesaria para la descripción de los suelos	Criterios de clasificación en el laboratorio		
Suelos de grano grueso-Mas de la mitad del material es retenido por el Tamiz N 200	Mas de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el Tamiz N 4	Gravas Limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamanos y cantidades apreciables de todos los tamanos intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arenas con pocos finos o sin ellos.	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor de 4 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ Entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos granulometricos de las GW	
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamanos, con ausencia de algunos tamanos intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos.		
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fraccion fina no plastica (para la identificación ver el grupo ML mas abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo	Para los suelos inalterados agreguese informacion sobre estratificacion, compacidad, cementacion, condiciones de humedad y características de drenaje.	
			Finos plasticos (para identificación ver el grupo CL mas abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla.		
		Arenas-Mas de la mitad de la fracción gruesa pasa por el Tamiz N 4	Arenas Limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamanos y cantidades apreciables de todos los tamanos intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con gravas con pocos finos o sin ellos.	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor de 6 $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ Entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos granulometricos de las SW
				Predominio de un tamaño o un tipo de tamanos, con ausencia de algunos tamanos intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con gravas con pocos finos o sin ellos.	
	Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)		Finos no plasticos (para la identificación ver el grupo ML mas abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas	Ejemplo: Arena limosa, con grava, aproximadamente un 20% de partículas de grava angulosa de 1.5 cm de tamaño máximo; arena gruesa a fina, con partículas redondeadas o subangulosas, alrededor de 15% de finos no plasticos, con baja resistencia en estado seco compacta y humeda in situ; arena aluvial; (SM)	
			Finos plasticos (para identificación ver el grupo CL mas abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas y arcilla.		
	Metodos de identificación para la fraccion que pasa por el Tamiz N 40						
	Suelos de grano fino - Mas de la mitad del material pasa por el Tamiz N 200	Limos y arcillas con limite liquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregacion)	Dilatancia (reaccion a la agitacion)	Tenacidad (consistencia cerca del limite plastico)		
Nula a ligera			Rapida a lenta	Nula	ML	Limos inorganicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.	
Media a alta			Nula a muy lenta	Media	CL	Arcilla inorganicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas negras.	
Limos y arcillas con limite liquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos organicos y arcillas limosas organicas de baja plasticidad.	
		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorganicos, suelos limosos o arenosos finos micaceos y con diatomeas, limos elasticos.	
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorganicas de plasticidad elevada, arcillas grasas.	
	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH*	Arcillas organicas de plasticidad media a alta.		
Suelos altamente organicos	Facilmente identificables por su color, olor, sensacion esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.		Pt	Turba y otros suelos altamente organicos	Ejemplo: Limo arcilloso, marron; ligeramente plastico; porcentaje reducido de arena fina; numerosos agujeros verticales de raices; firme y seco in situ; loes; (ML)		

Utilice la curva granulometrica para identificar las fracciones de suelo indicadas en la columna de identificación en el campo

Determinese los porcentajes de grava y arena a partir de la curva granulometrica segun el porcentaje de finos (fraccion que pasa por el Tamiz N 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue:
 GW, GP, SW, SP, GM, GC, SM, SC
 Casos limites que requieren el empleo de simbolos dobles

Menos del 5%
 Mas del 12%
 5% al 12%
 simbolos dobles

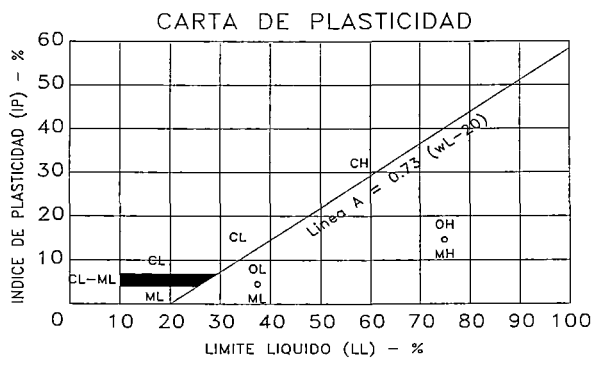


Gráfico de plasticidad para la clasificación en laboratorio de suelos de grano fino

Tabla N° 3.2

Clasificación AASHTO de suelos en grupos principales

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos pasa los 75 um)			Materiales Arcillosos-Limosos (mas del 35% pasa los 75 um)			
	A-1	A-3*	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Análisis granulométrico, % pasante:							
Tamiz N° 10	-	-	-	-	-	-	-
Tamiz N° 40	50 max	51 min	-	-	-	-	-
Tamiz N° 200	25 max	10 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Fracción pasante el Tamiz N° 40:							
Límite Líquido	-	-	-	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice Plástico	6 max	N.P.	-	10 max	10 max	11 min	11 min

La localización de A-3 a A-2 es necesariamente un proceso de eliminación de izquierda a derecha' y no indica superioridad de A-3 sobre A-2.

Clasificación detallada AASHTO de suelos en grupos y subgrupos

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos pasa los 75 um)							Materiales Arcillosos-Limosos (mas del 35% pasa los 75 um)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Análisis granulométrico, % pasante:											
Tamiz N° 10	50 max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tamiz N° 40	30 max	50 max	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-
Tamiz N° 200	10 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Fracción pasante el Tamiz N° 40:											
Límite Líquido	-			40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice Plástico	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min*
Tipos usuales de constituyentes significativos:	Fragmentos de piedra, grava, arena	Arena fina	Grava limosa o Arcillosa y arena				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Calificación general como subrasante:	Excelente a bueno							Medio a malo			

* IP del subgrupo A-7-5 < (LL-30); IP del subgrupo A-7-6 > (LL-30)

Tabla N° 3.3

Angulos de Fricción para su Utilización en Anteproyectos

Clasificación	Angulos de Fricción					
	Angulo de talud natural		Para la resistencia máxima			
			Compacidad media		Compacta	
	(°)	Talud (ver. a hor.)	ϕ (°)	tg ϕ	ϕ (°)	tg ϕ
Limo	26	1 : 2	28	0.532	30	0.577
	a		a		a	
	30	1 : 1.75	32	0.625	34	0.675
Arena uniforme fina a media	26	1 : 2	30	0.577	32	0.675
	a		a		a	
	30	1 : 1.75	34	0.675	36	0.726
Arena bien graduada	30	1 : 1.75	34	0.675	38	0.839
	a		a		a	
	34	1 : 1.50	40	0.839	46	1.030
Arena y grava	32	1 : 1.60	36	0.726	40	0.900
	a		a		a	
	36	1 : 1.40	42	0.900	48	1.110

Según B.K. Hough, Basic Soils Engineering, Copyright 1957, The Ronald Press Company, Nueva York

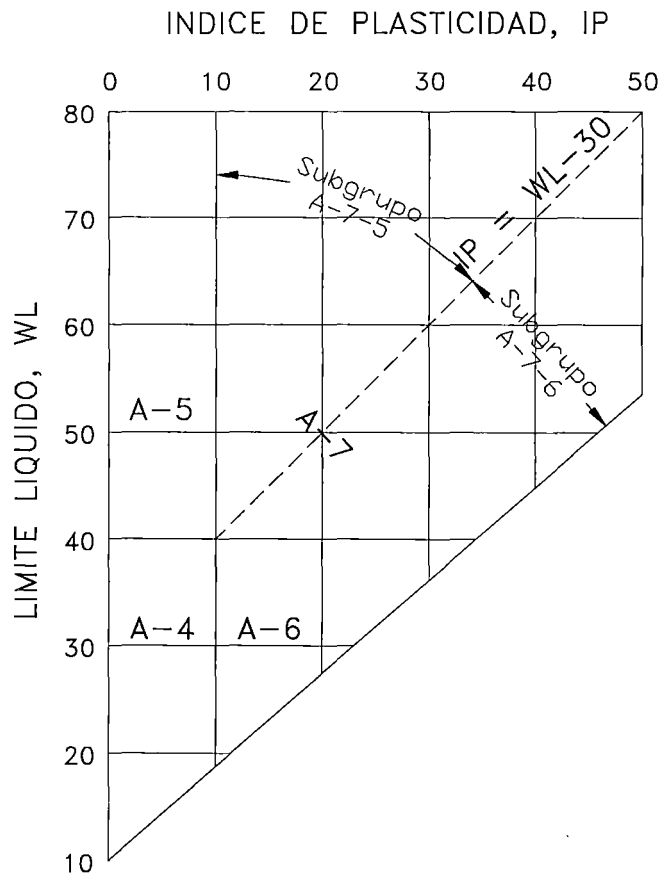
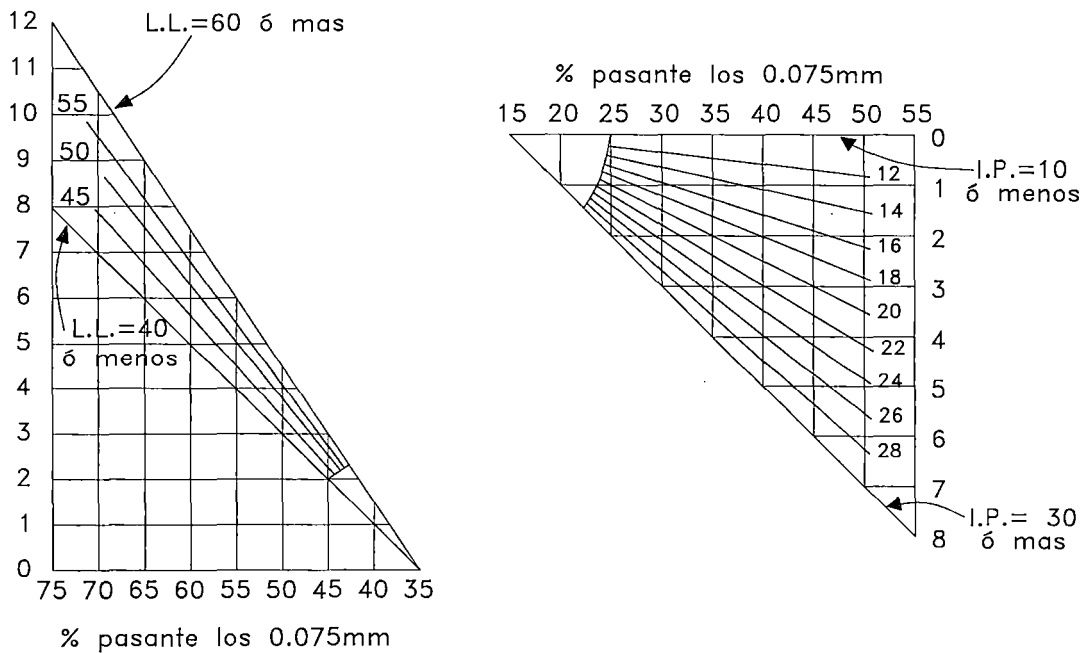


Fig. 3.1 : Ranges de Límite Líquido e Índice de Plasticidad para los grupos de suelos A-4, A-5, A-6 y A-7.



Índice de Grupo = Suma de las escalas verticales de ambas gráficas

Fig. 3.2 : Cartas AASHTO para hallar el Índice de Grupo de Clasificación de Suelos AASHTO

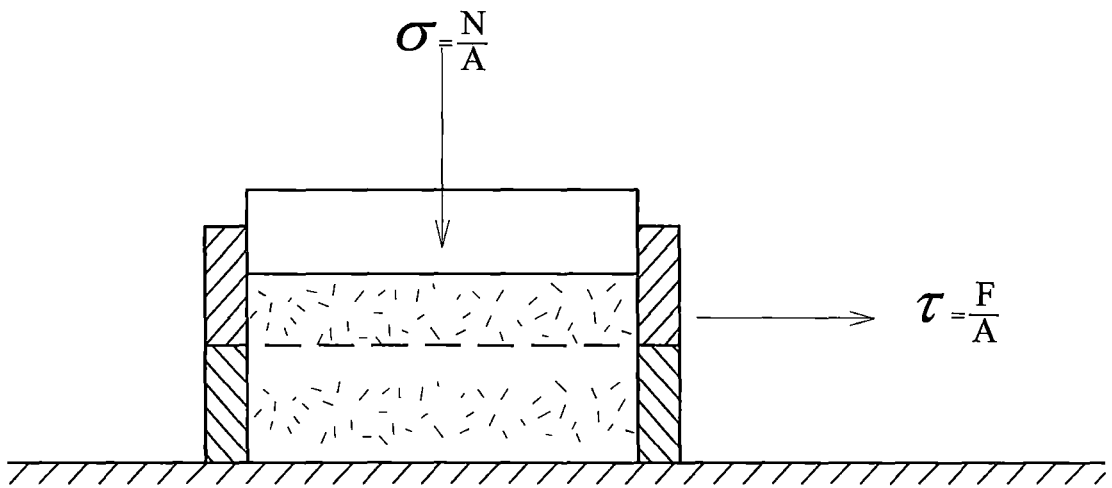


Fig. 3.3 : Aparato de Corte Directo

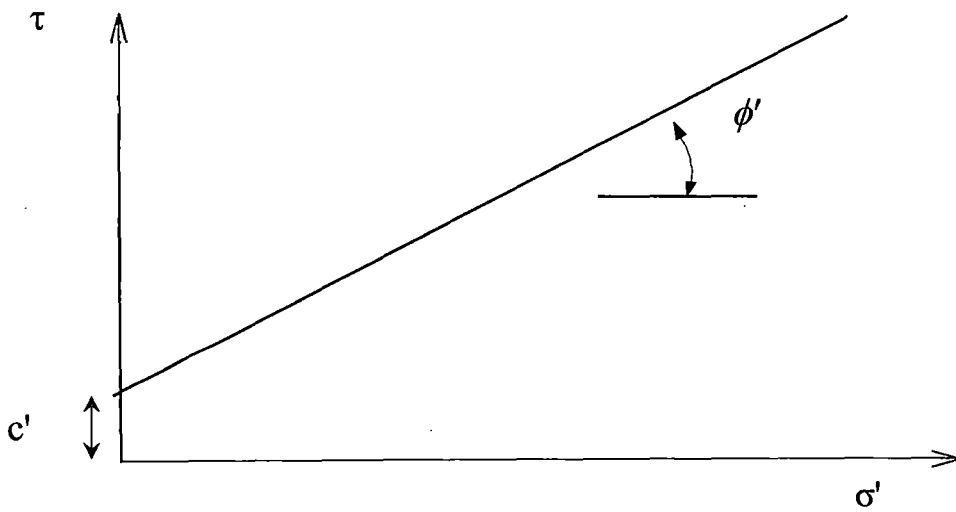


Fig. 3.4 : Diagrama de Falla en Función de Esfuerzos Efectivos

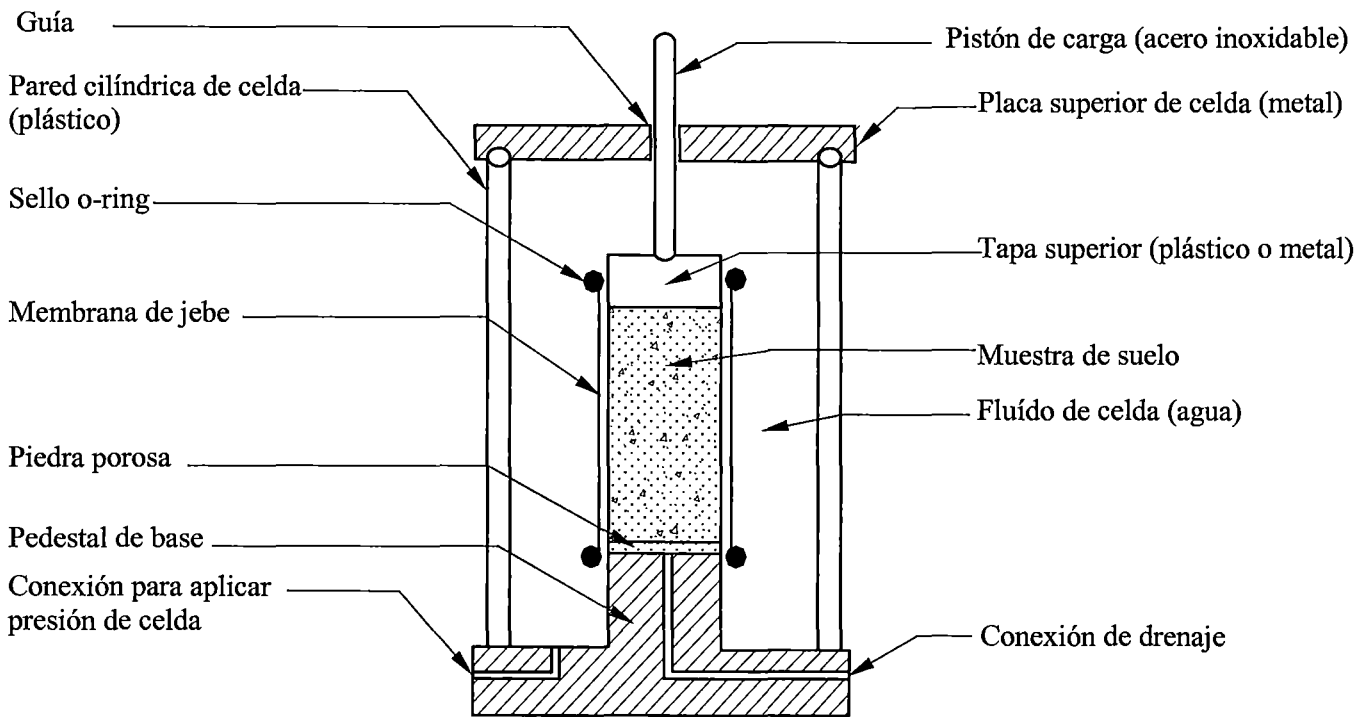


Fig. 3.5 : Diagrama de Falla en Función de Esfuerzos Efectivos

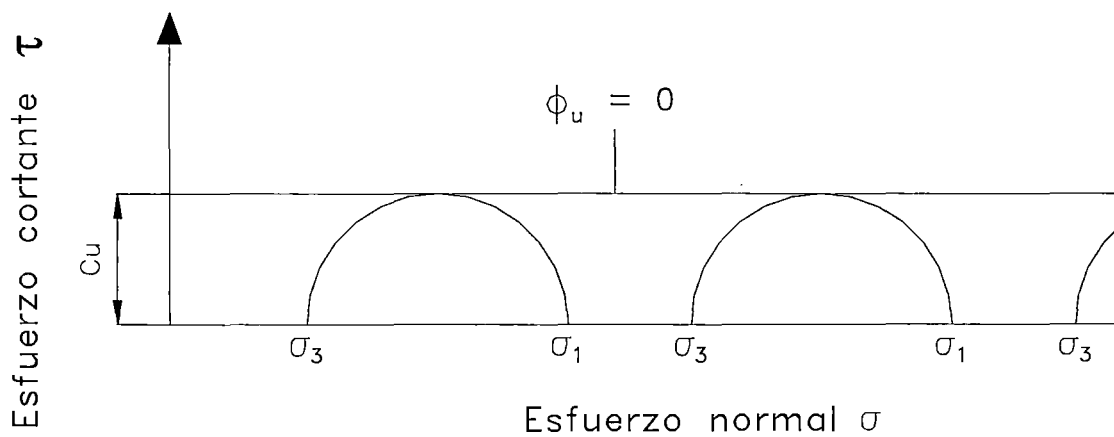


Fig. 3.6 : Envoltorio de Falla en Ensayos No Drenados sobre Arcillas Saturadas

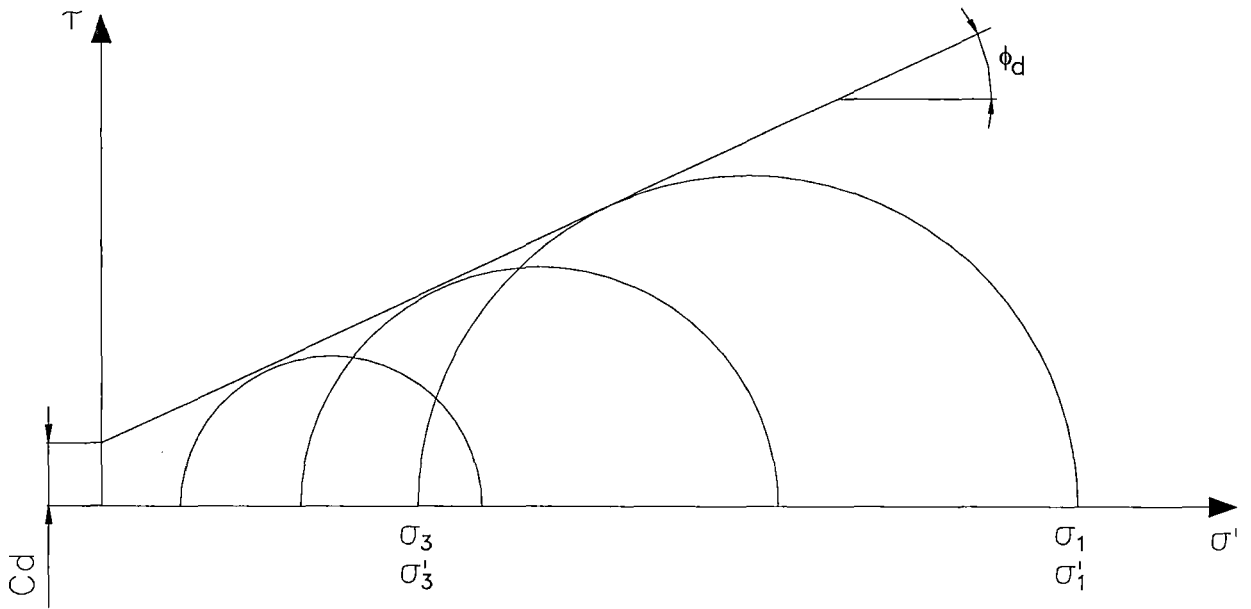


Fig. 3.7 : Envolvente de Falla en Ensayos Drenados con Arcilla

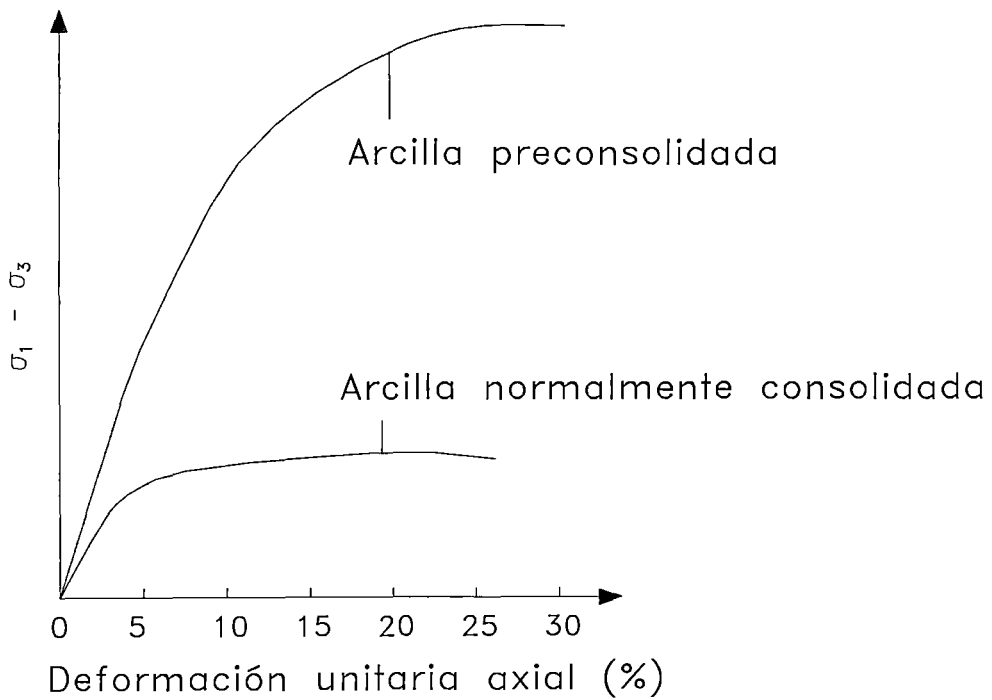


Fig. 3.8 : Relación Esfuerzo-Deformación Unitaria en Ensayos Consolidados-No Drenados con Arcillas

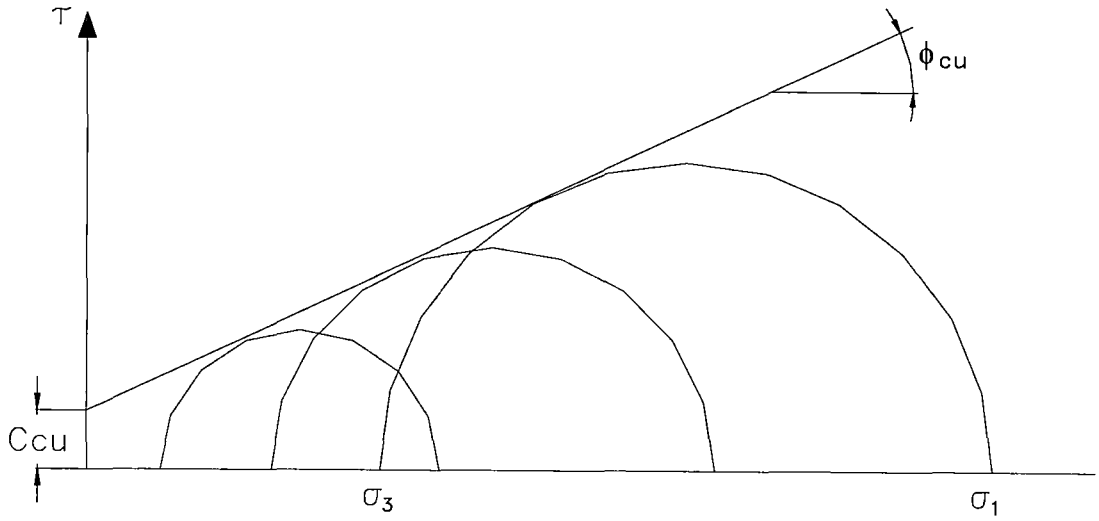


Fig. 3.9 : **Envolvente de Falla en Ensayos Consolidados-No drenados con Arcilla en Función de Esfuerzo Total**

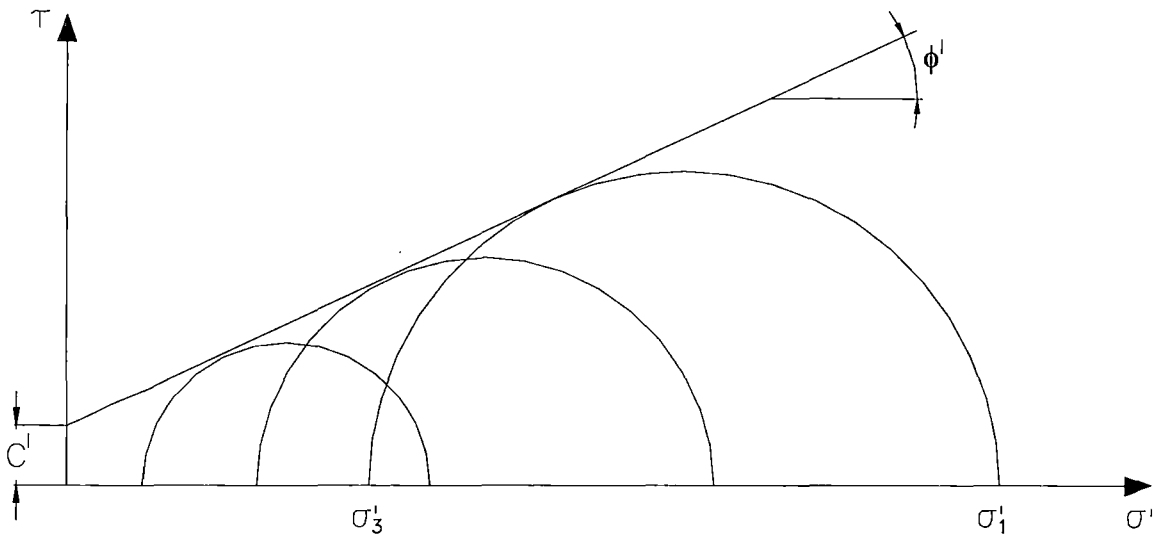


Fig. 3.10 : **Envolvente de Falla en Ensayos Consolidados-No drenados con Arcilla en Función de Esfuerzo Efectivo**

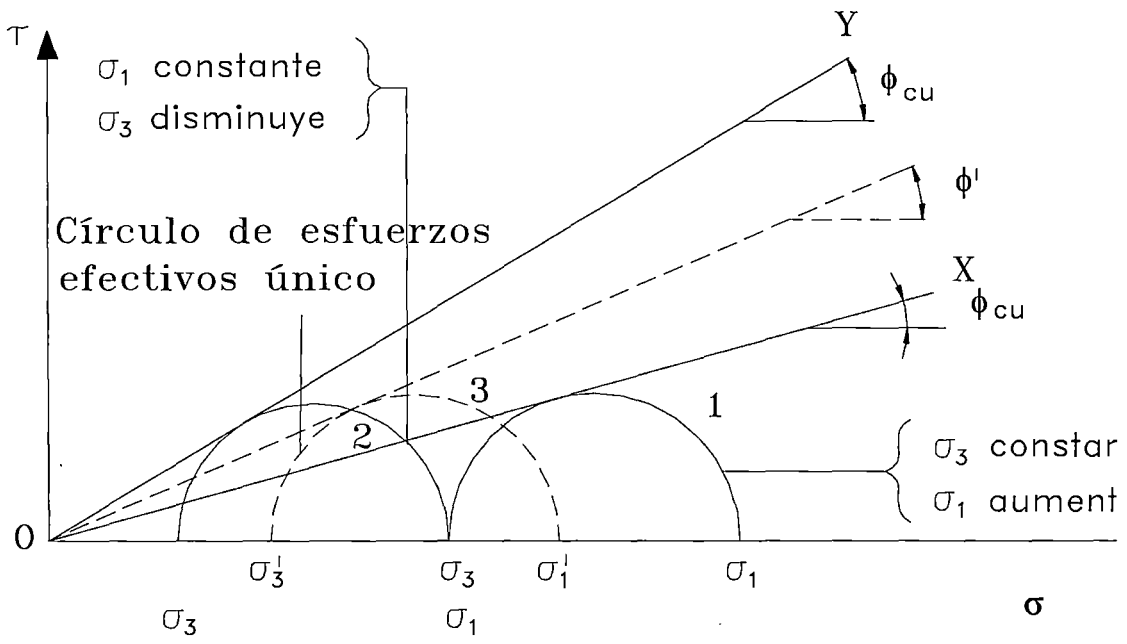


Fig. 3.11 : Influencia del Procedimiento del Ensayo sobre ϕ_{cu} y ϕ'



CAPITULO IV

4.0 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS

4.1. GENERALIDADES

En este capítulo se presenta en primer lugar el análisis estático de taludes mediante el método de equilibrio límite, así como los métodos de Bishop Modificado y Janbu Simplificado y otros métodos y sus respectivas consideraciones.

En segundo lugar se describe el análisis Pseudoestático de taludes y la elección correspondiente de un coeficiente sísmico para este análisis, seguidamente describe el análisis de respuesta sísmica mediante el modelo lineal equivalente y el cálculo de los parámetros dinámicos necesarios en este análisis, así también se describe el back análisis. Finalmente se describe el cálculo para el análisis de deformaciones permanentes inducidas por sismos en taludes mediante el Método de Newmark.

4.2. ANÁLISIS ESTÁTICO (EQUILIBRIO LIMITE) (PROGRAMA SLOPE/W)

El análisis estático se ejecuta mediante el método del equilibrio límite, donde la estabilidad se define por un factor de seguridad, el cual toma en consideración las características topográficas, de resistencia cortante del suelo, hidrogeología, grietas de tensión, etc. El factor de seguridad es definido como el factor por el cual el esfuerzo de corte del suelo debe ser reducido para brindar a la masa a un



estado de equilibrio límite a lo largo de una superficie de falla. Así, para un análisis de esfuerzo efectivo, el esfuerzo de corte es definido como:

$$S_m = c' + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi' \dots\dots(4.1)$$

donde:

S = *esfuerzo de corte.*

c' = *cohesión efectiva*

ϕ' = *ángulo efectivo de fricción interna*

σ_n = *esfuerzo total normal*

u = *presión de poros*

En la Fig. 4.1 se muestran todas las fuerzas que actúan en una superficie de falla circular y las respectiva nomenclatura de las variables implicadas en el método del equilibrio límite usada por el programa SLOPE/W.

El método de Equilibrio Límite usa las siguientes ecuaciones de la estática en la solución del factor de seguridad:

1. La sumatoria de fuerzas en la dirección vertical para cada dovela. La ecuación es resuelta para la fuerza normal en la base de la dovela, N.
2. La sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal para cada dovela es usada para el calculo de la fuerza normal íter dovelas, E.
3. La sumatoria de momentos en un punto común para todas las dovelas. La ecuación puede ser reorganizada y resuelta para hallar el factor de seguridad de equilibrio de momentos, F_m .
4. La sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal para todas las dovelas, dando un factor de seguridad de equilibrio de fuerzas, F_f . (Criterio de falla de Mohr-Coulomb).

Teniendo estas ecuaciones, el análisis aún es indeterminado, y mas consideraciones son hechas respecto a la dirección de la fuerza resultante interdovelas. La dirección es asumida a ser descrita por una función de fuerza interdovelas. Los factores de seguridad pueden ahora ser calculados basados en



el equilibrio de momentos (F_m) y el equilibrio de fuerzas (F_f) . Estos factores de seguridad pueden variar mucho dependiendo del porcentaje (λ) de la función de fuerza usada en el cálculo.

Para cada dovela la sumatoria de momentos respecto a un punto puede ser escrita como sigue:

$$\sum Wx - \sum S_m R - \sum Nf + \sum kWe \pm [Dd] \pm Aa = 0 \dots\dots(4.2)$$

Además se tiene que la magnitud del esfuerzo cortante movilizado para satisfacer las condiciones de equilibrio límite es:

$$S_m = \frac{s\beta}{F} = \frac{\beta (c' + (\sigma_n - u) \text{tg}\phi')}{F} \dots\dots(4.3)$$

donde:

- $\sigma_n = \frac{N}{\beta}$ = esfuerzo normal promedio en la base de cada dovela.
- F = factor de seguridad.
- β = longitud de base de cada dovela.

Para obtener el factor de seguridad de equilibrio de momentos se substituye la ecuación (4.3) en (4.2) y se tiene:

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u\beta) R \text{tg}\phi')}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kWe \pm [Dd] \pm Aa} \dots\dots(4.4)$$

De la misma manera para hallar el factor de seguridad de equilibrio de fuerzas, la ecuación de sumatoria de fuerzas horizontales es:



$$\sum(E_L - E_R) - \sum(N \sin \alpha) + \sum(S_m \cos \alpha) - \sum(kW) \dots\dots(4.5)$$

El término $\sum(E_L - E_R)$ debe ser cero cuando se tome en cuenta toda la masa deslizante. Luego sustituyendo (4.3) en (4.5) se obtiene:

$$F_f = \frac{\sum(c' \beta \cos \alpha + (N - u\beta) \operatorname{tg} \phi' \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha + \sum kW - [D \cos \omega] \pm A} \dots\dots(4.6)$$

Ambas ecuaciones (4.4) y (4.6) son no lineales ya que la fuerza normal N actuante en la base de cada dovela es también función del factor de seguridad.

Para la fuerza normal en la base de cada dovela se hace una sumatoria de las fuerzas verticales en cada una de ellas teniéndose lo siguiente:

$$-W + (X_L - X_R) + N \cos \alpha + S_m \sin \alpha - [D \sin \omega] = 0 \dots\dots(4.7)$$

Despejando la fuerza normal y substituyendo la ecuación (4.3) en (4.7) tenemos:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha + u\beta \sin \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F} + [D \sin \omega]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F}} \dots\dots(4.8)$$

El denominador de la ecuación (4.8) es comúnmente conocido con el nombre de m_α . El factor de seguridad F es igual al factor de seguridad de equilibrio de momentos, F_m , cuando se resuelve el equilibrio de momentos es igual al factor de seguridad de fuerzas F_f si se resuelve el equilibrio de fuerzas.

Además la ecuación (4.8) no puede ser resuelta aún pues el factor de seguridad y las fuerzas de corte interdovelas son desconocidas, dando lugar a tener que asumir determinadas condiciones.



En la Tabla 4.1 se presentan los factores de seguridad mínimos propuestos por la US Corps of Engineers para presas de tierra, que pueden servir como referencia para el análisis de estabilidad de taludes naturales.

4.2.1. METODO BISHOP SIMPLIFICADO (1955)

Este método asume que las fuerzas de corte interdovelas son iguales a cero, la fuerza normal en la base queda como:

$$N = \frac{W - \frac{c' \beta \sin \alpha + u \beta \sin \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F} + [D \sin \omega]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F}} \dots(4.9)$$

Cuando se usa el equilibrio de momentos con esta ecuación se obtiene el factor de seguridad de equilibrio de momentos, este método es conocido como Método Simplificado de Bishop.

Pero para esto, es necesario tener un valor inicial de F dado por el Método Ordinario de Fellenius donde las fuerzas son sumadas en dirección perpendicular a la base de cada dovela, la siguiente ecuación es obtenida de la fuerza normal:

$$N = W \cos \alpha - kW \sin \alpha + [D \cos(\omega + \alpha - 90)] \dots(4.10)$$

haciendo uso de esta ecuación y la ecuación (4.4) se obtiene el valor inicial del factor de seguridad.

Aunque este método no satisface el equilibrio de fuerza horizontales, la experiencia ha mostrado que se trata de un método bastante preciso para el análisis de superficies de falla circular, aún en los casos de taludes poco inclinados y con altos valores de presión de poros.



El método de Bishop Modificado es muy utilizado en la práctica de la ingeniería porque proporciona valores del factor de seguridad por el método de equilibrio límite muy cercanos a aquellos que proporcionan los métodos más rigurosos que satisfacen completamente las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos.

4.2.2. MÉTODO JANBU SIMPLIFICADO (1968)

En este método, la ecuación (4.9) es usada para resolver el factor de seguridad del equilibrio de fuerzas obteniéndose así el Método Janbu Simplificado sin la corrección empírica f_o aplicada por Janbu, Bjerrum y Kjaernsli, 1956.

4.2.3. OTROS METODOS

En la Tabla 4.2 se muestra un resumen de los métodos usados para la estabilidad de taludes propuestos por la literatura, donde se indica el tipo de falla, las ecuaciones de equilibrio y las hipótesis simplificadoras de éstos.

4.3. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

Este método utiliza cualesquiera de los métodos de equilibrio límite (Método de Bishop), con la diferencia que se incluyen fuerzas Pseudoestáticas horizontales y verticales, debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes k_H y k_V expresados en términos de veces la aceleración g , producida por el sismo.

La carga sísmica pseudo estática solamente se usa en la superficie más crítica identificada en el análisis estático, la mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y la vertical se asume igual a cero.



Uno de los mayores problemas en este método es la elección del coeficiente sísmico K . En el Perú no existen todavía normas establecidas para la elección de este coeficiente, teniendo como referencia mas cercana los coeficientes sísmicos para el diseño de presas mostrados en la Fig. 4.2 donde se presenta la Zonificación del Coeficiente Sísmico para Presas de Tierra y Enrocado en el Perú (Ruesta et al., 1988), en el cual se sugiere que los coeficientes sísmicos varían entre 0.05-0.25 para presas de tierra y entre 0.05-0.20 para presas de enrocado.

Un procedimiento es el utilizar los coeficientes de las Tabla 4.3 donde se muestra en valor de k_H para obtener una factor de seguridad mayor que 1 y la institución que toma tal consideración.

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

- a. Si la masa considerada para deslizamiento es rígida, la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.
- b. Si la masa de suelo es rígida, como en la mayoría de casos y teniendo en cuenta que la aceleración máxima solo se presenta en períodos muy pequeños no suficientes para producir una falla, se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado. Marcuson (1981) recomienda valores de $1/3$ y $1/2$ de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones.

El método Pseudoestático presenta algunas inconsistencias para modelar el efecto real de un sismo sobre un talud ya que las estructuras de tierra se comportan como cuerpos deformables y su respuesta a la excitación sísmica depende de los materiales de la estructura, de la geometría, de la naturaleza del movimiento, etc., como se evidenció en ensayos a escala natural y en las observaciones de la respuesta durante los sismos pasados.



Además que el factor de seguridad se torne menor que la unidad, el talud no sufrirá una súbita inestabilidad, pudiendo simplemente sufrir algunas deformaciones de tipo permanente.

4.4. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

La determinación de los esfuerzos cortantes máximos inducidos por un movimiento sísmico, que actúan en planos horizontales dentro del talud, es un factor importante en la evaluación de la respuesta dinámica del talud y eventualmente de la amplificación de las ondas sísmicas en el talud. Por lo tanto, es necesario evaluar apropiadamente la respuesta del talud ante sollicitaciones sísmicas a las que podría ser sometido.

La evaluación de la respuesta sísmica y de las características de amplificación de la fuerza sísmica en el talud puede ser realizada utilizando procedimientos analíticos o técnicas numéricas mediante elementos finitos. El Programa SHAKE (Schnabel et al., 1972) evalúa la respuesta mediante el análisis unidimensional de propagación de ondas. Este tipo de análisis solo puede ser utilizado como una aproximación preliminar ya que debido a la naturaleza del talud y su geometría, el problema es fundamentalmente bidimensional o en algunos casos (valles muy estrechos) tridimensional.

El programa está basado en la solución continua de la ecuación de onda adaptada para el uso de movimientos transitorios a través de la Transformada Rápida de Fourier (FFT) desarrollada por Cooley y Tukey (1965). La no linealidad del módulo de corte y amortiguamiento se emplea con el uso de las propiedades lineales equivalentes del suelo (Seed e Idriss, 1970; Seed et al., 1984; Sun et al., 1988) usando un procedimiento iterativo hasta obtener valores del módulo de corte y amortiguamiento compatibles con la deformación efectiva en cada capa.

Luego otros autores han ideado otros programas como el SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992) y el SHAKE21 (Kagawa, 1995) basándose en el programa SHAKE de Schnabel et al. (1972).



4.4.1. MODELO LINEAL EQUIVALENTE

Las deformaciones cortantes relativamente grandes que ocurren en los materiales de un talud durante terremotos introducen efectos no lineales significativos que deben ser considerados por los métodos de análisis. Este problema fue estudiado por Seed e Idriss (1969), que introdujeron una noción del método lineal equivalente en geotécnica.

Este 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 son compatibles con las amplitudes de las deformaciones cortantes efectivas en todos los puntos considerados del sistema.

En este modelo los valores iniciales del módulo de corte y del amortiguamiento son estimados para cada capa de suelo. Se inicia el análisis utilizando estas propiedades, donde la deformación cortante máxima en el tiempo-historia es calculada en cada elemento. A partir de estos resultados se estima la amplitud de la deformación cortante efectiva en cada capa a través de las curvas de módulo de corte y amortiguamiento con la deformación del material correspondiente, para después observar si el nivel de deformación es compatible con los valores de las propiedades dinámicas utilizadas en el cálculo de la respuesta.

Estas propiedades serán compatibles si los valores del módulo de corte y amortiguamiento en la próxima iteración convergen. La respuesta de la última iteración es considerada como la respuesta no lineal del sistema. Algunos investigadores sugieren que este procedimiento iterativo puede simular el comportamiento real de forma bastante razonable. El proceso de iteración se muestra en la Fig. 4.3.



4.4.2. DETERMINACION DE PARÁMETROS DINAMICOS

La utilización de las curvas de reducción de módulo cortante y factor de amortiguamiento involucran el conocimiento previo del módulo de corte, que alcanza su valor máximo para pequeñas deformaciones (10^{-4} % de deformación), donde el suelo presenta un comportamiento elástico lineal; dichas curvas han sido utilizadas para calcular los parámetros dinámicos.

4.4.3. MÓDULO DE CORTE EN SUELOS ARENOSOS

Seed e Idriss (1970) proponen la siguiente ecuación para el calculo del módulo de corte en suelos arenosos.

$$G = 1000(k_2)\sqrt{\sigma_m}$$
$$\sigma_m = \frac{1 + 2K_o}{3} \sigma_v$$

donde:

- G : módulo de corte (psf)
- σ_m : esfuerzo principal medio (psf)
- σ_v : esfuerzo vertical (psf)
- K_o : coeficiente de empuje en reposo
- K_2 : parámetro del módulo de corte

En esta ecuación la influencia de la relación de vacíos y de la amplitud de la deformación es expresada a través del parámetro K_2 , este parámetro alcanza un valor máximo $(K_2)_{max}$ para deformaciones muy pequeñas correspondiente al estado lineal elástico del orden del 10^{-4} %. Existe una relación entre el valor de $(K_2)_{max}$ y el valor de N del ensayo de SPT mostrado a continuación:

$$(K_2)_{max} \approx 20 (N_1)_{60}^{1/3}$$



Los valores de $(K_2)_{\max}$ para arenas muy sueltas están generalmente en el rango de 30 y para arenas muy densas cerca de 75. En el caso de gravas, este valor se encuentra en el rango de 80 a 180 (Seed, 1970).

4.4.4. MÓDULO DE CORTE EN SUELOS COHESIVOS

Hardin y Black (1968) y Hardin (1978) propusieron una fórmula empírica para el cálculo del módulo de corte inicial:

$$G_o = 625 \frac{OCR^K}{0.3 + 0.7 * e^2} \sqrt{P_a * \overline{\sigma_o}}$$

donde:

G_o : módulo de corte inicial

OCR : relación de sobreconsolidación

e : relación de vacíos

$\overline{\sigma_o} = \frac{\overline{\sigma_1} + \overline{\sigma_2} + \overline{\sigma_{31}}}{3}$: esfuerzo efectivo

P_a : presión atmosférica

K : parámetro que depende de la plasticidad (Fig. N° 4.5)

4.4.5. MÓDULO DE CORTE EN SUELOS GRAVOSOS

Tokimatsu et. al. propuso una formula empírica para el cálculo del módulo de corte inicial en suelos gravosos:

$$G_o = 1000 * K_2 * (\overline{\sigma_o})^{1/2}$$



donde:

G_0 : módulo de corte inicial (psf)

$$\overline{\sigma}_o = \frac{\overline{\sigma}_1 + \overline{\sigma}_2 + \overline{\sigma}_{31}}{3} \quad \text{: esfuerzo efectivo (psf)}$$

K_2 : coeficiente del modulo de corte

$$K_2 \cong 20 * (N_1)_{60}^{1/3}$$

N_1 : N del SPT (60% de eficiencia)

4.5. ANÁLISIS RETROGRESIVO (BACK ANALYSIS)

Las propiedades de esfuerzo de muchos tipos de suelos son difíciles de determinar por ensayos de laboratorio. En casos donde el talud ya se ha deslizado y la medidas de reparación son comenzadas a evaluar, es mas efectivo determinar los parámetros de resistencia por Back Análisis. Este consta de tres etapas:

1. La mejor estimación posible debe ser hecha de la información de los parámetros de resistencia y densidades de los suelos vistos en el sitio. Los ensayos de laboratorio y correlaciones con los parámetros de resistencia dan una base efectiva de estos valores. La geometría del talud y las condiciones de nivel freático al momento de la falla deben ser establecidos.
2. El talud se analizará con la geometría antes de la falla usando los parámetros de resistencia estimadas. Si el factor de seguridad es $F = 1.00$, las propiedades y condiciones representan razonablemente el modelo del talud. Si el cálculo del factor de seguridad no es igual a 1.00 los parámetros de resistencia y densidad son ajustados hasta obtener $F = 1.00$. El relación de ajuste no debe ser la misma para todos lo suelos envueltos en el deslizamiento.



Lógicamente mayores ajustes serán hechos para los parámetros con mayor incertidumbre.

3. Cuando los parámetros del suelo hayan sido determinados y den $F = 1.00$ para las condiciones al momento de la falla, estos parámetros han de ser usados para las medidas de corrección.
4. Si la falla se debió a un evento sísmico, se considerará un coeficiente sísmico representativo del sismo ocurrido, se variarán los parámetros de resistencia hasta obtener $F = 1.00$, momento donde se tendrán los parámetros de resistencia a usar.

Para los deslizamientos que se han producido por un evento sísmico se realiza un back análisis ya que por un lado se conoce la geometría de los taludes pre y post sismo, con una superficie de falla definida, y por otro lado se conocen las características de cada estrato del suelos como son sus pesos específicos secos y húmedos.

4.6. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR SISMO

El método de análisis pseudo-estático, como todos los métodos de equilibrio límite, proporciona un índice de la estabilidad dado por el factor de seguridad, pero ninguna información sobre las deformaciones asociadas con la falla del talud. Sin embargo, la condición de servicio de un talud luego de un sismo está controlada por las deformaciones; de esta manera los métodos de análisis que predicen los desplazamientos del talud proveen una mejor evaluación de la estabilidad sísmica del talud.

Existen diferentes métodos para predecir los desplazamientos permanentes después de ocurrido el sismo y de acuerdo a su aplicabilidad y valoración merecen cierta atención en lo concerniente a la evaluación en presas de tierra y taludes.



En la Tabla 4.4 se define las categorías de daños con relación a la deformación permanente producidas por sismos y la descripción de las probables consecuencias obtenidas de Makdisi-Seed (1977). Esta clasificación se basa en el juicio ingenieril y está aplicada a presas y terraplenes. En el caso de taludes naturales o de corte esta clasificación puede variar. Para el caso de los taludes naturales se puede establecer valores límites de hasta 10 cm o dependen de la experiencia del especialista.

Además, de acuerdo al máximo sismo creíble, la probabilidad de ocurrencia de daño producido se muestra en la Tabla 4.5. Por ejemplo, para un talud típico de 1.5H:1V, de acuerdo a esta tabla, existe un 17% de probabilidad de que el daño de categoría I pueda ocurrir de acuerdo al máximo sismo creíble. Sin embargo, para el talud de 3H:1V existe un 97% de probabilidad de que la deformación en la cresta pueda ser menor de 0.3 m. En otros términos, para un talud de 3H:1V existe una mínima y casi despreciable deformación en la cresta del talud de una presa o terraplén.

4.6.1. MÉTODO DE NEWMARK

Como la aceleración varía con el tiempo, el factor de seguridad pseudo-estático también lo hará, si las fuerzas de inercia actuantes en la masa de falla potencial (estáticas y dinámicas) son mayores que las fuerzas resistentes, el factor de seguridad disminuirá su valor hasta ser menor que la unidad. Newmark (1965) consideró el comportamiento de un talud bajo tales condiciones. Cuando el factor de seguridad es menor que la unidad, la masa de falla potencial no estará más en equilibrio, consecuentemente, será acelerada por una fuerza. La situación es análoga a un bloque apoyado en un plano inclinado (5.4). Newmark usó esta analogía para desarrollar un método de predicción de las deformaciones permanentes de un talud sujeto a cualquier movimiento del terreno.



Cuando un bloque en un plano inclinado es sujeto a un pulso de aceleración que excede la aceleración de fluencia, el bloque se moverá de manera relativa al plano. Para ilustrar el procedimiento de cálculo de las deformaciones permanentes, consideramos el caso en el cuál un plano inclinado es sujeto a un pulso de aceleración rectangular simple de amplitud A y duración Δt . Si la aceleración de fluencia, a_y , es menor que A (Fig. 4.6a), la aceleración del bloque relativa al plano durante el período de tiempo t_0 a $t_0 + \Delta t$ es :

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = A - a_y \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (4.11)$$

Donde $a_b(t)$ es la aceleración del plano inclinado. El movimiento relativo del bloque durante este período puede ser obtenido integrando dos veces la aceleración relativa, de esta manera:

$$v_{rel}(t) = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = [A - a_y](t - t_0) \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (4.12)$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2}[A - a_y](t - t_0)^2 \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (4.13)$$

Cuando $t = t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa alcanza su máximo valor:

$$v_{rel}(t_0 + \Delta t) = [A - a_y]\Delta t \quad (4.14)$$

$$d_{rel}(t_0 + \Delta t) = \frac{1}{2}[A - a_y]\Delta t^2 \quad (4.15)$$

Después la aceleración de la base se hace cero (cuando $t = t_0 + \Delta t$), el bloque deslizante se desacelera por la fuerza de fricción actuante en su base. El bloque continuará deslizándose en el plano, pero sólo hasta que su velocidad alcance el valor de cero. La aceleración en este tiempo está dada por:



$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = 0 - a_y = -a_y \quad t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (4.16)$$

Donde t_1 es el tiempo en el cual la velocidad relativa se hace cero. Entre $t_0 + \Delta t$ y t_1 , la velocidad relativa disminuirá con el tiempo de acuerdo a:

$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t_0 + \Delta t) + \int_{t_0 + \Delta t}^t a_{rel}(t) dt = A \Delta t - a_y (t - t_0) \quad t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (4.17)$$

Si la ecuación (4.17) la igualamos a cero cuando $t = t_1$, se obtiene:

$$t_1 = t_0 + \frac{A}{a_y} \Delta t \quad (4.18)$$

Luego:

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0 + \Delta t}^t v_{rel}(t) dt = A \Delta t (t - t_0 - \Delta t) - \frac{1}{2} [t^2 - (t_0 + \Delta t)^2] \quad t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (4.19)$$

Después del tiempo t_1 , el bloque y el plano inclinado se mueven juntos. Durante el período total de tiempo entre $t = t_0$ y $t = t_1$, el movimiento relativo del bloque es mostrado en la Fig.4.6.

Entre t_0 y $t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa se incrementa linealmente y el desplazamiento relativo cuadráticamente. En $t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa ha alcanzado su máximo valor, luego del cual decrece linealmente. El desplazamiento relativo continúa incrementándose hasta $t = t_1$. El desplazamiento total relativo será:

$$d_{rel}(t_1) = \frac{1}{2} (A - a_y) \Delta t^2 A/a_y \quad (4.20)$$



El desplazamiento relativo depende de la duración del tiempo durante el cual la aceleración de fluencia es excedida. Esto sugiere que el desplazamiento relativo causado por un simple pulso de un fuerte movimiento estará relacionado a la amplitud y contenido de frecuencias de ese pulso. Un movimiento sísmico puede exceder la aceleración de fluencia varias veces y producir un número de incrementos del desplazamiento (Fig. 4.7).

Tabla 4.1**Factores de Seguridad Mínimos para el Análisis de Estabilidad en Presas de Tierra
(US Corps of Engineers)**

Condición	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
I. Al Final de la Construcción Para presas de más de 15 m	1.3	1.3
	1.4	1.4
II. Infiltración Constante	---	1.5
III. Desembalse Rápido	1.5	---
IV. Sismo: solo condiciones I y II	1	1

Tabla 4.2

Metodos de Análisis de Estabilidad de Taludes

METODO	SUPERFICIES DE FALLA	EQUILIBRIO	CARACTERÍSTICAS
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas deslizadas. Sin embargo este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos
Bishop Simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas cortantes entre dovelas son cero. Reduciendo el numero de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbu Simplificado (Janbu 1968)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado U.S. Army Corps. of Engineers (1970)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinadas a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el mas preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada dovela. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre dovelas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovela se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos mas convencionales.
Elementos Finitos	Cualquier forma de superficie de falla	Analiza esfuerzos y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral Logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

Tabla 4.3

Coefficientes Sísmicos para Análisis Seudoestático

k_H	F.S.	Observaciones
0.10g	> 1.0	Sismo importante. Cuerpo de Ingenieros del Ejército US, 1982
0.15g	> 1.0	Sismo de gran magnitud. Cuerpo de Ingenieros del Ejército US, 1982
0.15g a 0.25g	> 1.0	Japón
0.15g	> 1.15	Seed, 1979. Con una reducción de resistencia del 20%
1/2 de la aceleración máxima	> 1.0	Hynes-Griffin y Franklin, 1984 y una reducción de resistencia del 20%

Tabla 4.4**Categorías de Daño de Acuerdo a la Deformación Permanente Producida por Sismo***

Categorías de Daño	Deformación	Descripción
I	<0.3 m	Deformación de la cresta mínima o casi despreciable. No ocurren mayores fallas en el talud.
II	0.3 m a 1.0 m	Ligeras fallas superficiales probablemente ocurran (1 m a 2 m bajo la superficie del terreno) Mayores daños son considerados improbables.
III	1.0 m a 3.0 m	Profundas fallas probablemente ocurran (hasta los 5.0 m bajo la superficie del terreno) La carretera al pie del talud puede ser bloqueada y ocurrir desgracias.
IV	>3.0 m	Profundas fallas probablemente ocurran. (Hasta 10.0 m bajo la superficie del terreno). La carretera al pie del talud será bloqueada ocurriendo desgracias.

(*) De: Maksidi F.I. y Seed H.B.(1977). A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-induced Deformations in Dams and Embankments.

Tabla 4.5

Probabilidad de Ocurrencia de Daño de las Deformaciones Permanentes para Diferentes Taludes

Categorías de Daño	Probabilidad de Ocurrencia (%)			
	1.5H:1V	2H:1V	2.5H:1V	3H:1V
I	17	37	75	97
II	48	38	19	3
III	29	20	5	<<1
IV	6	5	1	<<1

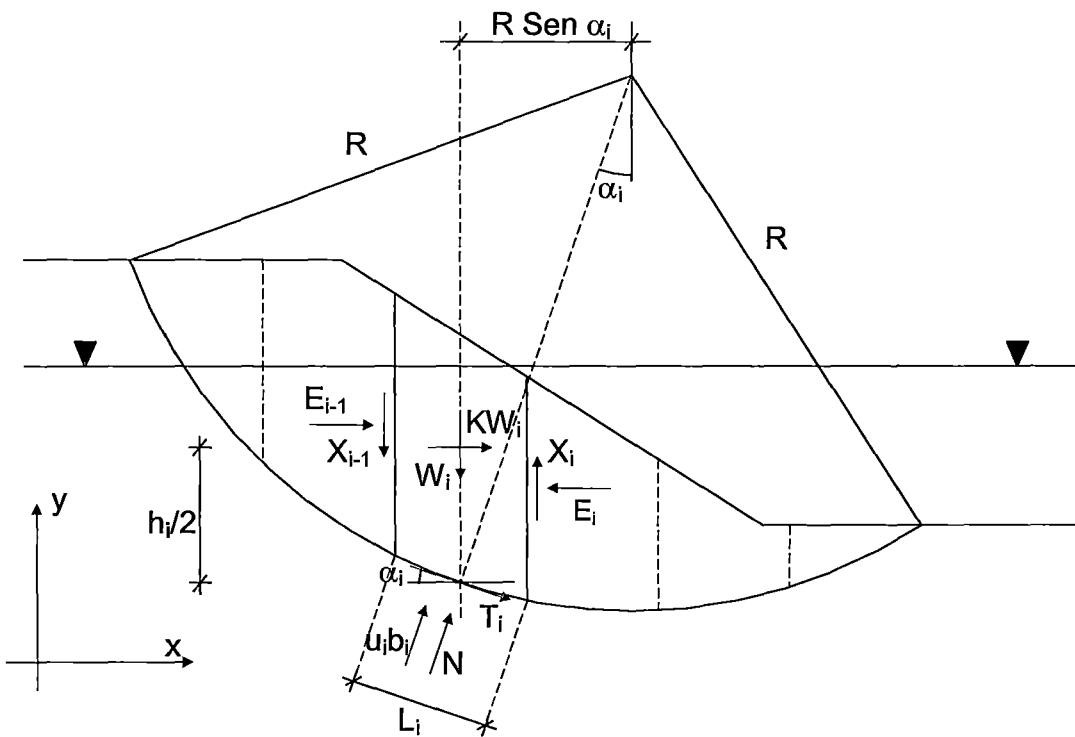


Fig. 4.1 : Método de Bishop considerando la Acción Sísmica.

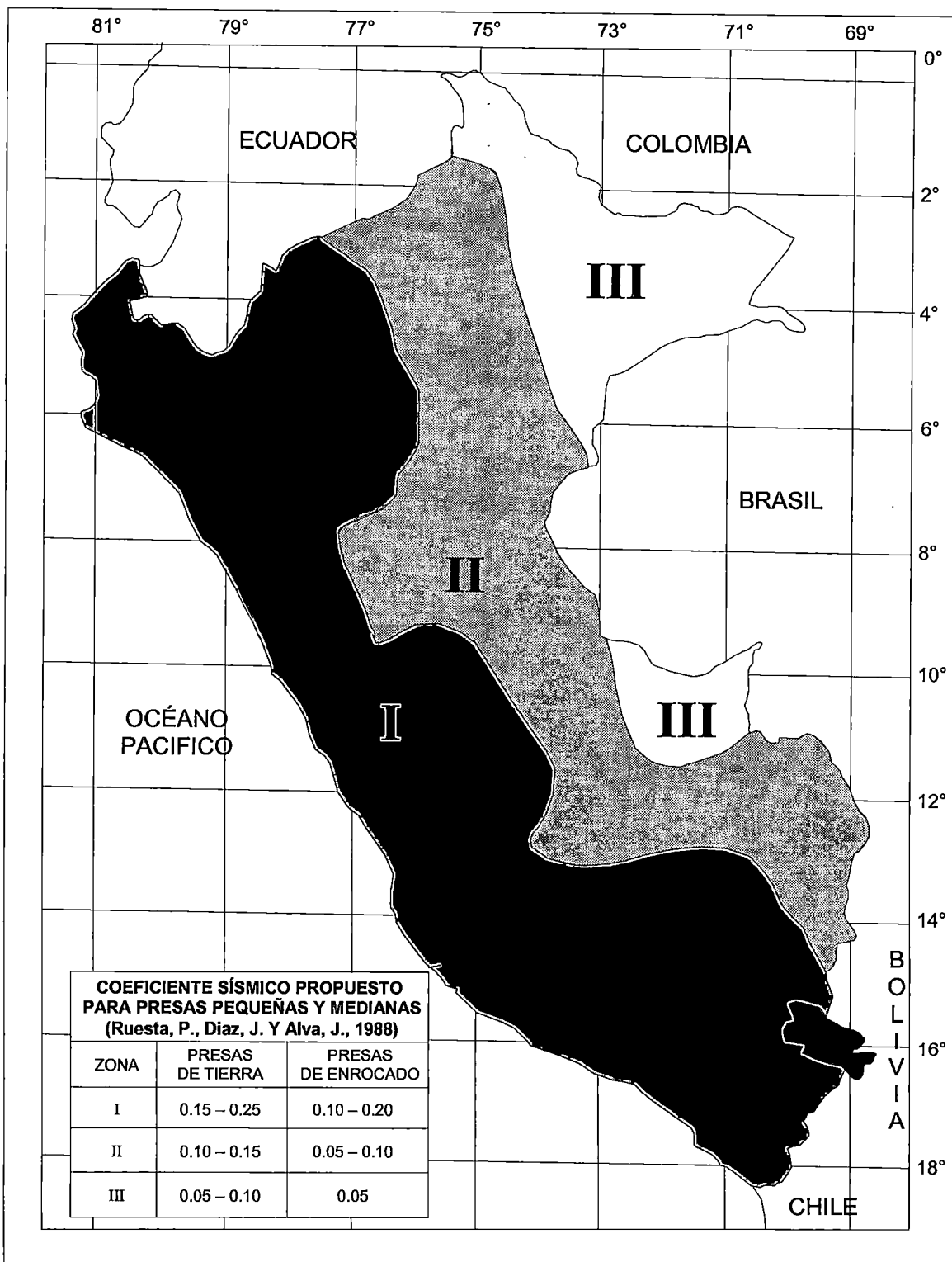
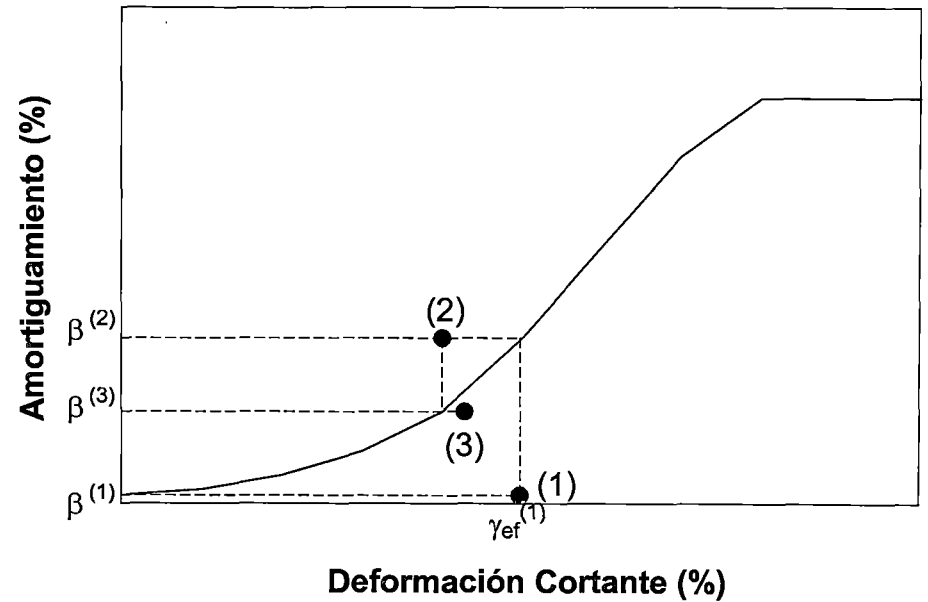
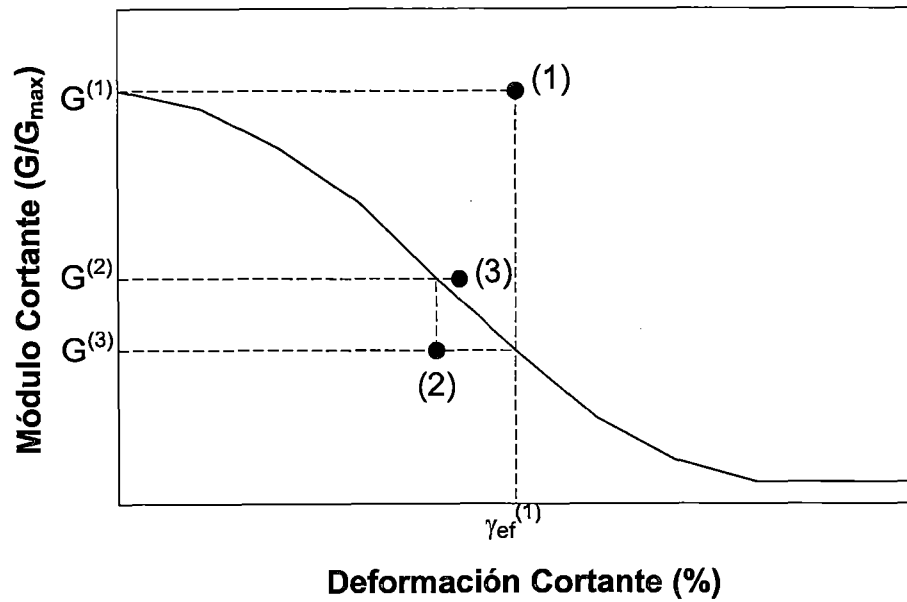


Fig. 4.2 : Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú (Ruesta et al., 1988)



Descripción : Usando las propiedades iniciales $G^{(1)}$ y $\beta^{(1)}$ se calcula la deformación cortante efectiva $\gamma_{ef}^{(1)}$. En la siguiente iteración se calcula los nuevos parámetros $G^{(2)}$ y $\beta^{(2)}$ que son compatibles con $\gamma_{ef}^{(1)}$. Se repite el calculo de la nueva deformación cortante y se calcula nuevamente los parámetros hasta que se produzca la convergencia.

Fig. 4.3 : Propiedades del Suelo que dependen de la Deformación Cortante mostrando el Método Lineal Equivalente.

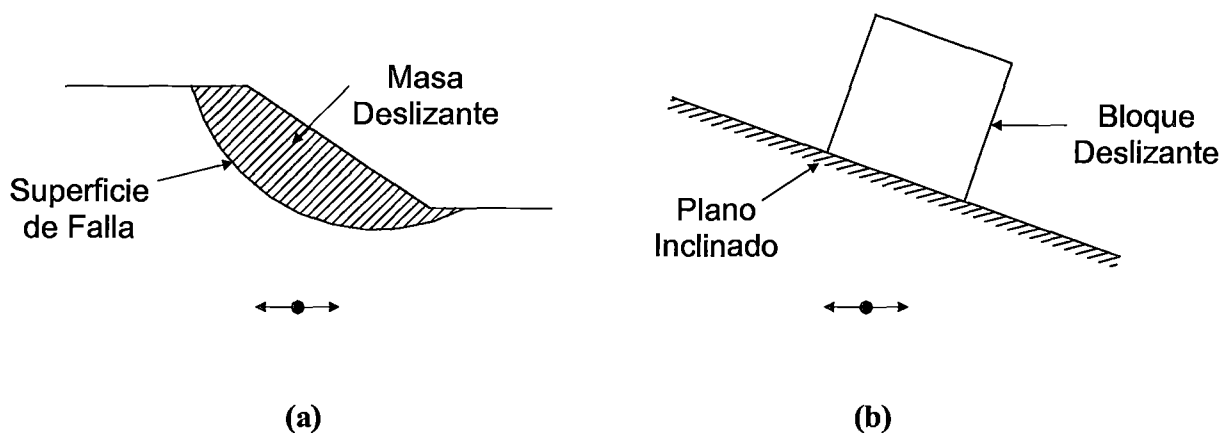


Fig. 4.4 : Analogía entre (a) Masa Potencial de Deslizamiento y (b) Bloque sobre un Plano Inclinado.

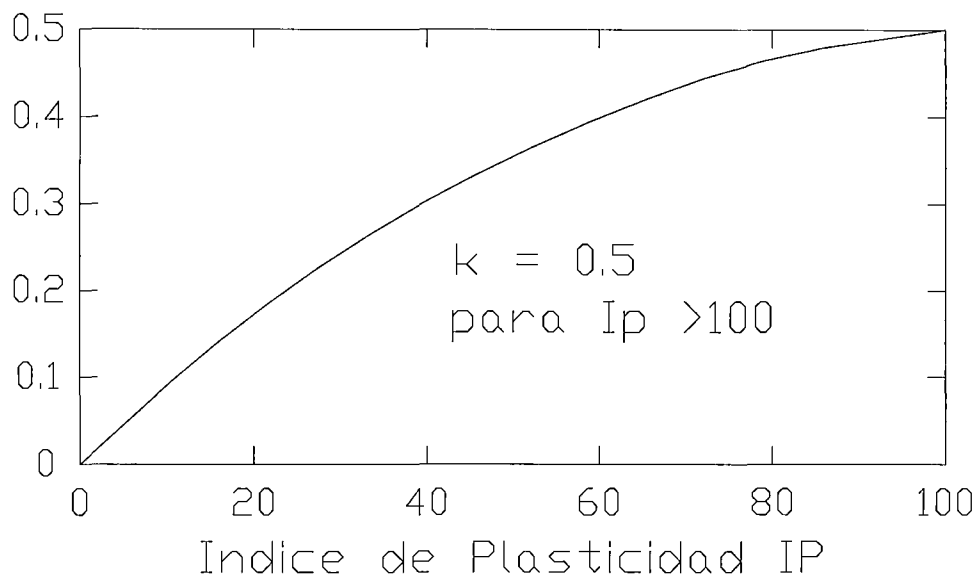


Fig. 4.5 : Variación del parámetro K con el índice de plasticidad. (Hardin, 1978)

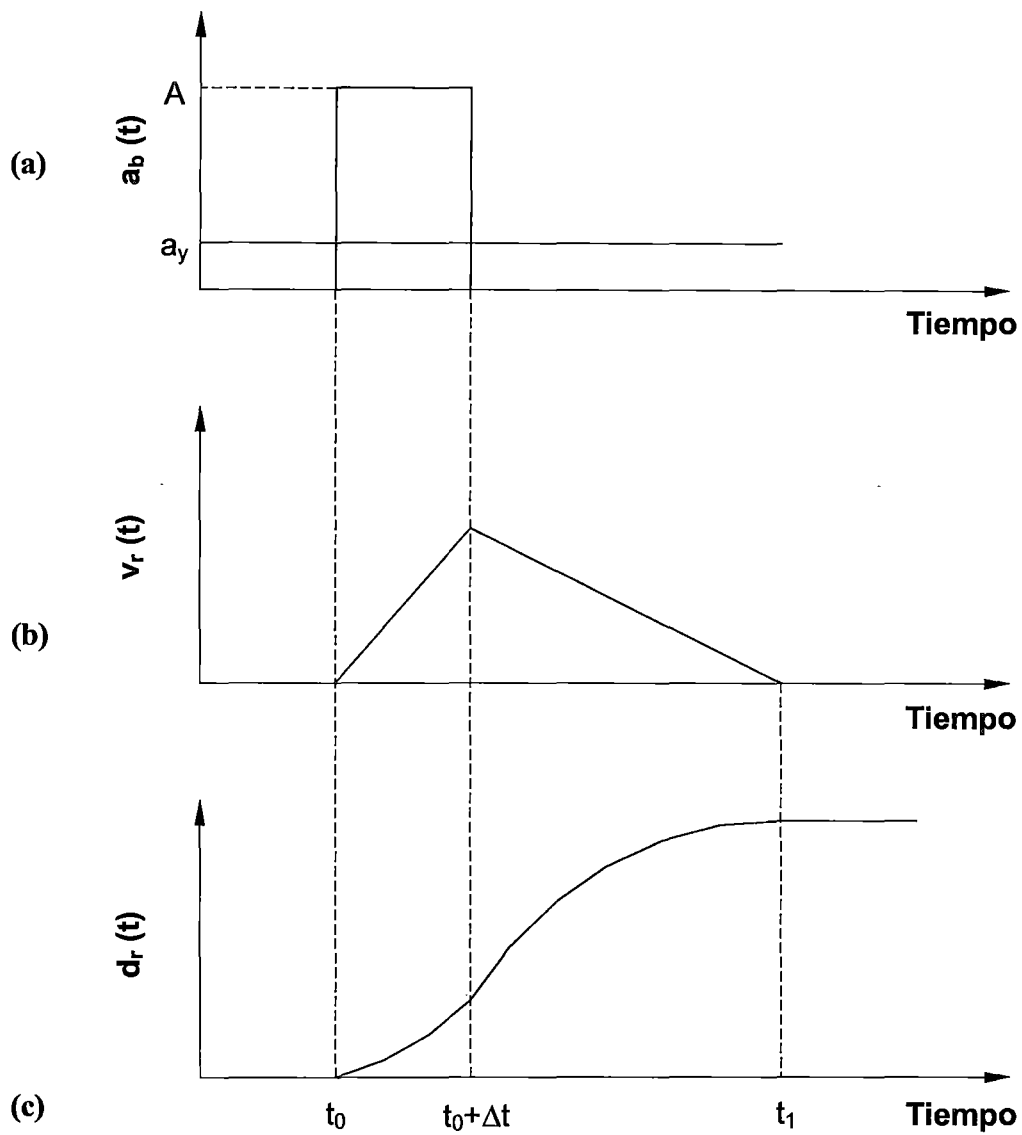


Fig. 4.6 : Variación de la Velocidad Relativa y del Desplazamiento Relativo entre el Bloque deslizante y el Plano debido a un Pulso Rectangular que excede la Aceleración de fluencia entre $t = t_0$ y $t = t_0 + \Delta t$.

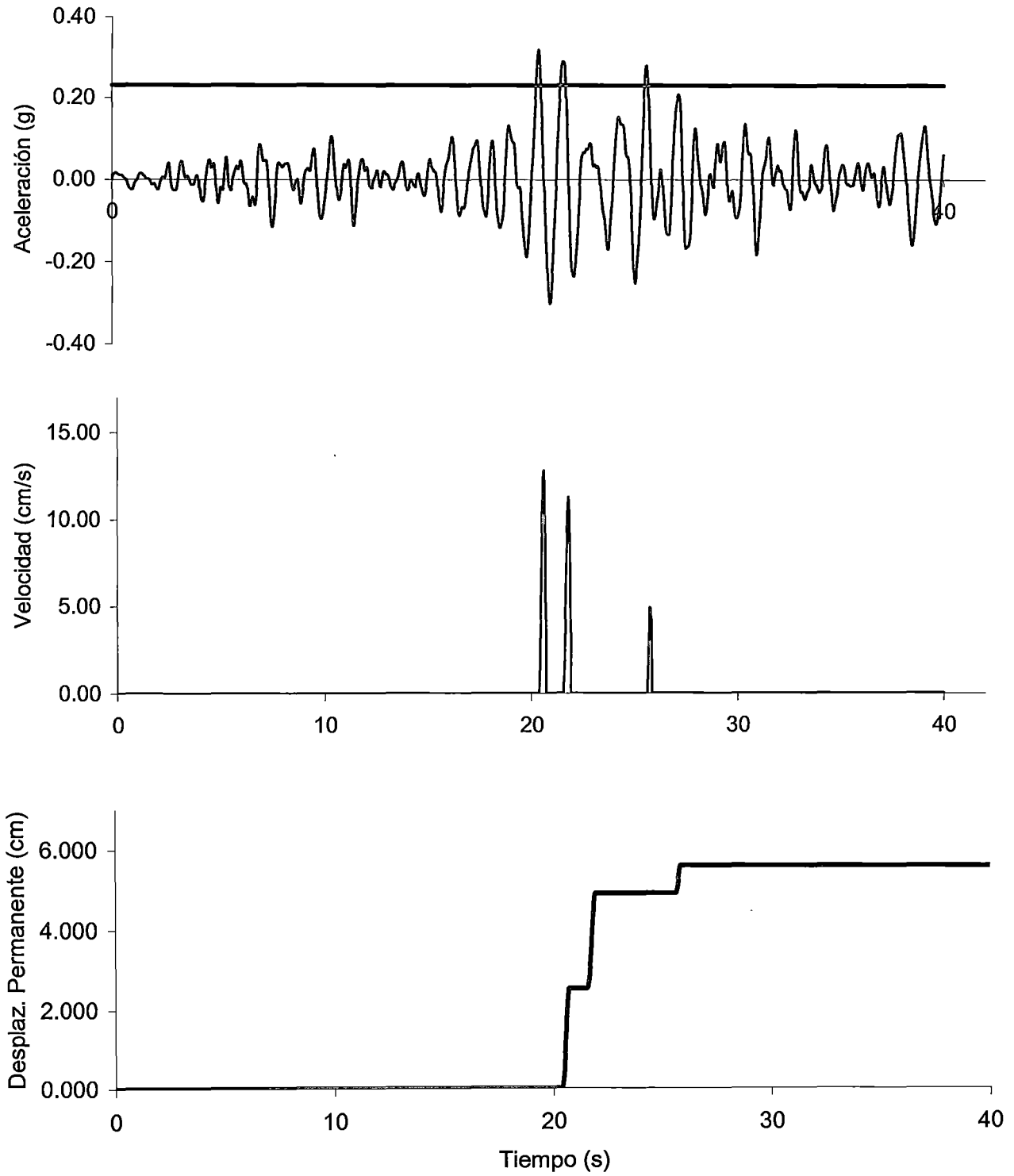


Fig. 4.7 : Desarrollo del Desplazamiento Permanente de un Talud ante la Acción de un Movimiento Sísmico



CAPITULO V

5.0 ANÁLISIS DE CAIDA DE ROCAS

5.1. GENERALIDADES

El fenómeno de desprendimiento de rocas sobre las vías de comunicación, a pesar de ser un problema tan antiguo como las propias vías, aún no está totalmente solucionado debido a la variedad de situaciones que se pueden presentar, para lo cual cada una necesitará un tratamiento y solución específicos.

La caída de rocas viene a ser un gran riesgo en los cortes de rocas en carreteras o vías ferroviarias en terrenos montañosos, aún cuando no tenga el mismo nivel de riesgo económico que alguna falla a gran escala, el número de gente que fallece por este fenómeno tiende a ser del mismo orden que otras formas de inestabilidades en taludes rocosos.

Cuando se ejecutan excavaciones en roca, no siempre se toman las medidas de garantía de la estabilidad superficial, además en zonas de roca muy fracturada y alterable, aún cuando se hagan esfuerzos por garantizar la calidad del corte, son necesarias algunas medidas de estabilización.

Las caídas de rocas son generalmente iniciadas por algún evento climático, biológico o sísmico, los que causan un cambio en las fuerzas actuantes en la roca, pérdida de resistencia en los planos de discontinuidades; dentro de estos eventos se incluye el incremento de la presión de poros debido a la infiltración



de la lluvia, erosión del material circundante durante fuertes tormentas, procesos de congelamiento y descongelamiento en climas fríos, degradación química o meteorización de la roca, crecimiento de raíces o su palanqueo por fuertes vientos, en épocas de construcción el mecanismo de caída de rocas es aún de mayor magnitud que los factores climáticos y biológicos.

En reconocimiento del serio problema que significa la caída de rocas y la dificultad de obtener una investigación detallada y de análisis en varios kilómetros hace necesario la realización de una sectorización, con la finalidad de ver donde son más riesgosos los taludes a sufrir caída de rocas; es por eso que la División Estatal de Carretera del Estado de Oregon (USA) (Pierson et. al. 1990) creó el Sistema de Calificación de Riesgo de Caída de Rocas que se muestra en la Tabla 5.1. Aunque este sistema no brinda un sistema de recomendaciones o acciones a tomar para diferentes rangos de calificación, es útil para una sectorización y reconocimiento y de los taludes más riesgosos. Se considera que una calificación menor de 300 son taludes de baja prioridad y los de calificación mayor de 500 han de tomarse una acción inmediata de mitigación.

5.2. ANÁLISIS DE CAÍDA DE ROCAS (PROGRAMA CRSP)

En 1988 el Departamento de Colorado de Autopistas de los Estados Unidos de América completó su propio programa de simulación de caídas de rocas. En los Estados Unidos el programa “Colorado Rockfall Simulation Program” (CRSP) es extensamente usado y ha provisto el más consistente y predictivo comportamiento de caída de rocas de diferentes ensayos. Este programa fue desarrollado para modelar el comportamiento de caídas de rocas y proveer un análisis estadístico de los probables eventos de caída de rocas, además se basa en principios físicos que aplican la ecuación de aceleración gravitacional y conservación de energía que describen el movimiento de un cuerpo.



El programa considera que el volumen del bloque y el centro de gravedad no coinciden con el punto de impacto, por lo que el proceso de impacto ha de ser balanceado por leyes de momento lineal y angular. Fue así que Bozzolo y Pamini en 1982 hicieron la formulación matemática con las siguientes hipótesis:

- ✦ El bloque se comporta como un cuerpo rígido de forma elíptica.
- ✦ El contacto entre el bloque y la superficie del talud se da en el punto P. (Fig. 5.1)
- ✦ El movimiento de rotación alrededor del punto P, comienza inmediatamente después del impacto, y P es el centro de rotación.

Teniendo en cuenta el principio de conservación del momento en un intervalo de tiempo antes y después del impacto se tiene:

$$I\omega_o + V_{ox}d_y - V_{oy}d_x = I\omega + V_xd_y - V_yd_x$$

donde:

I : Momento de inercia de la elipse alrededor del centro de masa.

ω_o : Velocidad angular antes del impacto.

ω : Velocidad angular después del impacto.

V_{ox}, V_{oy} : Componentes de la velocidad inicial de traslación.

V_x, V_y : Componentes de la velocidad final de traslación.

$$d_x = X_G - X_P, d_y = Y_G - Y_P$$

Luego la energía cinética total de la unidad de masa después del impacto, se puede expresar como:

$$E = \frac{1}{2}(I\omega^2 + V_x^2 + V_y^2)$$

La energía cinética se expresa por la suma de la energía de la velocidad lineal y la energía de rotación.



Actualmente los programas de cómputo como el CRSP simplifican los cálculos y presentan incluso un gráfico de trayectoria; generalmente los datos de entrada requeridos son: Coordenadas del perfil estratigráfico, rugosidad, Coeficientes de restitución Normal y Tangencial y dimensiones del bloque inestable. Estos programas arrojan los siguientes resultados: Energía Cinética, Altura de Rebote máxima, Altura de Rebote promedio, Velocidad Máxima, Velocidad promedio, los que son útiles para el diseño correspondiente de las obras de protección.

5.2.1. PERFIL DE CONTACTO

El movimiento de caída libre de un bloque es descrito convenientemente por la ecuación de una parábola si se desprecia la fricción del aire. El punto de impacto con la superficie se puede determinar en el plano 2-D por la intersección entre la parábola que describe el movimiento del bloque y la poligonal que se ajusta al perfil del talud.

El procedimiento analítico para la determinación del camino tiene en cuenta la definición de la sección vertical del talud en el cual ocurre el movimiento de la roca ladera abajo. Como este movimiento no sigue una trayectoria perfectamente recta, la topografía se puede realizar de forma aproximada, entonces la representación del terreno se realiza por un conjunto de segmentos que incluso pueden rotarse con referencia a la sección examinada (Fig. 5.2).

Los programas de simulación de caída de rocas como el CRSP necesitan como dato de entrada las coordenadas correspondientes a los tramos confortantes del talud, también llamadas celdas.

5.2.2. VELOCIDAD INICIAL

La velocidad de rodadura o deslizamiento V en una longitud l está dada por la siguiente expresión:



$$V = 2 * \sqrt{g * (\text{sen} \alpha - \text{tg} \theta * \text{cos} \alpha) * l}$$

donde :

- g: aceleración de la gravedad.
- θ : ángulo de fricción por rodadura o deslizamiento.
- α : inclinación del tramo inicial de caída.

Esta expresión es usada si se identifica perfectamente el lugar de donde se origina el desprendimiento y se tiene las características del tipo de bloque como se observa en Fig. 5.3.

El rango de valores comúnmente empleado en la literatura científica relacionada es de 1 a 3 m/s.

5.2.3. TAMAÑO Y FORMA DE LA ROCA

La forma y tamaño de la roca dependen del tamaño de los bloques en el área y de la durabilidad de éstas, diversos ensayos demuestran que caídas de mas de 8–10 m pueden provocar la fractura del bloque en fragmentos. Así, las rocas encontradas en la base del camino son un indicio del tamaño y su forma; en el caso de no tener rocas en la base del camino se determinará la forma y tamaño en la zona de origen.

En el proceso de toma de datos es conveniente identificar la forma de la roca, generalmente se adoptan como esféricas ya que aportan mayor inercia.

Se tendrá en consideración que en el descenso las rocas se rompen y una roca pequeña podría ocasionar la peor condición, pero el caso más desfavorable es en donde la roca más grande recorre todo el talud o ladera.



5.2.4. RUGOSIDAD

Es una medida que está en función del tamaño de la roca y de la irregularidad de la superficie. Si todos los taludes fueran lisos y las rocas perfectamente esféricas, entonces la rodadura de éstas sería modelada con gran precisión. Sin embargo, estas condiciones nunca se presentan en la naturaleza. La mayoría de taludes son irregulares y variables con resaltos y afloramientos que afectan la trayectoria de la caída de las rocas (saltos, rodadura o deslizamiento), lo cual también está relacionado con el diámetro y forma de la caída de la roca.

La rugosidad de la superficie es una estimación de cuanto puede variar el talud, dentro del radio de la roca. Este valor puede ser obtenido extendiendo una cuerda ladera abajo, midiendo la distancia al talud perpendicular a la cuerda. La variación de esta medida, en relación con el radio de la roca, es la rugosidad de la superficie. Un rango de valores de rugosidad se seleccionan para cada celda, en la Tabla 5.2 se encuentran algunos de los valores de rugosidad para diferentes condiciones del terreno.

5.2.5. COEFICIENTES DE RESTITUCIÓN

El rebote de los bloques de roca se da cuando impactan en la superficie del talud. Este movimiento está regido por un coeficiente de restitución, que expresa la cantidad de energía disipada durante el impacto. La disipación depende del comportamiento elasto-plástico de la superficie que el bloque impacta, el material del bloque y la resistencia a la rodadura y al deslizamiento.

Se utiliza el coeficiente K de restitución para predecir el comportamiento del bloque, este coeficiente toma valores entre 0 y 1 puede ser definido de diferentes formas:



1. De acuerdo a la Teoría de Newton, sobre el choque de partículas.

$$K = \frac{v'}{v}$$

donde:

v y v' son las velocidades del bloque antes y después del impacto.

2. De forma experimental la ecuación anterior queda de la siguiente forma:

$$K = \sqrt{\frac{h'}{h}}$$

donde:

h y h' representan la altura de caída original y la altura de rebote posterior al impacto.

Así, con la finalidad de reproducir de una forma más consecuente este fenómeno se han desarrollado modelos matemáticos, que dan mejor definición del rebote de las rocas, estableciendo una diferenciación entre las componentes normal y tangencial del movimiento: los coeficientes K_n y K_t (Coeficientes de restitución normal y tangencial a la superficie del talud).

5.2.5.1. COEFICIENTES DE RESTITUCIÓN TANGENCIAL (K_t)

Este coeficiente describe las características de la cobertura de la superficie de cada celda, incluye el suelo y la cobertura de vegetación, lo que afecta en el comportamiento de la caída de rocas por su absorción de energía y su detención.



Este coeficiente determina que cantidad de componente de velocidad paralela al talud aminora durante el impacto. La vegetación y en menor grado el material de la ladera, influyen en el coeficiente tangencial.

Los valores de coeficiente de restitución tangencial (Tabla 5.2), para laderas con vegetación a mas de unos pocos metros de altura son dificiles de evaluar, porque mientras que el coeficiente para una roca individual debe ser bajo, las primeras rocas que caen van despejando el camino para las rocas siguientes.

5.2.5.2. COEFICIENTES DE RESTITUCIÓN NORMAL (K_n)

Caracterizan la dureza de la superficie rocosa y de la superficie del talud, esta característica afecta la cantidad de energía absorbida de la superficie del talud. Una superficie rocosa desnuda causaría grandes saltos mientras que una cobertura de suelo profunda absorbería considerablemente energía, posiblemente reduciendo la caída.

Este coeficiente es una medida de comparación del cambio de la velocidad normal a la ladera antes del impacto, con la velocidad normal después del impacto, dependiendo ésto de la dureza de la superficie.

Una forma de juzgar la dureza de la ladera es, cuando el suelo es blando quedarán huellas, mientras en los suelos firmes las huellas serán pequeñas o no existirán. Se tendrá cuidado que un suelo blando pueda helarse en el invierno.



Los valores de rugosidad, coeficientes de restitución normal y tangencial se presentan en la Tabla 5.2 para las diferentes condiciones del terreno, así como la debida referencia de donde fue tomada.

5.3. INTERPRETACION DEL ANÁLISIS DE CAÍDA DE ROCAS (PROGRAMA CRSP)

El programa provee estimados estadísticos de la probable velocidad y altura de rebote de las rocas a diferentes localizaciones del talud. Por defecto, el programa corre 100 caídas de rocas, pero cualquier número es posible.

CRSP muestra en la pantalla una sección transversal con la trayectoria de cada simulación (Fig. 5.4) y luego es seguido por la salida del promedio y máxima altura de rebote y velocidad a lo largo del talud y datos específicos de la altura de rebote, velocidad y energía en un punto específico de análisis (Fig. 5.5), dentro de los gráficos que arroja el programa están: Frecuencia vs. Altura de Rebote, Velocidad vs. Frecuencia (Fig. 5.6), Distancia Horizontal vs. Altura de Rebote (Fig. 5.7) y Distancia Horizontal vs. Velocidad (Fig. 5.8).

Esta información es usada para determinar una trayectoria típica de la caída de la roca que podría ser usada para identificar áreas de baja altura de rebote y baja energía. El conocimiento de éstas es usado para optimizar la apropiada medida de mitigación.

CRSP también es usado para determinar la energía y altura de rebote en una ubicación particular y asistir en la determinación del diseño de una barrera. Los principales tipos de barreras son:

- ✦ Banquetas
- ✦ Cunetas al pie del talud
- ✦ Enmallado



- ✚ Vallas Estáticas
- ✚ Vallas Dinámicas
- ✚ Túneles o semitúneles

5.4. PROTECCIÓN CONTRA LA CAIDA DE ROCAS

Si es aceptable que no es posible detectar o prevenir todas las caídas de rocas, entonces se tendrá que usar alguno de los métodos para detenerlas, estos métodos se ilustran en la Fig. 5.9. Cada uno de estos métodos de protección han de ser evaluados después de realizar un análisis de simulación de caída de rocas y de interpretar los resultados de velocidad, altura de rebote y energía cinética. Se describen las obras que interceptan y atenúan la caída de rocas de taludes rocosos fracturados que con frecuencia son provocados en la inestabilidad, estos desprendimientos se encuentran muy distantes de la calzada de carreteras pero que inevitablemente la alcanzan, ésto se produce en taludes muy altos y escarpados, producto de construcciones en emplazamientos que son prácticamente acantilados o cañones, donde no hay diferencia entre talud y ladera.

Las medidas de protección contra caída de rocas más importantes a ser estudiadas son: banquetas, cunetas al pie del talud, enmallado, vallas estáticas y vallas dinámicas.

5.4.1. BANQUETAS

La disposición de banquetas es una medida que suele darse antes de la construcción del talud en la fase de proyecto o rehabilitación. Las banquetas producen un efecto beneficioso en la estabilidad general del talud además de que facilitan el proceso constructivo y las operaciones de mantenimiento del talud, retiene las caídas de rocas y si se disponen en ellas zanjas de drenaje que disminuyen el aumento de presiones intersticiales.



Las banquetas suelen disponerse en taludes de roca especialmente si ésta es fácilmente meteorizable y cuando es importante evitar la caída de rocas.

El dimensionamiento de la altura de banqueta y el ángulo de escalonado ha de hacerse en función de un doble concepto: altura de banquetas grandes y ángulos de escalonado cercanos a 90° (Fig. 5.10), permiten mantener constante el ángulo general del talud, dar mayores anchos de berma, aumentando la funcionalidad de éstas, pero por otra parte se incrementa el riesgo de aparición de tracciones importantes en la cresta de la banqueta, lo que da lugar grietas y desprendimientos.

En las actuales Especificaciones Técnicas Generales para Carreteras, Edición 2001 se indica que se colocará banquetas, con pendiente hacia el talud de 4% para banquetas permanentes vertiendo hacia la pared del corte y 1:5 (V:H) vertiendo hacia la plataforma si son transitorios y un ancho aproximado de 2 a 3 metros tal que permitan el funcionamiento de la maquinaria de construcción, en taludes con altura mayor de 7 m., dependiendo del material y el estudio de estabilidad de taludes respectivo.

El sobre costo de banquetas en la construcción suele verse justificado por el aumento de estabilidad general. Se tendrá en consideración que al elegir entre un talud continuo y un talud con banquetas de igual ángulo, este último disminuye los efectos de desprendimiento de roca y permite la evacuación de las aguas superficiales, aparte de consideraciones del tipo constructivo.

La Federal Highway Administration de los Estados Unidos en su publicación FHWA SA-93-085 en marzo del año 1994 para el diseño taludes rocosos con banquetas intermedias consideraban que ellas serían limpiadas periódicamente, pero como no se realizaron estas limpiezas estas se convertían en rampas de lanzamiento de las rocas, en adición a



la mínima protección de las banquetas, a la caída de rocas se creó un problema de mantenimiento. Es así que: ***Ahora es práctica aceptada, no usar banquetas excepto para interfaces de suelo-roca.***

5.4.2. CUNETAS JUNTO AL PIE DEL TALUD

El criterio mejor conocido y ampliamente usado es el empírico de Ritchie basado en las investigaciones de Arthur M. Ritchie en la década de los años sesenta. Su procedimiento considera la caída de rocas en varios taludes de diferentes ángulos y alturas. Los datos fueron entonces colectados para los diferentes modos de caída (rodadura, rebote, deslizamiento o caída libre).

Basado en esta investigación, el criterio original de Ritchie fue desarrollado. Este presenta la geometría de cunetas al pie del talud que detiene rocas desde caída libre hasta por rodadura. El criterio de Ritchie usa como datos de entrada la altura y el ángulo del talud desde donde se desprenden las rocas, las medidas de ancho de cuneta, y profundidad se encuentran en la Tabla 5.3. En 1986, Mak y Blomfield realizaron una investigación sobre estas cunetas en taludes precortados de alturas mayores de 12m, los resultados alcanzados estuvieron muy cercanos a los de Ritchie y se muestran en la Fig. 5.11.

El estado de Washington ha modificado el criterio original de Ritchie y actualmente este criterio se encuentra en el Manual de Diseño de Carreteras del Estado de Washington DOT, en la Tabla 5.4 es mostrado este criterio para las condiciones de un talud no detrítico, aquí se observa la presencia además de cunetas al pie del talud, una protección con barreras de concreto o barreras de protección contra caída de rocas.



5.4.3. DISEÑO DE ENMALLADOS

El desarrollo de la mecánica de rocas en los últimos años, ha hecho cambiar de forma radical los trabajos de protección de taludes que hasta entonces ha estado basado en la experiencia. Así, con la finalidad de proteger al talud de la erosión y evitar la rotura progresiva de éstos, se utiliza como medidas de protección los enmallados. Pueden ser de diferentes tipos, revisten el talud y son fijados a éste, mediante anclajes como se muestra en la Fig. 5.12. Los diferentes tipos de enmallados son:

- ✦ *Las mallas de alambre con pernos de anclaje*
- ✦ *Redes de cables con pernos de anclaje*
- ✦ *Combinación de mallas y red de cables.*

Algunas empresas fabricantes de sistemas de enmallado y red de cables como: Geobruigg, Tubosider, Industrial Enterprise, Sisyphé, etc; Proponen diferentes métodos de solución para la protección de los taludes. El presente trabajo utiliza como referencia el sistema usado por la Empresa Geobruigg el cual ha desarrollado 2 sistemas de tipos de protección de taludes llamados: *Sistema Tecco Mesh G-65 (mallas de alambre)* y *el Sistema Pentifix (red de cables)*.

METODOLOGÍA DE CALCULO

Para optimizar los cálculos se hizo uso del Programa Malla realizado por el Ing. Hebert Sotelo (Fig. 5.13), este software utiliza el método de equilibrio límite y nos permite conocer la fuerza tensional actuante en cada paño, el esfuerzo actuante en la malla tensora y la carga en el perno.



El programa Malla usa como datos de entrada lo siguiente:

- ✦ Ancho del paño de malla
- ✦ La pendiente del talud
- ✦ Buzamiento del plano de falla
- ✦ La longitud del paño
- ✦ Las propiedades de material (ángulo de fricción, cohesión y densidad.)
- ✦ Coeficiente sísmico

El antecesor del Sistema Pentifix y Tecco Mesh G-65 fue el llamado Sistema Tecco TD, en la Tabla 5.5 se presenta las características de diseño del sistema: TD-15, TD-20, TD-25 y TD-30 los cuales usan una red de cables de acero y barras GEWI. La Fig. 5.14 complementa la Tabla 5.5 donde para diferentes ancho de paños y esfuerzo actuante requerido se usa determinado sistema de sostenimiento.

Para la selección del tipo de malla se usa el esfuerzo actuante dado por el programa Malla en kN/m². Para esfuerzos actuantes menores a 6 kN/m² la malla necesaria para el soporte es la Malla Hexagonal de doble torsión.

Para la elección del tipo de malla y anclaje se sigue el siguiente procedimiento:

- a. Determinación del esfuerzo actuante utilizando el método de equilibrio límite mediante el programa Malla.
- b. Utilizar la Fig. 5.14 y la longitud de cada paño se elige el tipo de Malla.
- c. Determinación de la carga a Tracción Directa de la malla, para las mallas TECCO TD o similar, se utiliza la Tabla 5.6 y para la malla Hexagonal utilizamos el análisis de equilibrio límite.



- d. El factor de Seguridad se calcula dividiendo la carga de rotura de la malla determinada por el fabricante entre la Carga a Tracción Directa.
- e. Para efectuar el diseño de los anclajes se considera la utilización de varillas inyectadas la cual usa una lechada de cemento y una varilla y los pernos GEWI. Se busca que la longitud de empotramiento del perno de anclaje esté sometida a un esfuerzo de corte uniforme entre el talud y la lechada. Se utiliza la siguiente fórmula:

$$l_b = \frac{T}{\pi * d_h * \tau_a} * FS$$

donde:

l_b = Longitud de empotramiento

τ_a = Esfuerzo de adherencia

T = Carga de trabajo del anclaje (GEWI o GA-7001)

d_h = Diámetro del hueco del anclaje

FS = Factor de Seguridad (Varía de 1.3–3.0, usualmente FS = 2.0)

El esfuerzo de adherencia puede ser estimado de la Tabla 5.7 o del ensayo de Compresión Uniaxial (σ_c) de la roca en la zona de anclaje mediante la relación (Landslides, Special Report 247, Pág. 486):

$$\tau_a = \frac{\sigma_c}{30}$$

Lo conveniente es la realización de ensayos para cada caso particular y determinar los parámetros resistentes.



Un tamaño del hueco del perno significativamente mayor que del perno podría no mejorar el diseño resultando un mayor costo de perforación y material. Por eso se recomienda una relación entre el diámetro del agujero (d_h) y diámetro del perno (d_a) es:

$$0.4 \leq \frac{d_a}{d_h} \leq 0.6$$

La carga de trabajo está dada por el fabricante del anclaje en donde además de la carga de trabajo se presentan las características técnicas. Las Tablas 5.8 y 5.9 muestran las características dadas para anclajes GEWI (usados como anclajes interiores) y los anclajes GA-7001 (usados como anclajes exteriores) respectivamente.

Ahora el sistema Tecco TD fue reemplazado por el sistema Pentifix y Tecco Mesh – G65 donde con el esfuerzo actuante se selecciona entre los sistemas el enmallado necesario, (Tabla 5.10), estos sistemas usan la malla mostrada en la Fig. 5.15.

5.4.4. DISEÑO DE VALLAS ESTATICAS

El principio de funcionamiento está basado en el empleo de soluciones potentes basándose en elementos rígidos y de gran inercia que se oponen al paso de las rocas y las detienen. Estas soluciones han de ser diseñadas para soportar fuertes choques, que podrán ser absorbidos de diferente forma por la estructura de contención, dependiendo fundamentalmente por su rigidez.

Las soluciones más conocidas son:



a. Caballones de tierra con cunetas colectoras del lado de la ladera

Son convenientes en donde la topografía de la ladera, material de la ladera y condiciones de drenaje permitan su construcción en forma segura. (Fig. 5.16).

b. Muros de Concreto

Son rígidos y costosos. Se han usado del tipo New Jersey (separadores central de autopistas). Son recomendables para impactos de rocas de baja velocidad. Se considera que pueden tener una capacidad de absorción de energía de 20 kJ. (Fig. 5.17).

c. Muros de Gaviones

Son fabricados fundamentalmente de enrejado de alambre de 3 ó 5 torsiones galvanizado o plastificado, que rellenos de piedra, se colocan unos encima de otros formando muros.

La Fig. 5.18, representa un gráfico para la determinación del peso específico aparente del gavión γ_g ; conocidos el peso específico del material de relleno γ_s (Tabla 5.11), y la porosidad del gavión η , que varía entre 0,30 y 0,40 en función de la curva granulométrica de las piedras de cantera o canto relleno. La dimensión más adecuada de las piedras está comprendida entre una y dos veces la dimensión D de malla de la red, para evitar la salida de las piedras. El uso de áridos de dimensiones menores entre 1 - 1.5 D, permite, un mejor y más económico ajuste del relleno, una mejor distribución de los esfuerzos y una mejor adaptabilidad a las deformaciones de la estructura.

En éstos se deja la parte trasera libre para recibir los impactos de las rocas, estos muros son más deformables siendo mayor su capacidad de absorción de energía. Su principal inconveniente es el deterioro de la malla que deshace los gaviones. Se considera que pueden tener una capacidad de absorción de energía de 20 kJ. (Fig. 5.19).



d. Pantallas Metálicas

Estas son compuestas de elementos metálicos y tienen la capacidad de detener rocas que caen hasta con una energía de 70 KJ.

La detención de las rocas se produce cuando se alcanza la condición de igualdad entre la energía cinética que tiene la roca en el momento del impacto y el trabajo de las fuerzas de reacción durante la deformación y desplazamiento de la estructura:

$$E_C = W_r$$

El trabajo de las fuerzas de reacción que la pantalla opone al movimiento, puede calcularse por la siguiente expresión:

$$W_r = \int_0^{\Delta \max} R_p d\Delta$$

donde:

R_p = fuerza de reacción que opone la pantalla en la misma dirección y sentido contrario al movimiento de la roca.

Δ = desplazamiento del punto de contacto de la roca hasta que la misma se detiene.

Analizando esta expresión conduce que soluciones rígidas debido al pequeño desplazamiento que ofrecen, las fuerzas de reacción son muy elevadas.

El incremento de la rigidez de los elementos de la pantalla acrecientan las siguientes insuficiencias:

- a. Las fuerzas de reacción, ante el impacto de las rocas se acrecientan sustancialmente, lo que obliga a la utilización de elementos de mayor sección y calidad y su costo respectivo.



- b. Baja capacidad de deformación de los elementos rígidos distribuye muy poco los esfuerzos, produciendo fallas locales por concentración de tensiones.
- c. Escasa absorción de energía.

En la actualidad se emplean dos clases de vallas para la prevención de la caída de roca:

- ✚ *Las vallas con cuerdas de alambre y malla conectadas a tuberías de acero poste de sección H, y*
- ✚ *Las vallas con miembros horizontales de acero conectados a postes de acero de sección H.*

La valla con miembros horizontales de acero tiene una capacidad menor de absorción de energía de las rocas que caen, en comparación con la valla con malla, por lo que frecuentemente se le combina con materiales que absorben golpes, (Fig. 5.20).

METODOLOGÍA DE CALCULO

Las vallas para la prevención de caída de rocas que tienen cuerdas y malla de alambre se diseñan usando la Fig. 5.21. La energía a ser absorbida por la valla de prevención de caída de rocas, E_T , puede derivarse de la fórmula siguiente:

$$E_T = E_R + E_P + E_N$$

Donde:

E_R = Energía absorbida por la cuerda de alambre

E_P = Energía absorbida por el poste

E_N = Energía absorbida por la malla

La altura del punto de impacto se considera normalmente a los dos tercios de la altura de la valla. Se asume en el diseño que las rocas que caen chocarán con la cuerda de alambre entre los postes.



La energía absorbida por la cuerda de alambre y el poste se determina de acuerdo siguiente procedimiento:

1. Determine la tensión de fluencia, T_y , que corresponde al diámetro de la cuerda de alambre.
2. Determine la fuerza R que actúa en el poste cuando T_y actúa en la cuerda de alambre. En este caso se asume que la roca que cae estará resistida por dos cuerdas de alambre.
3. Determine la fuerza F_y requerida para formar una rótula plástica en la parte inferior del poste intermedio.
4. Compare R con F_y y calcule la energía a ser absorbida por la valla para cada una de las condiciones descritas a continuación:

CONDICION 1.- Para $R \geq F_y$:

Energía absorbida por el poste:

$$E_p = 2 * F_y * \delta = 2 * F_y * h_2 * \text{tg } 15^\circ = 0.54 * h_2 * F_y$$

Energía absorbida por la cuerda de alambre

$$E_R = \frac{L}{E_w * A} (T^2 - T_0^2)$$

donde, T es la tensión en la cuerda correspondiente a F_y . Su valor puede determinarse resolviendo las siguientes ecuaciones, cuyas variables son T y θ_2 ,

$$T = \frac{F_y}{2 * \text{seno } \theta_2}$$

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T * L}{2 * E_w * A} \right) \cos \theta_2 = \frac{a}{2}$$



donde, T_0 es la tensión inicial en la cuerda, y E_w , A y L son el módulo de Young, área transversal y longitud total de la cuerda de alambre. El espaciamiento entre postes está dado por a .

CONDICION 2.- Para $R < F_y$:

Energía absorbida por el poste:

$$E_p = \frac{R^2 * h_2^3}{3 * E_H * I}$$

Energía absorbida por la cuerda de alambre:

$$E_R = 2 * T_y * L * S$$

Donde, E_H es el módulo de Young de la sección H de acero, I es el momento de inercia de la sección H de acero y S es el porcentaje de elongación de la cuerda cuando $R = F_y$, pudiendo ser determinado de $S = T_y / (E_w * A)$.

Ya que la energía a ser absorbida por la malla no puede obtenerse por cálculo, deberá utilizarse $E_N = 2.5$ tm obtenida de resultados experimentales. Un ejemplo de diseño se presenta en la Tabla 5.12.

5.4.5. DISEÑO DE VALLAS DINÁMICAS

Son estructuras de elevada deformabilidad pudiéndose absorber una gran energía cinética y está compuesta por redes de cables de una gran capacidad de deformación que incorporan disipadores de energía, sustentada en su posición por una estructura de postes y elementos que también pueden deformarse. (Fig. 5.22 y Fig. 5.23).



Sus características son las siguientes:

Las Redes de Cables: Son de acero galvanizado y forman una red cuadrada o romboidal de 200 mm a 300 mm de lado, con grapas o prensacables en sus nudos, además para evitar el paso de piedras pequeñas se coloca mallas de simple torsión o de triple torsión. Según el tipo de red existe un cable perimetral alrededor de cada módulo que luego está unido al poste o a los cables de anclaje a la ladera.

Postes: Hechos de perfiles o tubos metálicos, se encuentran anclados en la base, son articulados o simplemente apoyados haciéndose necesaria la utilización de tirantes. (Fig. 5.24)

Disipadores de Energía: Están colocados en los cables de anclaje o perimetrales, al momento del impacto se elongan consumiendo energía. Disipan la energía por deformación plástica. (Fig. 5.25).

Mallas de Alambre: Se pueden usar mallas de simple torsión 50/15 o de triple torsión 80x100/15.

Anclaje de Cable: Son del tipo GA-7001 que fueron presentados en diseño de enmallados (Tabla 5.9).

Barras de Anclaje: Del GEWI (Tabla 5.8), tienen como objetivo aguantar por sí mismos y/o soportar y transmitir determinadas acciones como fijación de las placas de base.



Red de Anillos: Constituidas por redes ROCCO, formadas por la unión de anillos de 300 mm de diámetro entrelazados entre sí. Cada anillo está formado por 19 espiras de alambre de acero de alta resistencia (1770 N/mm^2) de 3 mm de diámetro. (Fig. 5.26).

Las barreras dinámicas mostradas son patentes de la empresa GEOBRUGG y los diferentes tipos se muestran en la Tabla 5.13, donde se consideran las características más resaltantes de estos sistemas.

Para el diseño de la barrera dinámica se usa, de la simulación realizada por el Program CRSP, la energía cinética de la roca, con este valor y la Tabla 5.13 se elige la barrera dinámica a usar.

Estas barreras presentan una amplia variedad de energía de disipación desde 250kJ a 2000kJ. Esta cobertura de energía es debida principalmente a los disipadores de energía que permiten una deformación mayor que las vallas estáticas, así mismo los anclajes y la red de cables contribuyen a tener una mejor solución.

La Tabla 5.14 presenta un resumen de tipo de protección contra la caída de rocas en función de la energía cinética producida por éstas.

Tabla 5.1

Sistema de Clasificación de Caída de Rocas (Rockfall Hazard Rating System RHRS)

CATEGORIA			CRITERIO DE PUNTAJE Y SCORE				
			3 PUNTOS	9 PUNTOS	27 PUNTOS	81 PUNTOS	
ALTURA DEL TALUD			25 FT	50 FT	75 FT	81 FT	
EFECTIVIDAD DE LA CUNETAS			Buena	Moderada	Limitada	Mala	
RIESGO VEHICULAR PROMEDIO			25% del tiempo	50% del tiempo	75% del tiempo	100% del tiempo	
PORCENTAJE DE DISTANCIA DE VISIBILIDAD			Adecuada visibilidad, 100% del valor mínimo de diseño	Moderada visibilidad, 80% del valor mínimo de diseño	Limitada visibilidad, 60% del valor mínimo de diseño	Muy limitada, 40% del valor mínimo de diseño	
ANCHO DE LA VIA INCLUYENDO BERMAS			44 feet	36 feet	28 feet	20 feet	
CARACTERISTICAS GEOLOGICAS	CASO 1	CONDICION ESTRUCTURAL	Grietas discontinuas, orientación favorable	Grietas discontinuas, orientación aleatoria	Grietas discontinuas, orientación adversa	Grietas continuas, orientación adversa	
		FRICCION DE LA ROCA	Rugosa, irregular	Ondulada	Planar	Relleno de arcilla o espejo de falla	
	CASO 2	CONDICION ESTRUCTURAL	Características de erosión bajas	Características de erosión ocasionales	Muchas características de erosión	Mayores características de erosión	
		EROSION DIFERENCIAL	Pequeña diferenciación	Moderada diferenciación	Gran diferenciación	Extrema diferenciación	
	TAMANO DEL BLOQUE			1 FT -----	2 FT -----	3 FT -----	4 FT -----
	CANTIDAD DE CAIDA DE ROCAS			3 yardas cúbicas	6 yardas cúbicas	9 yardas cúbicas	12 yardas cúbicas
CLIMA Y PRESENCIA DE AGUA EN EL TALUD			Baja a moderada precipitación, no hay períodos de congelamiento, no hay agua en el talud	Moderada precipitación o cortos períodos de congelamiento o agua intermitente en el talud	Alta precipitación o largos períodos de congelamiento o agua continua en el talud	Elevada precipitación y largos períodos de congelamiento o agua continua en el talud	
HISTORIA DE CAIDA DE ROCAS			Pocas caídas	Caídas ocasionales	Muchas caídas	Constantes caídas	

* Tabla desarrollada por:

Oregon State Highway Division (Pierson et. al. 1990)

Tabla 5.2

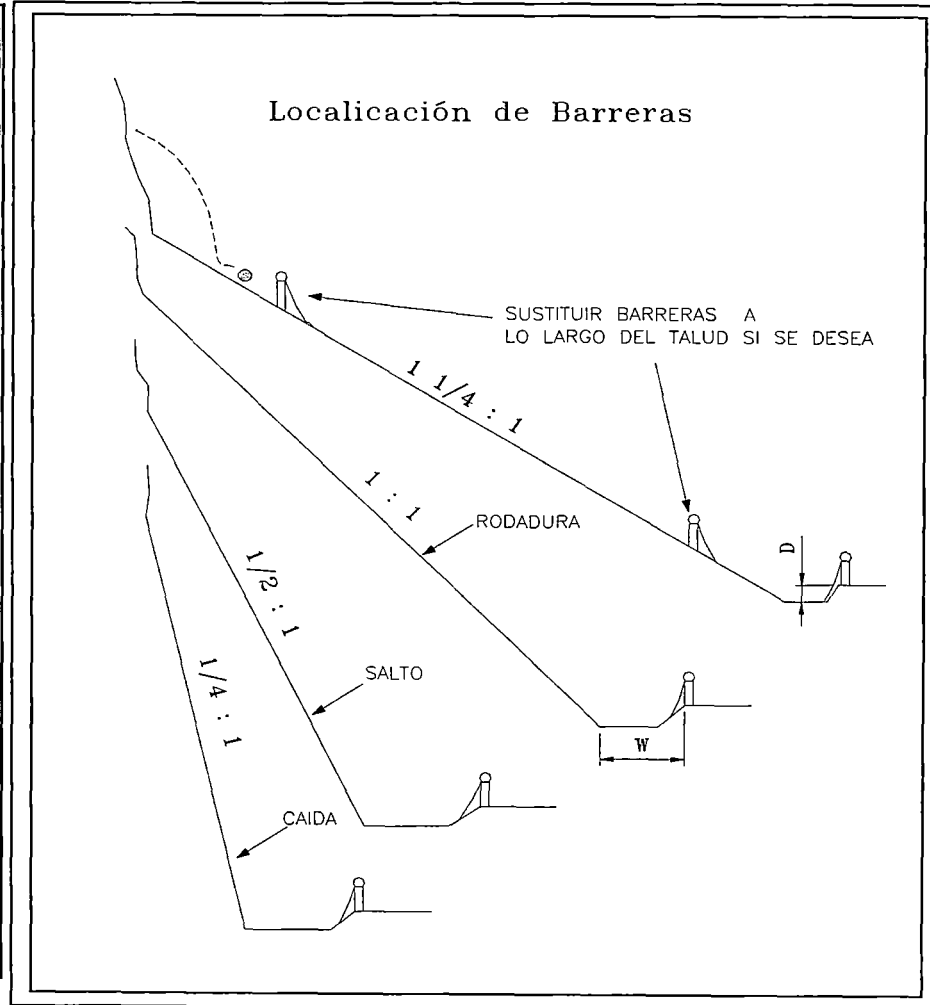
Rugosidad y Coeficientes de Restitucion Tangencial y Normal.

SUPERFICIE O MATERIAL	Rugosidad r	Coeficiente Normal r_n	Coeficiente Tangencial r_t	Referencia
Afloramientos de roca dura con bolones y bloques		0.35	0.85	Hoek (1987)
Caliza	0.75 a 0.90	0.25 a 0.38	0.60 a 0.83	Robotahm et al. (1995). Azzoni et al. (1995)
Caliza con algo de vegetacion		0.22 a 0.38	0.44 a 0.73	Robotahm et al. (1995).
Caliza dinamitada sin remover		0.25 a 0.38	0.60 a 0.83	Robotahm et al. (1995).
Caliza dinamitada y apilada con algo de vegetacion		0.22 a 0.28	0.35 a 0.83	Robotahm et al. (1995).
Creta (chalk)		0.20 a 0.36	0.75 a 0.92	Robotahm et al. (1995).
Creta (chalk) con algo de vegetación		0.25 a 0.29	0.51 a 0.68	Robotahm et al. (1995).
Carpeta de Asfalto		0.4	0.9	Hoek (1987)
Cubierta de talus		0.32	0.82.	Hoek (1987)
Cubierta de talus con vegetación		0.32	0.8	Hoek (1987)
Detritus blando	0.35 a 0.45			Azzoni et al. (1995)
Detritus compactado con bolones	0.55 a 0.60	0.40 a 0.50	0.35 a 0.45	Pasquero (1987). Azzoni et al. (1995)
Detritus con bolones y bloques	0.45 a 0.50	0.50 a 0.80	0.45 a 0.65	Pasquero (1987). Azzoni et al. (1995)
Detritus con bolones, bloques y algunos arboles	0.40 a 0.50			Azzoni et al. (1995)
Detritus gruesos con bloques de roca	0.55 a 0.70			Azzoni et al. (1995)
Impacto roca-roca	0.75 a 0.80			Pasquero (1987).
Impacto roca-suelo	0.20 a 0.35			Pasquero (1987).
Pavimento	0.75			Azzoni et al. (1995)
Roca dura limpia		0.53	0.99	Hoek (1987)
Roca solida		0.90 a 0.80	0.65 a 0.75	Pasquero (1987).
Suelo blando con algo de vegetación		0.3	0.8	Hoek (1987)
Suelo con pasto y vegetación	0.50 a 0.60			Azzoni et al. (1995)
Suelo compacto	0.50 a 0.65			Azzoni et al. (1995)
Taludes cubiertos de pasto		0.20 a 0.40	0.35 a 0.45	Pasquero (1987).
Taludes en Italia	0.75 a 0.80			Habib (1976)
Taludes en Noruega	0.50 a 0.60			Habib (1976)
Taludes en Viñedos	0.4			Descoedres & Zimmermann (1988)
Taludes rocosos	0.85			Descoedres & Zimmermann (1988)

Tabla 5.3

Criterio Modificado de Ritchie

TALUD ROCOSO: CASI VERTICAL (H:V>1:4)		
H (m)	W (m)	D (m)
4.5 - 9.0	3.0	0.9
9.0 - 18.0	4.5	1.2
> 18.0	6.0	1.2
TALUD ROCOSO: 0.25:1 & 0.3:1		
H (m)	W (m)	D (m)
4.5 - 9.0	3.0	0.9
9.0 - 18.0	4.5	1.2
18.0 - 30.0	6.0	1.8 *
> 30.0	7.5	1.8 *
TALUD ROCOSO: 0.5:1		
H (m)	W (m)	D (m)
4.5 - 9.0	3.0	0.9
9.0 - 18.0	4.5	1.8 *
18.0 - 30.0	6.0	1.8 *
> 30.0	7.5	2.4 *
TALUD ROCOSO: 0.75:1		
H (m)	W (m)	D (m)
4.5 - 9.0	3.0	0.9
9.0 - 18.0	4.5	1.2
> 18.0	4.5	1.8 *
TALUD ROCOSO: 1:1		
H (m)	W (m)	D (m)
4.5 - 9.0	3.0	0.9
9.0 - 18.0	3.0	1.5 *
> 18.0	4.5	1.8 *
TALUD ROCOSO: 1.25:1		
Use barreras		



* Se recomienda colocar una pantalla al borde de la calzada y con ella se puede reducir la profundidad de la cuneta a 1.20m.

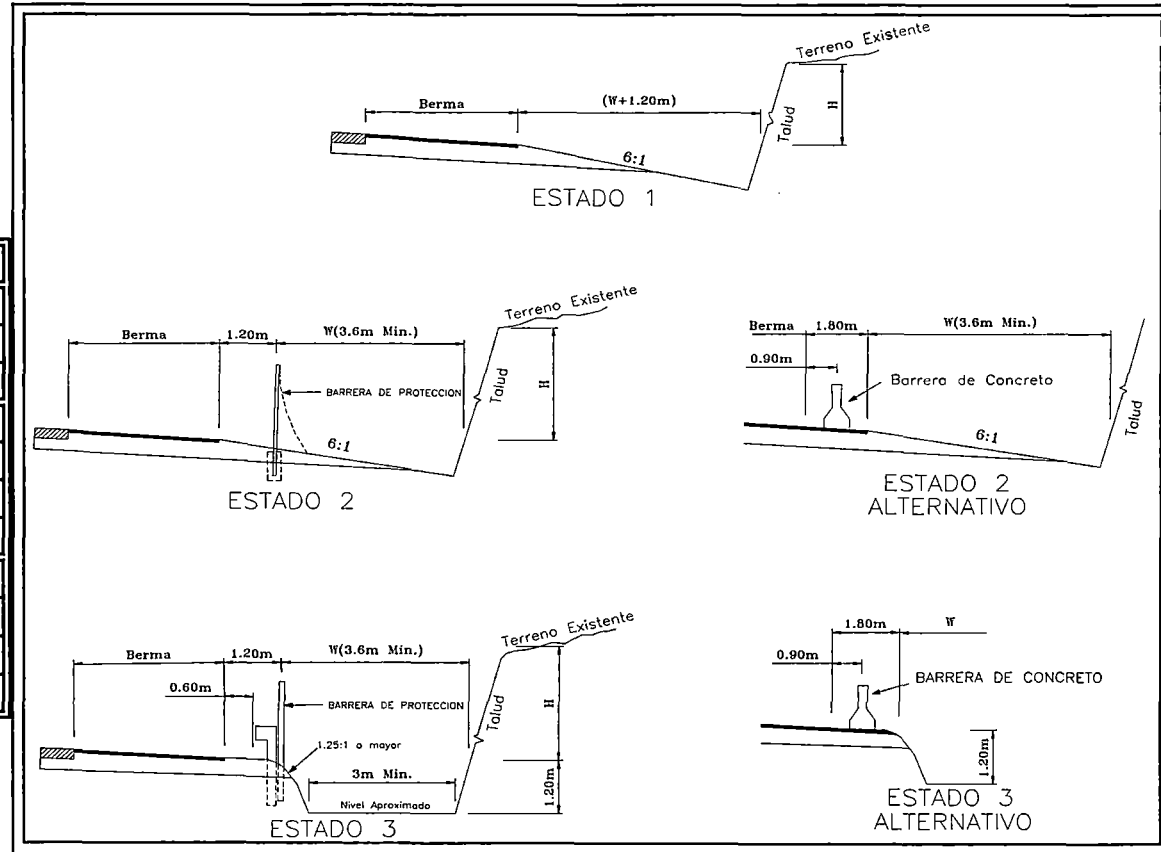
* Tomado del Washington State DOT Roadway Design Manual

Tabla 5.4

Criterio Washington State DOT

SECCIONES EN CORTES ROCOSOS

TALUD	H (m)	W (m)
Casi Vertical	6.0 - 9.0	3.6
	9.0 - 18.0	4.5
	> 18.0	6.0
0.25:1 o 0.30:1	6.0 - 9.0	3.6
	9.0 - 18.0	4.5
	18.0 - 30.0	6.0
	> 30.0	7.5
0.50:1	6.0 - 9.0	3.6
	9.0 - 18.0	4.5
	18.0 - 30.0	6.0
	> 30.0	7.5



* Tomado del Washington State DOT Roadway Design Manual

Tabla 5.5

Características de las Redes de Cables GEOBRUGG TECCO-TD

Tipo de red TECCO	Carga a tracción directa (kN)		Carga a punzonamiento para placa de a=600m (kN)		Soporte Total Qred, con carga distribuida para FS=1.67 (kN)	
	Carga de rotura (FS=1)	Carga de trabajo (FS=1.67)	Carga de rotura (FS=1)	Carga de trabajo (FS=1.67)	Paños de 3x3 m	Paños de 4x4 m
TD-15	85	51	76	45	121	146
TD-20	105	63	98	59	150	180
TD-25	135	81	170	102	193	232
TD-30	175	105	-	-	251	302

Prescripciones Técnicas-Geobrigg

Tabla 5.6

Relacion entre Tracción Directa y el Empuje sobre el talud, para $F_{s \text{ bulon}}=1.67$

Carga de Tracción Directa (kN/m)	Tipo de red de cables	Empuje sobre el talud o ladera (kN/m ²), para luces de paño/ (m) de:					Diámetro de la barra de anclaje (mm)
		2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	
16	TECCO o similar TD-15	8.3	5.7	4.3	3.5	2.9	φ = 25
18		9.3	6.4	4.8	4.0	3.3	
20		10.4	7.1	5.4	4.4	3.6	
22		11.4	7.8	5.9	4.9	4.0	
24		12.4	8.6	6.4	5.3	4.3	
26		13.5	9.3	7.0	5.7	4.7	
28		14.5	10.0	7.5	.	5.1	
30		15.5	10.7	8.0	6.6	5.4	
32		16.6	11.4	8.6	7.1	5.8	
34		17.6	12.1	9.1	75.0	6.1	
36		18.6	12.8	9.6	7.9	6.5	
38		19.7	13.5	10.2	8.4	6.9	
40		20.7	14.3	10.7	8.8	7.2	
42		21.7	15.0	11.2	9.3	7.6	
44		22.8	15.7	11.8	9.7	8.0	
46		23.8	16.4	12.3	10.2	8.3	
48	24.9	17.1	12.8	10.6	8.7		
50	25.9	17.8	13.4	11.0	9.0		
52	TECCO o similar TD-20	26.9	18.5	13.9	11.5	9.4	φ = 28
54		28.0	19.3	14.5	11.9	9.8	
56		29.0	20.0	15.0	12.4	10.1	
58		30.0	20.7	15.5	12.8	10.5	
60		31.1	21.4	16.1	13.2	10.9	
62		32.1	22.1	16.6	13.7	11.2	
64	TECCO o similar TD-25	33.1	22.8	17.1	14.1	11.6	φ = 32
66		34.2	23.5	17.1	14.6	11.9	
68		35.2	24.2	18.2	15.0	12.3	
70		36.2	0.3	18.7	15.4	12.7	
72		37.3	25.7	19.3	15.9	13.0	
74		38.3	26.4	19.8	16.3	13.4	
76		39.3	27.1	20.3	16.8	13.7	
78		40.4	27.8	20.9	17.2	14.1	
80	41.4	28.5	21.4	17.7	14.5		
82	TECCO o similar TD-30	42.5	29.2	21.9	18.1	14.8	φ = 40
84		43.5	29.9	22.5	18.5	15.2	
86		44.5	30.7	23.0	19.0	15.6	
88		45.6	31.4	23.5	19.4	15.9	
90		46.6	32.1	24.1	19.9	16.3	
92		47.6	32.8	24.6	20.3	16.6	
94		48.7	33.5	25.2	20.7	17.0	
96		49.7	34.2	25.7	21.2	17.4	
98		50.7	34.9	26.2	21.6	17.7	
100		51.8	35.7	26.8	22.1	18.1	
102	52.8	36.4	27.3	22.5	18.4		
104	53.8	37.1	27.8	23.0	18.8		
106	54.9	37.8	28.4	23.4	19.2		

* Tablas de diseño de Geobrugg

Tabla 5.7

Esfuerzo de Adherencia en Anclajes (Wyllie, 1991)

Esfuerzo en la roca y Tipo	Esfuerzo de Adherencia (MPa)	Rango de Esfuerzo en Compresión (MPa)
Dura	1.05-1.40	>100
Media	0.70-1.05	50-100
Débil	0.35-0.70	20-50
Granito, Basalto	0.55-1.00	
Dolomita Limolita	0.45-0.70	
Limolita blanda	0.35-0.50	
Pizarra, Esquisto duro	0.30-0.45	
Esquisto débil	0.05-0.30	
Arenisca	0.30-0.60	
Concreto	0.45-0.90	

Tabla 5.8

Características Técnicas de Anclajes GEWI

Tipo de Acero	Grado del Acero f_y/f_u N/mm ²	Diámetro Nominal mm	Máximo Diámetro incl. nervaduras	Carga Ultima $F_u = A * f_u$	Carga de Trabajo relativa a F_u				Carga de campo $F_v = A * f_u$
					$F_u / 1.6$	$F_u / 1.7$	$F_u / 1.8$	$F_u / 2.0$	
Acero Reforzado	500/550	16	19	111	69	65	62	55	101
		20	23	173	108	102	96	86	157
		25	28	270	169	159	150	135	246
		28	32	339	212	199	188	169	308
		32	36	442	276	260	246	221	402

Dywidag-System International U.S.A.: DSI Report Anchor System

Tabla 5.9

Características Técnicas de Anclajes GA-7001

Tipo	Carga Admisible kN	φ cable mm	Longitud de anclaje		φ de Perforación mm	Peso kg/ml	Peso por metro adicional de longitud
			min.	max.			
I	100	10.5	0.8m	7.0m	38	1.8	1.0 kg
II	195	14.5	0.8m	7.0m	40	3.8	2.0 kg
III	315	18.5	0.8m	7.0m	50	6.6	3.3 kg
IV	470	22.5	0.8m	7.0m	64	10.5	4.8 kg

Nota: Carga admisible = 1/2 Carga de rotura

Características Geométricas de Anclajes GA-7001

A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	H mm
83	21.3	128	40	32	130	35	80
104	26.9	161	50	40	162	35	80
138	33.7	213	70	56	225	45	80
180	42.4	279	95	76	265	55	80

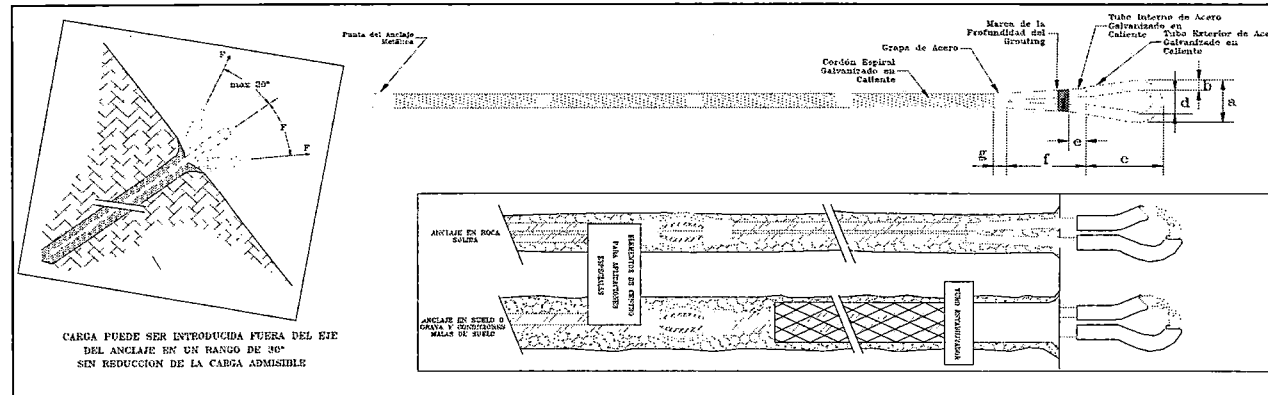









Tabla 5.10

Sistema Tecco Mesh G-65

SISTEMA	CAPACIDAD DE SOPORTE (Kn/m ²)	LADOS (m)		LONGITUD (m) ANCLAJE INTERMEDIO	CABLE DE REFUERZO HORIZONTAL (mm)	ANCLAJES EXTREMOS COLOCACION	
		Sx	Sy				
TECCO MESH G-65		3.0	3.0	2.0-3.0	16	GA-7001 TIPO I y II	
TECCO MESH G-65 (S-10)	10	5.0	3.0	3.0-5.0	16-18	GA-7001 TIPO III	
TECCO MESH G-65 (S-15)	15	4.0	2.5	4.0-6.0	16-18	GA-7001 TIPO III	
TECCO MESH G-65 (S-20)	20	5.0	2.5	5.0-7.0	18-20	GA-7001 TIPO III	
TECCO MESH G-65 (S-30)	30	5.0	2.5	8.0-10.0	22-24	GA-7001 TIPO IV	

APLICACIONES

- * DESLIZAMIENTOS DEL DEMONETE SOBRE PLANOS INESTABLES.
- * ESTABILIZACION DE LADERAS REPTANTES
- * CONTENCION SUPERFICIAL DE DESMONTES EN ROCA FRACTURADOS
- * SUSTITUCION DE MUROS DE CONTENCION * EN ZONAS DE ESPACIO LIMITADO
* EN ZONAS INACCESIBLES
- * ESTABILIZACION SUPERFICIAL Y PROFUNDA DE DESMONTES Y LADERAS DE ROCAS BLANDAS E INACCESIBLES.
- * RECUPERACION DE ZONAS EROSIONADAS Y FALLADAS
- * SUJECION PASIVA DE ACANTILADOS INESTABLES.

Tabla 5.11

Pesos Específicos de Material de Relleno para Gaviones

Tipo de Roca	Peso Específico (kg/m³)
Basalto	2900
Granito	2600
Caliza compacta	2600
Traquita	2500
Arenisca	2300
Calica tierna	2200
Toba	1700

Tabla 5.12

DISEÑO DE PANTALLAS METALICAS

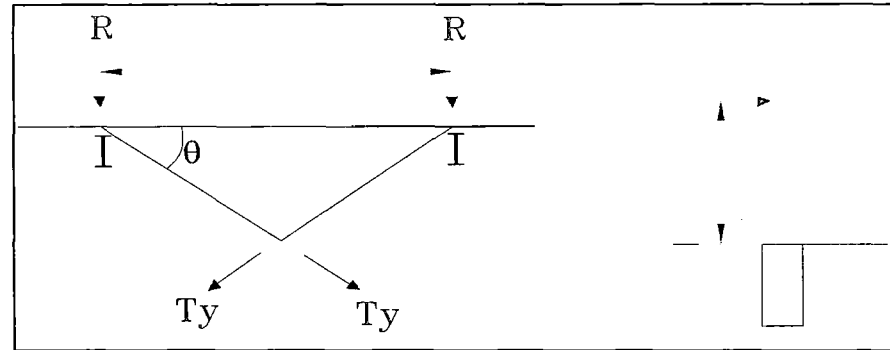
DATOS	
Ec (ton-m)	3.96
H (m)	2.00
a (m)	5.00
A (cm ²)	2.85
E _w (ton/m ²)	1.7E+07
L (m)	5.00
T _Y (ton)	15.20
σ _Y (kg/cm ²)	2530
Z (cm ³)	212
E (kg/cm ²)	2.1E+06
I (m ⁴)	1.479E-05

RESULTADOS	
h ₂ (m)	1.33
φ ₁ (°)	4.53
R (ton)	2.40
F _y (ton)	4.02

CONDICION 2

CONDICION 1			
φ ₂ (°)	4.2	0.0	0.0
T _O (ton)	0.0		
E _N (ton-m)	0.0		
E _P (ton-m)	0.00		
T (ton)	0.00		
E _R (ton-m)	0.00		
E _T (ton-m)	0.00		
FS	0.00	0.0	

CONDICION 2		
E _N (ton-m)	2.50	
S	3.137E-03	
E _P (ton-m)	0.01	
E _R (ton-m)	0.48	
E _T (ton-m)	12.99	
FS	3.28	ok



NOMENCLATURA	
Ec (ton-m)	Energía Cinética Máxima (Dato del Rockfall, ton-m) (kJ/11.11=ton-m)
H (m)	Altura de valla
a (m)	Separación entre postes
A (cm ²)	Area del cable
E _w (ton/m ²)	Modulo de Young del cable de acero
L (m)	Longitud total del cable
T _Y (ton)	Tensión de fluencia del cable de acero
σ _Y (kg/cm ²)	Esfuerzo unitario del punto de fluencia del perfil de acero
Z (cm ³)	Módulo de sección del perfil de acero
E (kg/cm ²)	Módulo de Young del Perfil de acero
I (m ⁴)	Momento de inercia geométrico del perfil de acero
h ₂ (m)	Altura en el punto de impacto
T _O (ton)	Tensión en la cuerda inicial
E _N (ton-m)	E _N (Energía absorbida por los cables, ton-m)
E _P (ton-m)	Energía absorbida por los postes
T (ton)	Tensión en la cuerda correspondiente a F _y
E _R (ton-m)	Energía absorbida por los cables
E _T (ton-m)	Energía absorbida por la valla de protección
S	Porcentaje de elongación cuando R=F _y
FS	Factor de Seguridad

Tabla 5.13

BARRERAS DINAMICAS GEOBRUGG




SISTEMA	ENERGIA MAXIMA (KJ)	ANCLAJE	CARGA (kN)	RED DE CABLE TIPO	φ DE CABLES DE ACERO(mm)	φ MINIMO DE PERFORACION (mm)	ALTURA (m)	DISTANCIA ENTRE POSTES (m)	ANILLO DE FRENADO	ENERGIA DEL ANILLO (kJ)	CABLE TENSIONAL
AXI-15	150	GA-7001 TIPO III	315	ROCCO 5/3/300	16-18	50	Hasta 4.0	4.0 - 12.0	-	-	-
AXI-30	300	GA-7001 TIPO III	315	ROCCO 7/3/300	16-18	50	Hasta 4.0	4.0 - 12.0	-	-	-
RXI - 025	250	GA-7001 TIPO II	195	ROCCO 5/3/300	16	40	2.0 - 6.0	6.0 - 12.0	-	-	-
		GA-7001 TIPO III	315		18	50					
RXI - 050	500	GA-7001 TIPO II	195	ROCCO 7/3/300	18	40	Hasta 6.0	6.0 - 12.0	-	-	-
		GA-7001 TIPO IV	470		22	64					
RXI - 075	750	GA-7001 TIPO II	195	ROCCO 7/3/300	16	40	Hasta 6.0	6.0 - 12.0		65 (Reten.)	-
		GA-7001 TIPO III	315		18-22	50				90 (Long.)	
RXI - 150	1500	GA-7001 TIPO III	315	ROCCO 12/3/300	18-22	50	Hasta 6.0	6.0 - 12.0		90 (Reten.)	-
		GA-7001 TIPO IV	470			64				140 (Long.)	
RXI - 200	2000	GA-7001 TIPO III	315	ROCCO 19/3/300	20	50	Hasta 6.0	8.0 - 12.0		140 (Reten.)	Lateral Geobinex
		GA-7001 TIPO IV	470		22	64				140 (Long.)	

Tabla 5.14

TIPOS DE SOSTENIMIENTO

PANTALLAS	TIPO	ENERGIA DE DISIPACION (KJ)
PANTALLAS ESTATICAS	MUROS DE GAVIONES	20
	MUROS DE CONCRETO	20
	PANTALLAS METALICAS	70
PANTALLAS DINAMICAS	PANTALLAS DINAMICAS	2300

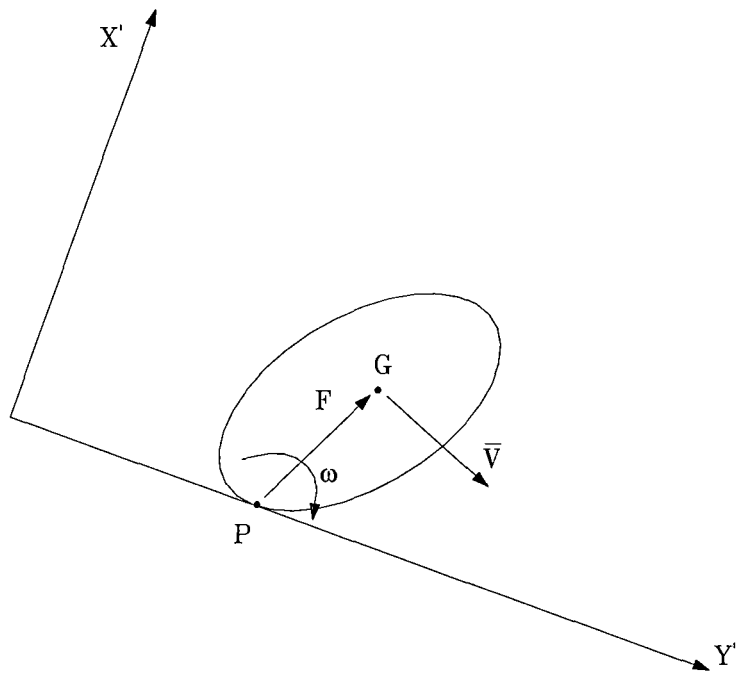


Fig. 5.1 : Esquema del Impacto del Bloque y del Movimiento después del Impacto según Bozzolo.

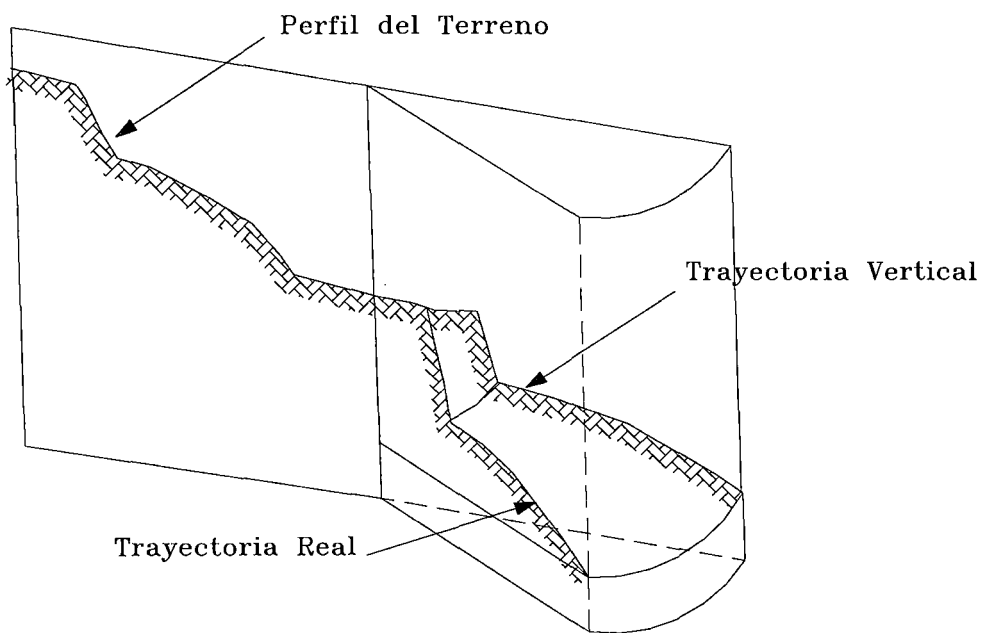


Fig. 5.2 : Superficie Topográfica del Talud.

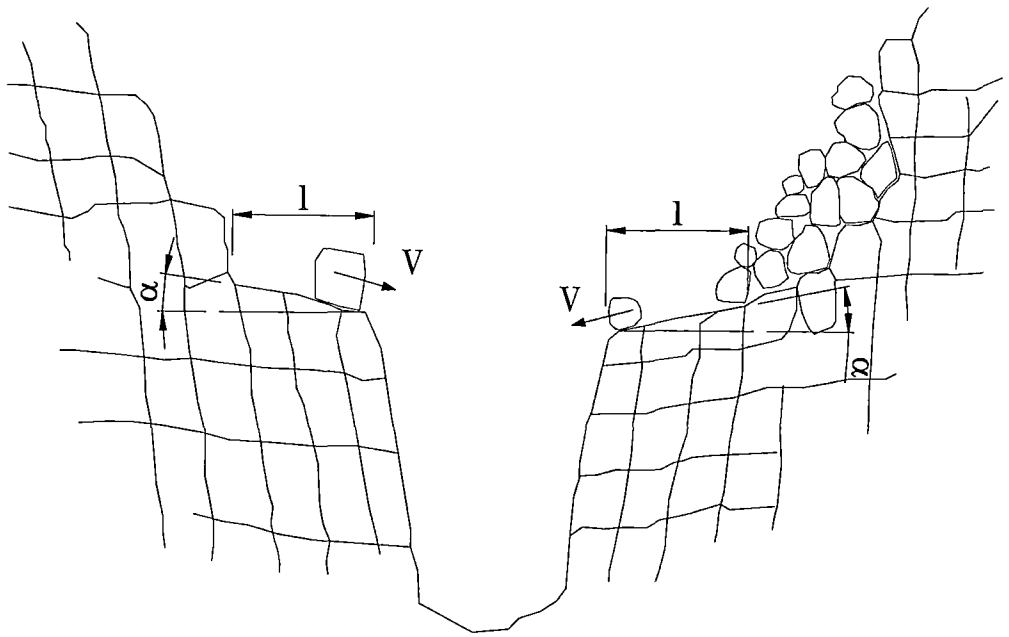


Fig. 5.3 : Condición Inicial de un Bloque antes de la Caída desde la Coronación del Talud.

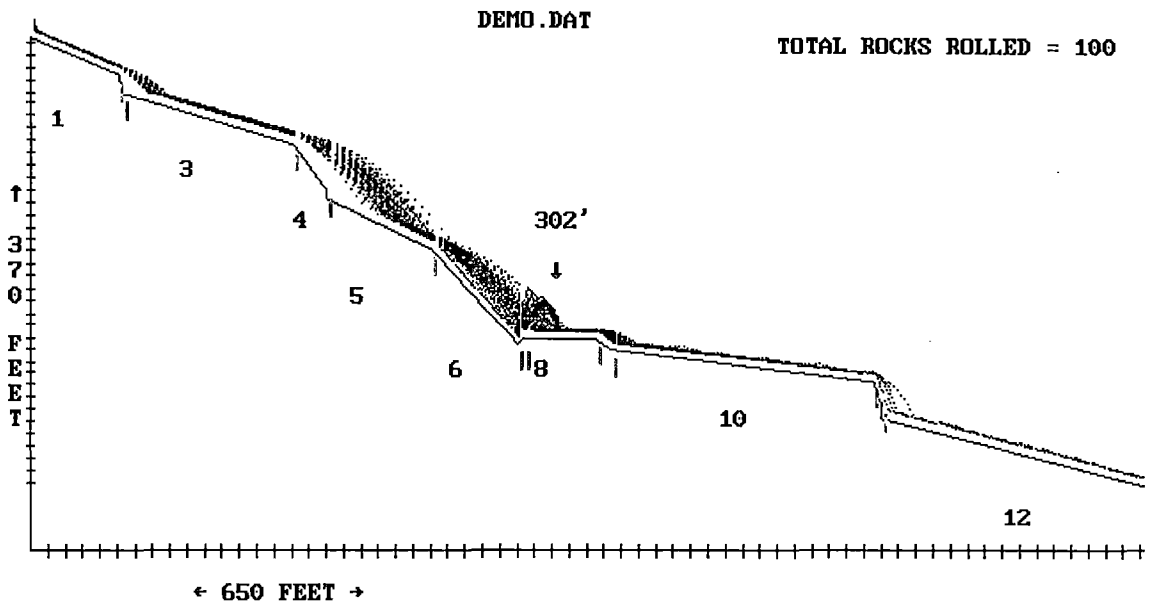


Fig. 5.4 : Sección Transversal con la Trayectoria de cada Simulación.

ANALYSIS POINT X = 302 Y = 155 STANDARD DEVIATION (VELOCITY) = 16 FPS
 MAXIMUM VELOCITY = 87 FT./SEC. AVERAGE BOUNCE HEIGHT = 1 FEET
 AVERAGE VELOCITY = 27 FT./SEC. MAXIMUM BOUNCE HEIGHT = 11 FEET
 MINIMUM VELOCITY = 13 FT./SEC. MAXIMUM KINETIC ENERGY = 275849 FT.LBS

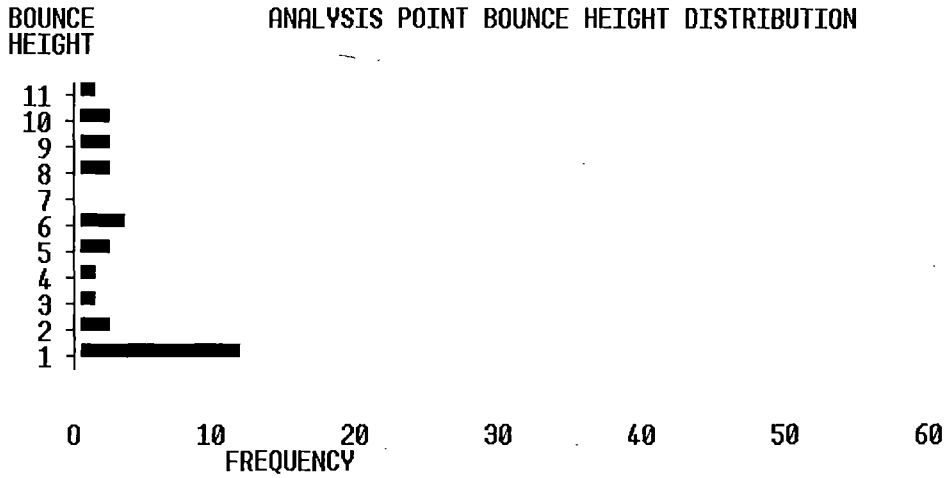


Fig. 5.5 : Gráfico Frecuencia vs. Altura de Rebote y Resultados de Velocidad, Altura de Rebote y Energía Cinética Máxima del Análisis de Caída de Rocas

DEMO.DAT

ANALYSIS POINT VELOCITY DISTRIBUTION

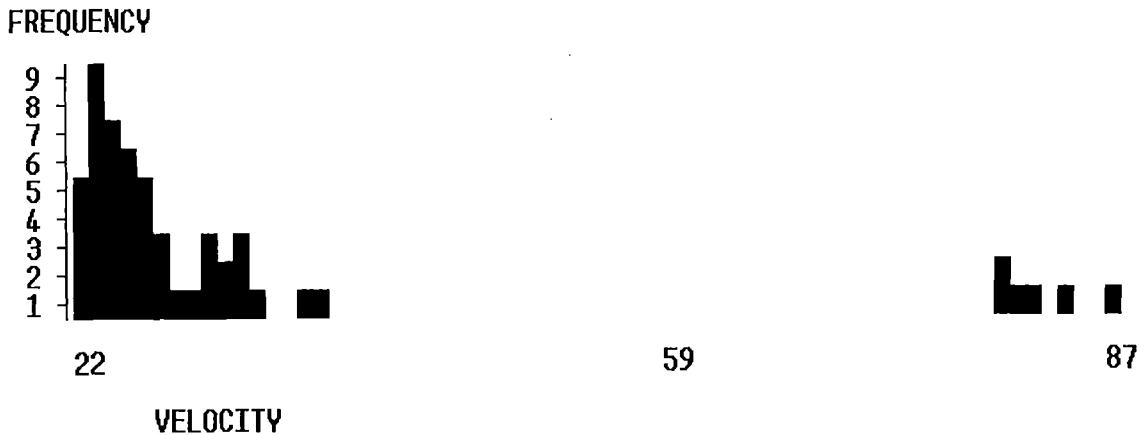


Fig. 5.6 : Gráfico Velocidad vs. Frecuencia.

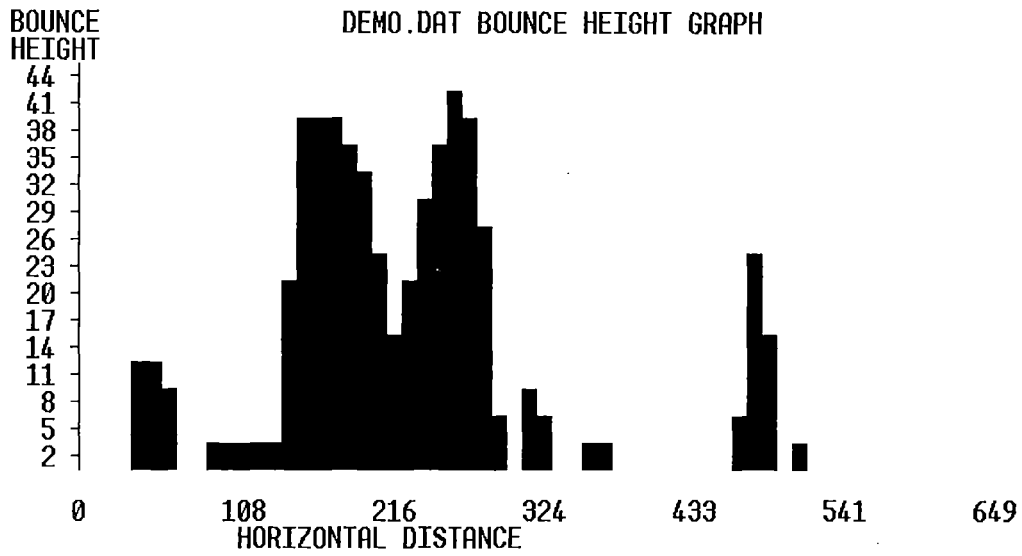


Fig. 5.7 : Gráfico Distancia Horizontal vs. Altura de Rebote.

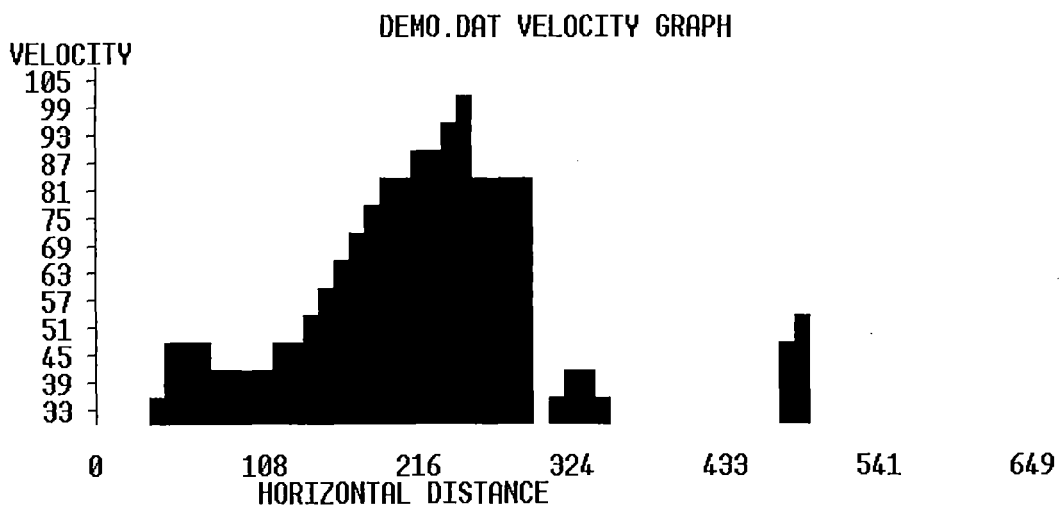


Fig. 5.8 : Gráfico Distancia Horizontal vs. Velocidad.

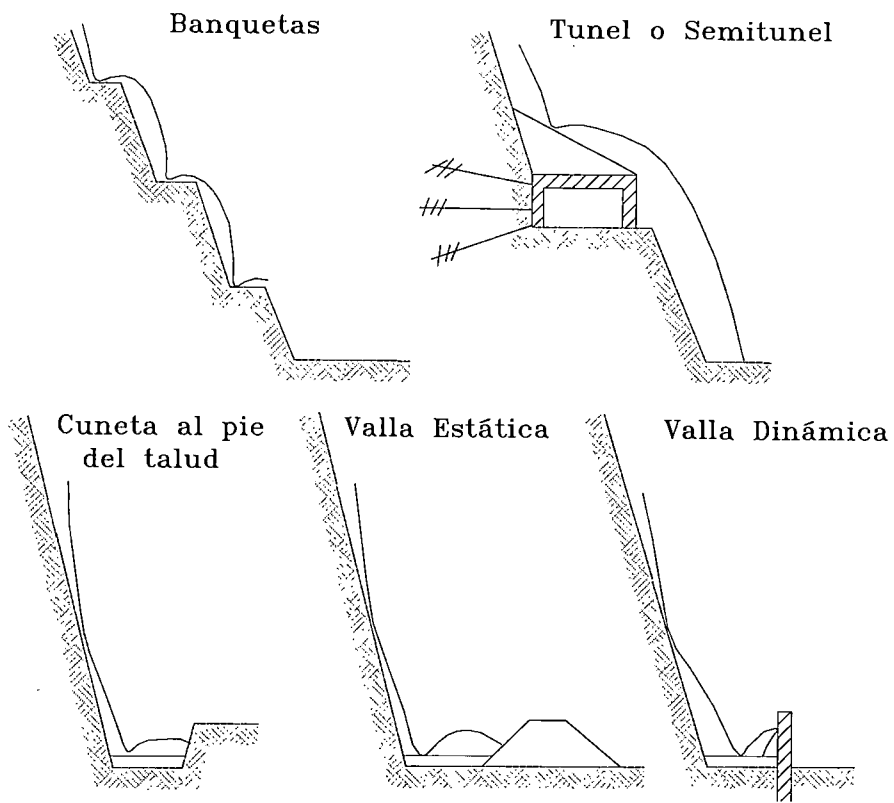


Fig. 5.9: Métodos de Protección Contra la Caída de Rocas.

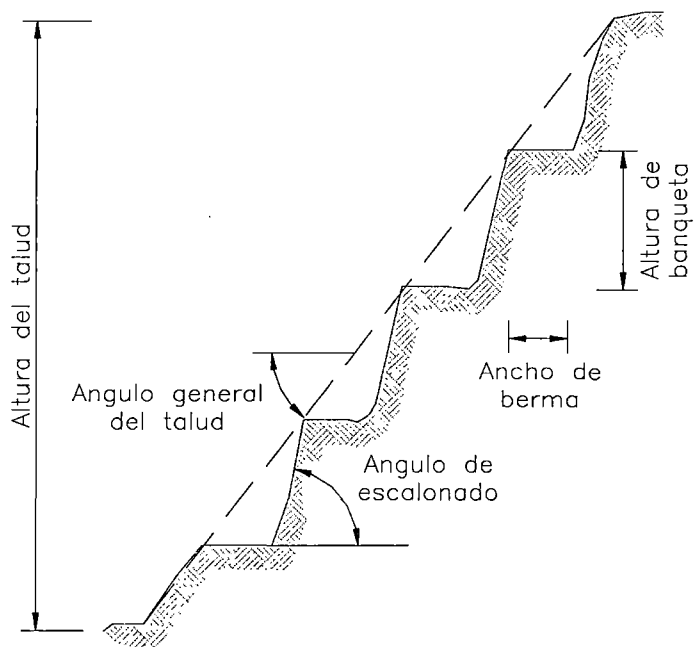


Fig. 5.10: Esquema de un Talud con Banquetas

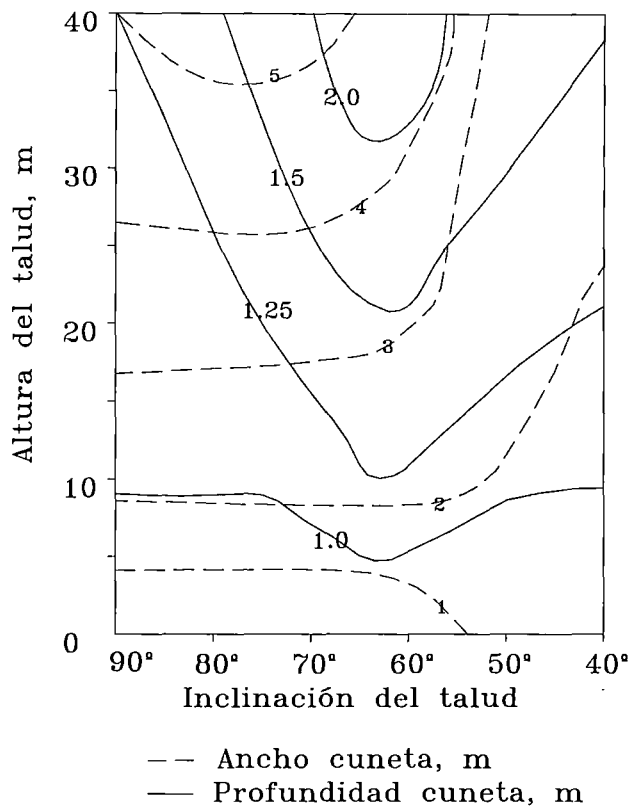


Fig. 5.11: Diagrama para el Dimensionamiento de Cunetas para la Intercepción de Rocas. (Mak y Blomfield, 1986).

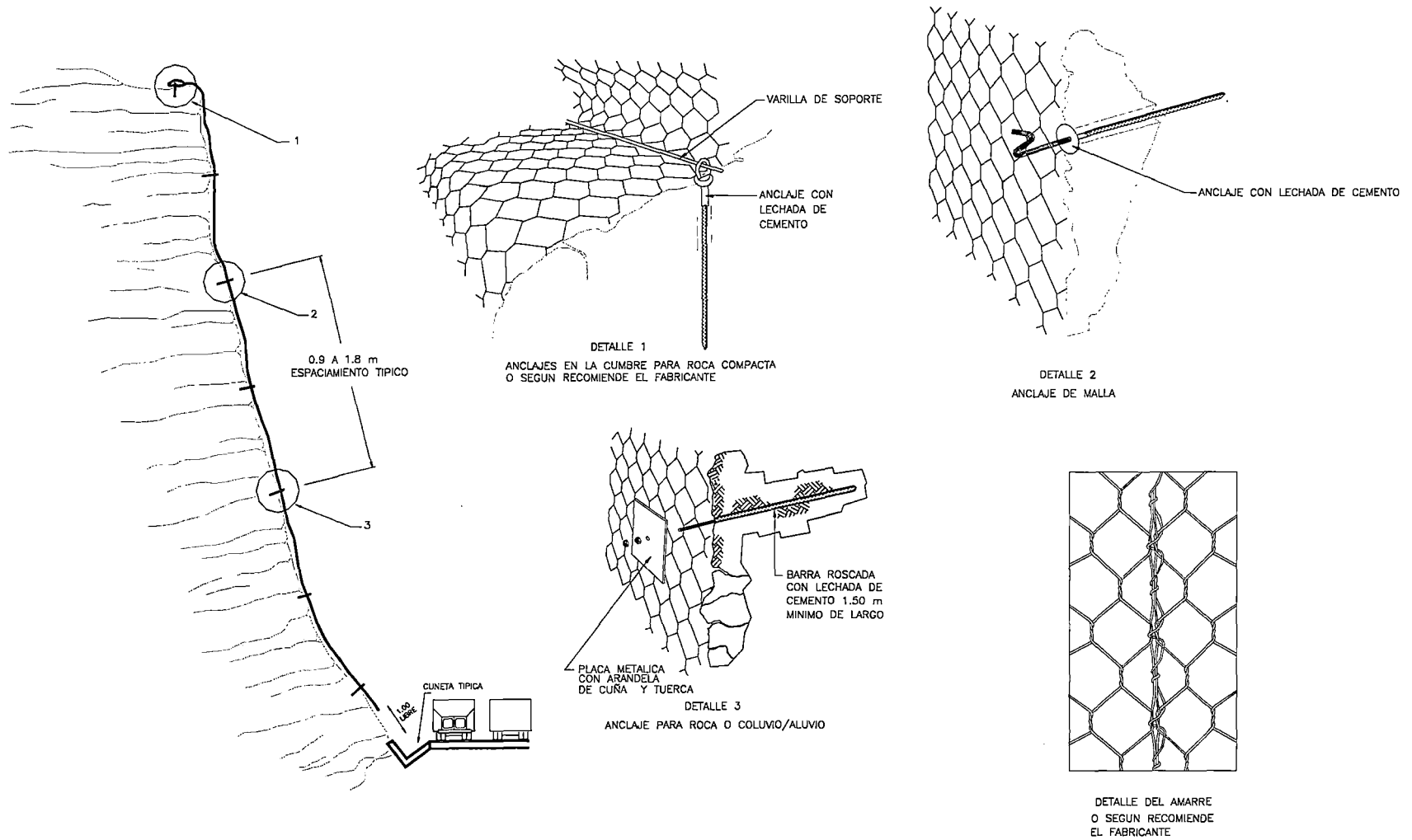


Fig. 5.12: Esquema de un Talud con Enmallados

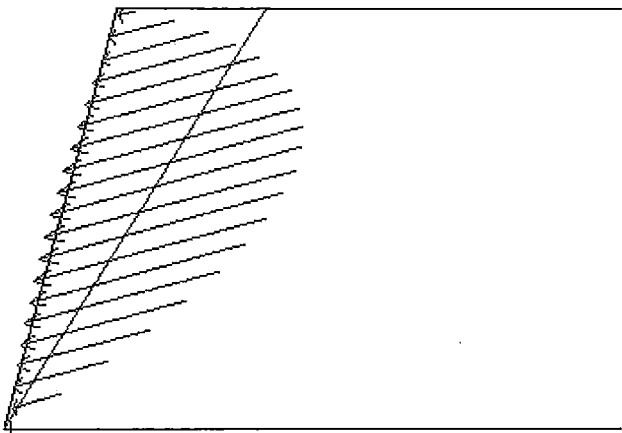
DIMENSIONAMIENTO DE MALLAS	ARCH : 63520.MAL
 <p> $U = 5.59$ $Fr = 1.58 \text{ Tn/m}$ $Fa = 5.19 \text{ Tn/m}$ $\text{Fresultante} = 3.61 \text{ Tn/m}$ </p>	<p>Datos del Paño Longitud : 4 Buzamiento : 75 Plano de Falla Buzamiento : 58</p> <p>Propiedades de la Roca $PI = 35.0$ $C = 0.0$ Densidad = 2.10</p> <p>Carga en el perno 4.224 Tn</p> <p>Malla Tensora Esfuerzo actuante</p> <p>0.903 Tn/m² 8.854 kN/m²</p> <p>Condiciones de Sismo Existe S/N ? : <input checked="" type="checkbox"/> % del peso : 15.00</p>
$F. \text{ tensional actuante} = 3.61 \text{ Tn/m} - 35.42 \text{ kN/m}$	

Fig. 5.13: Programa Malla para el Diseño de Enmallados

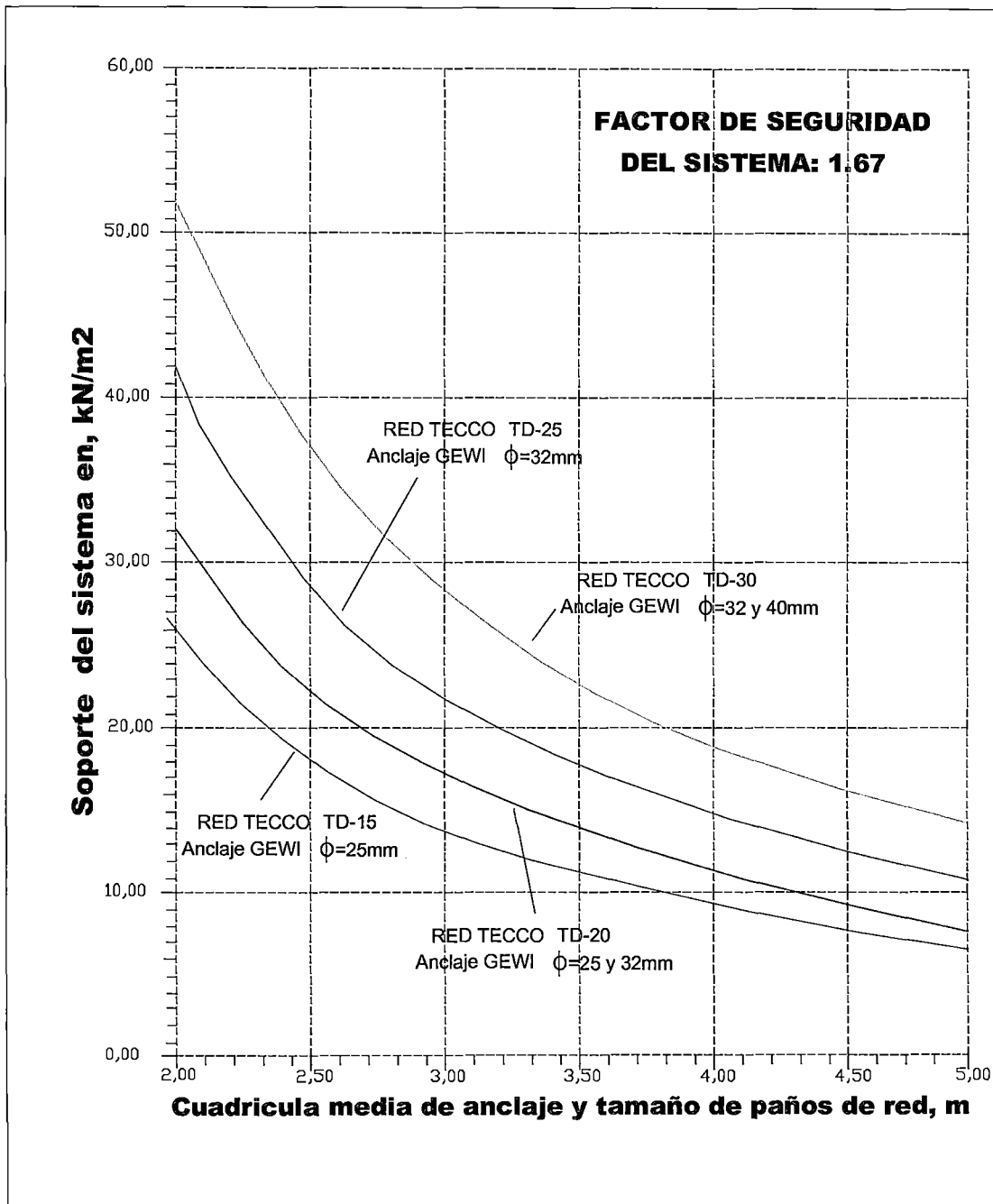


Fig. 5.14: Nomograma de Diseño del Sistema TECCO TD

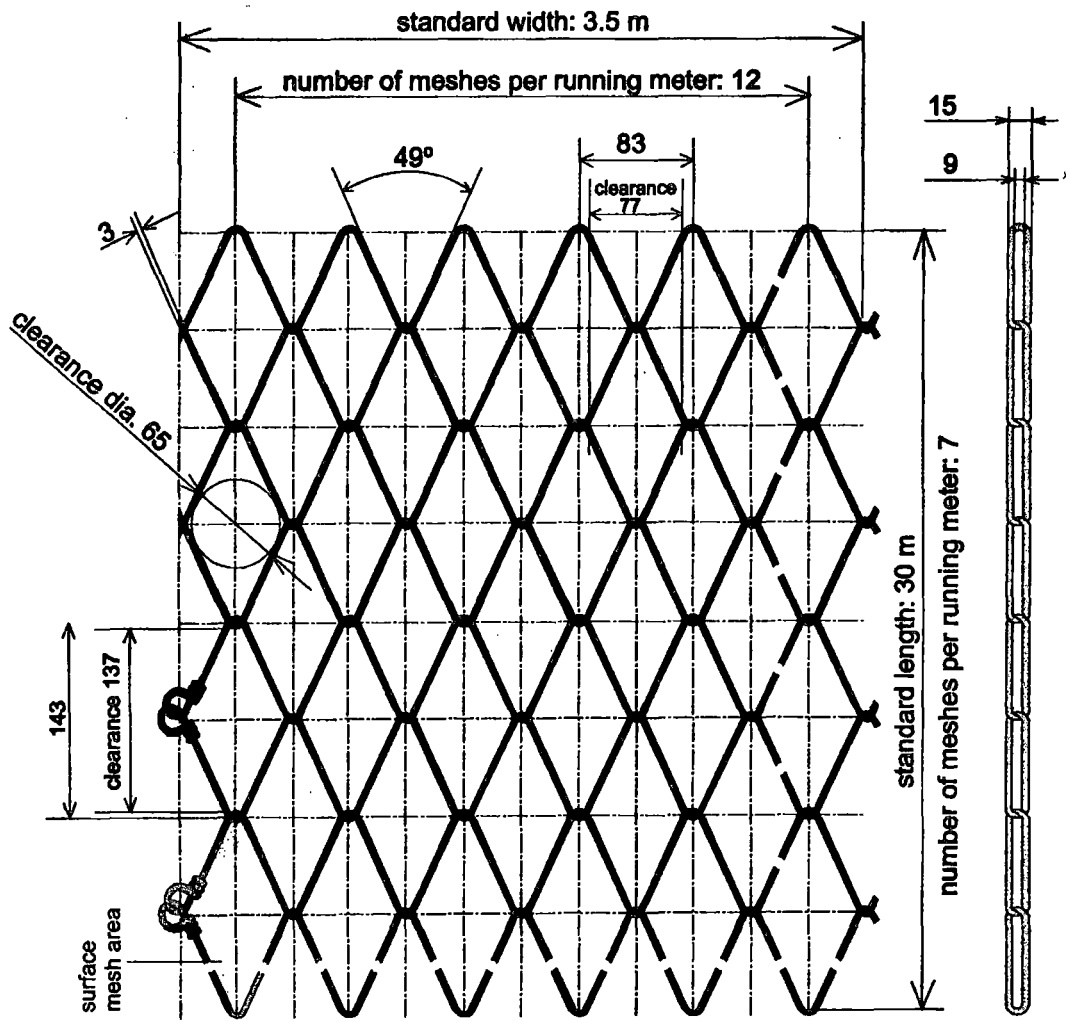


Fig. 5.15: Malla usada por el Sistema Tecco Mesh G-65

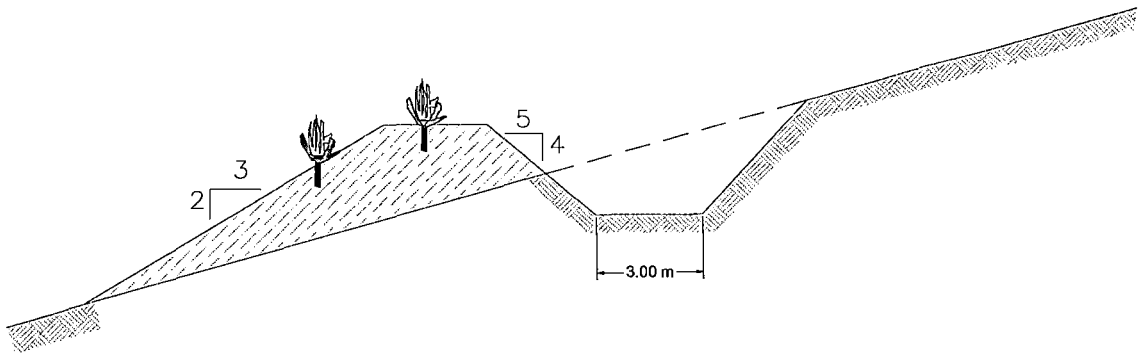


Fig. 5.16: Caballones de Tierra con Cunetas Colectoras del Lado de la Ladera

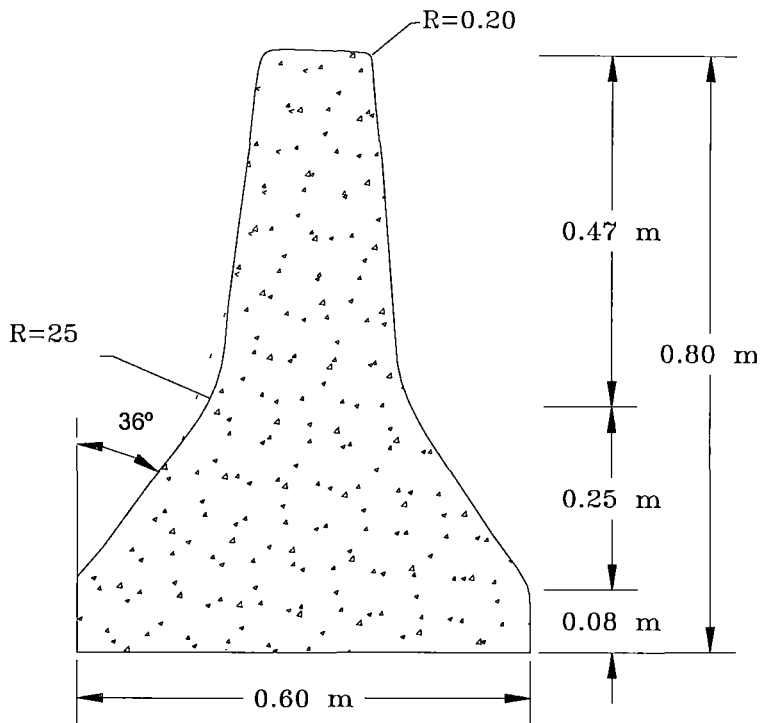


Fig. 5.17: Muros de Concreto

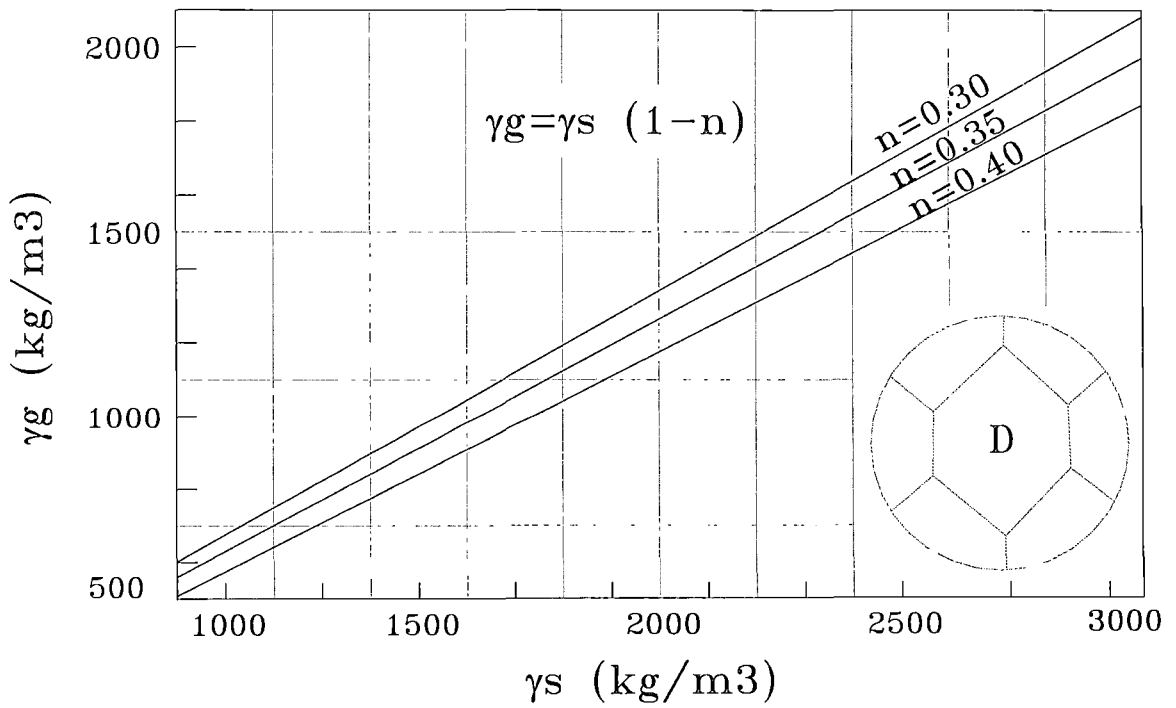


Fig. 5.18: Gráfico para la Determinación del Peso Específico Aparente de Gavión

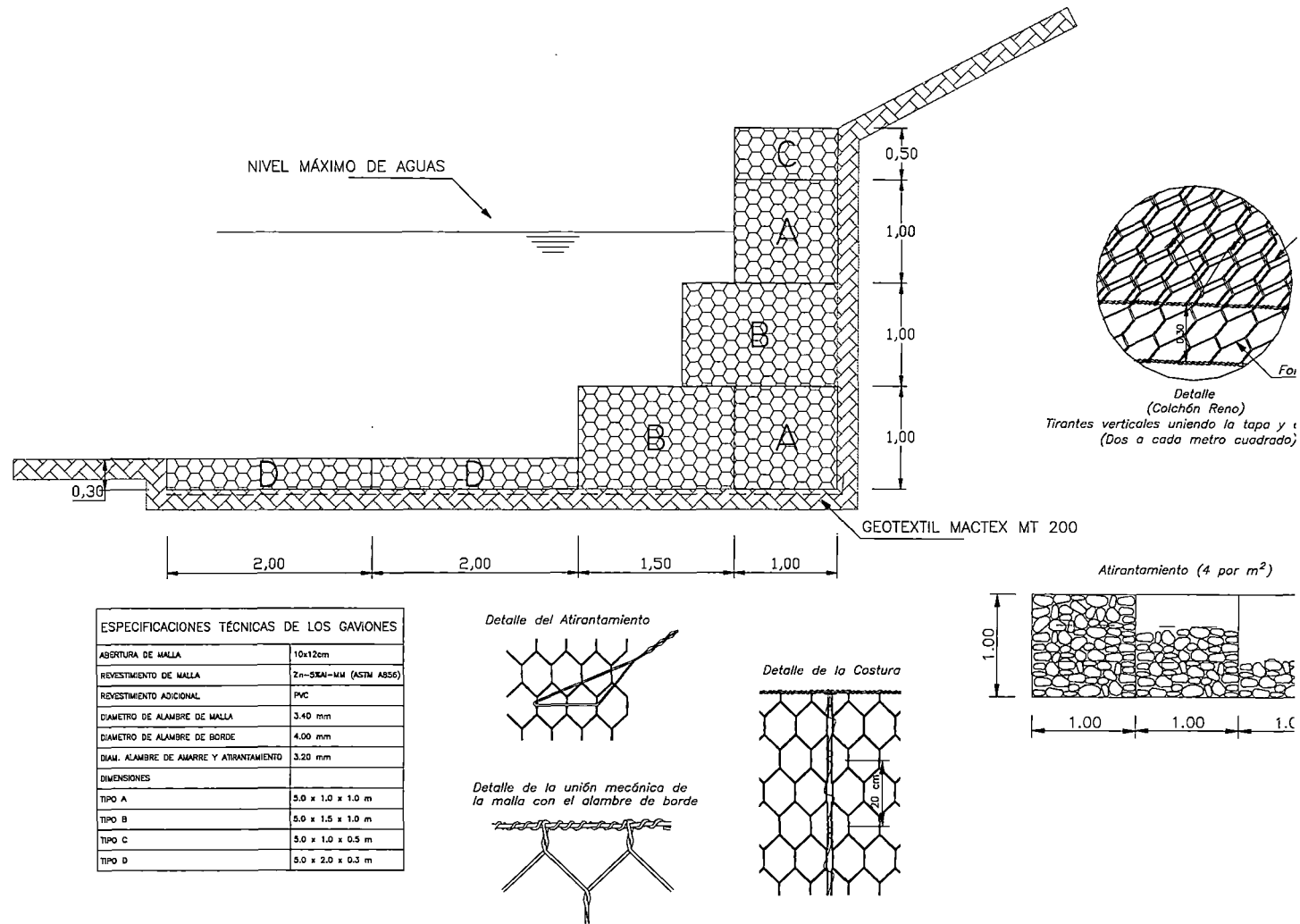


Fig. 5.19: Plano de Detalle de Gaviones

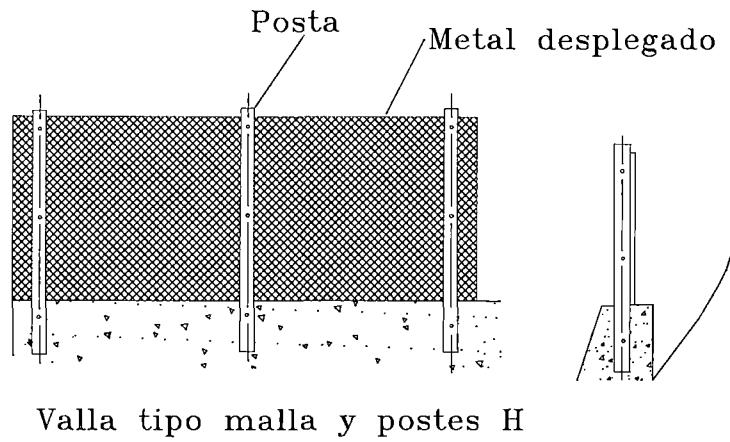
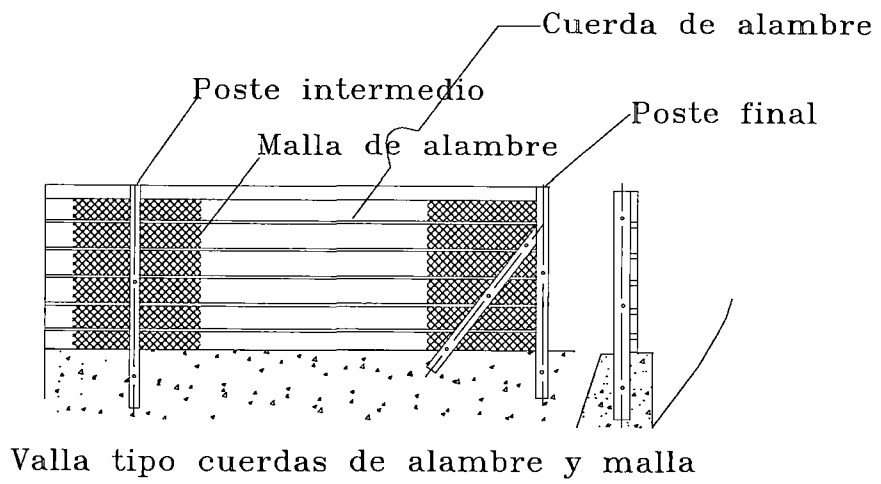


Fig. 5.20: Tipo de Vallas Estáticas

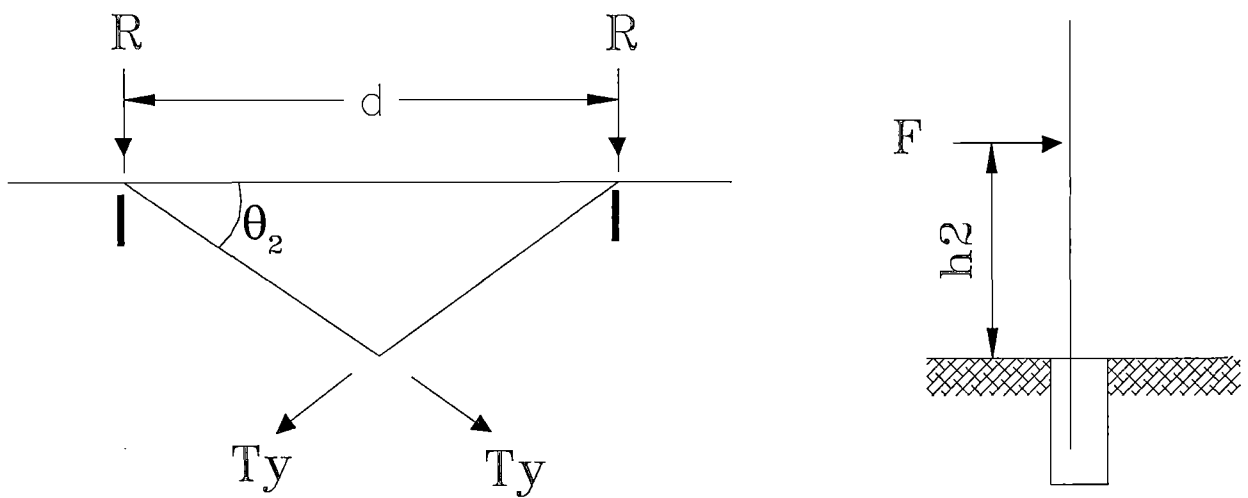
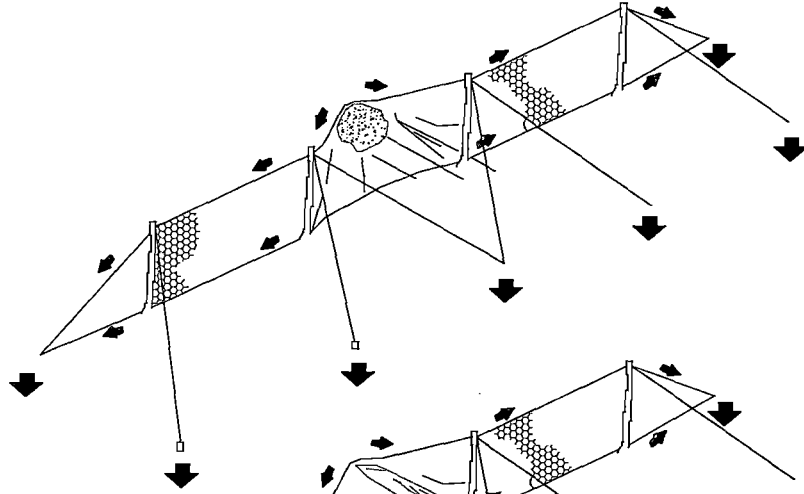
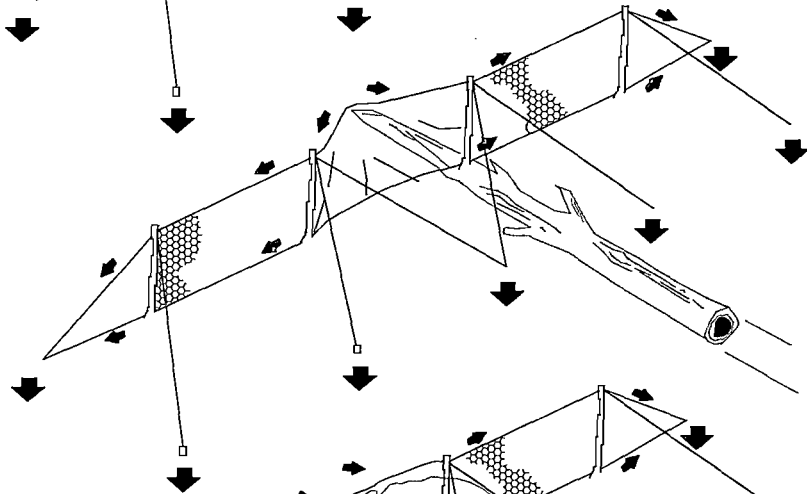


Fig. 5.21: R y F_y de la Valla de Prevención de Caída de Rocas

Roca



Arbol



Nieve

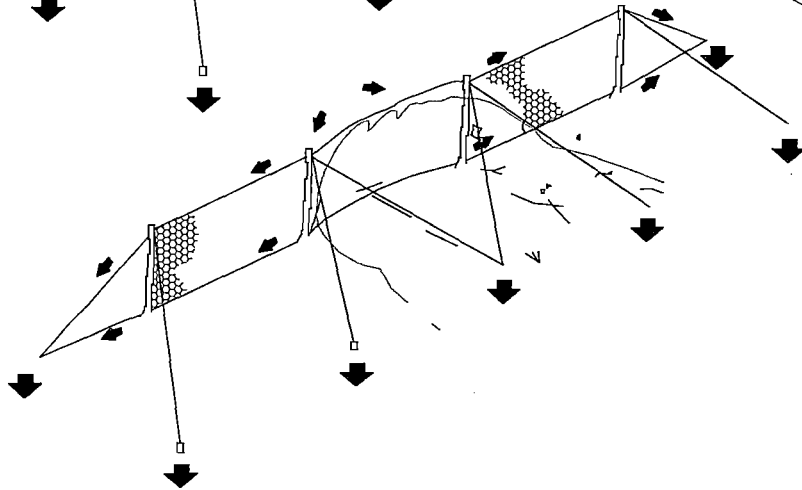


Fig. 5.22: Valla Dinámica

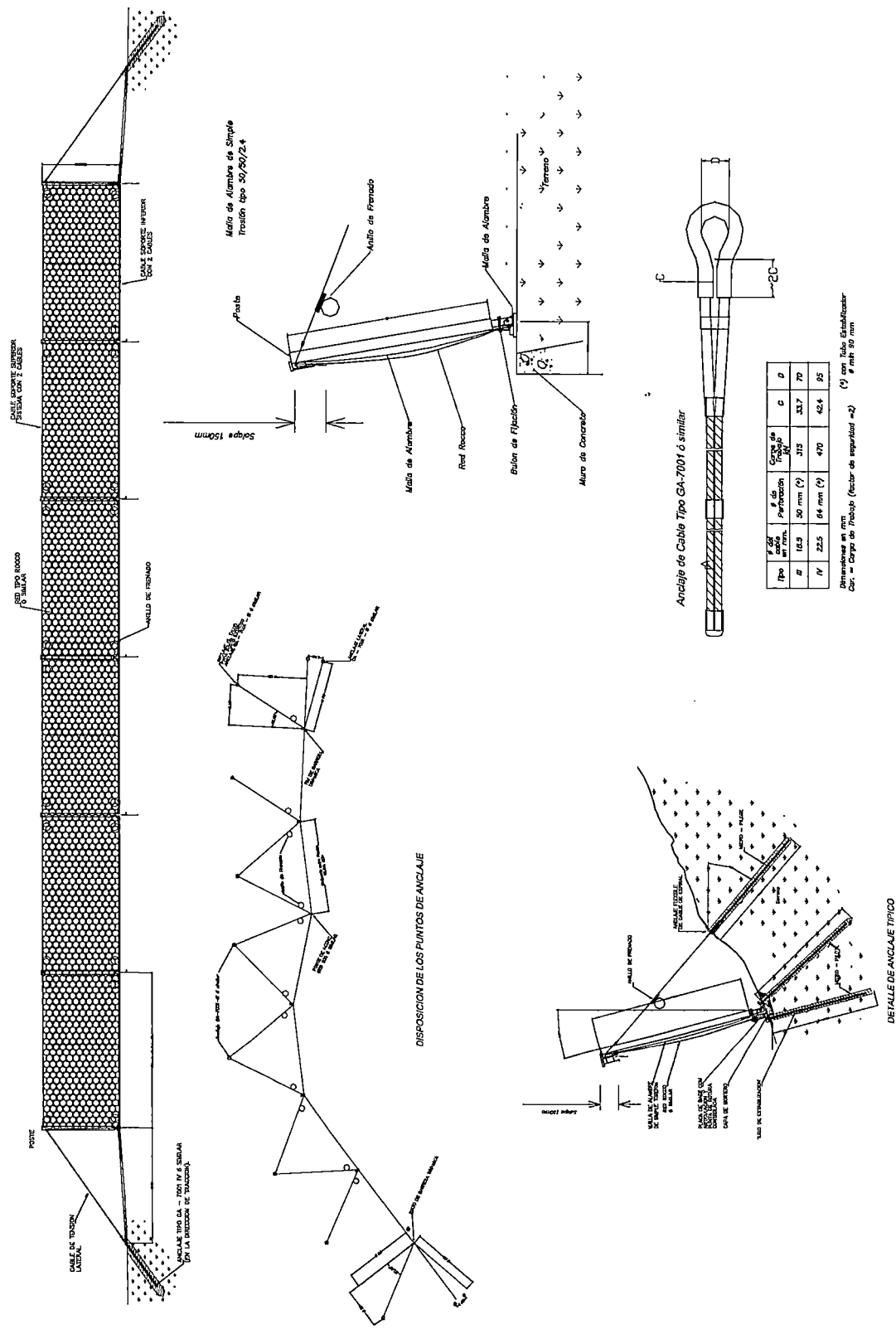


Fig. 5.23: Valla Dinámica

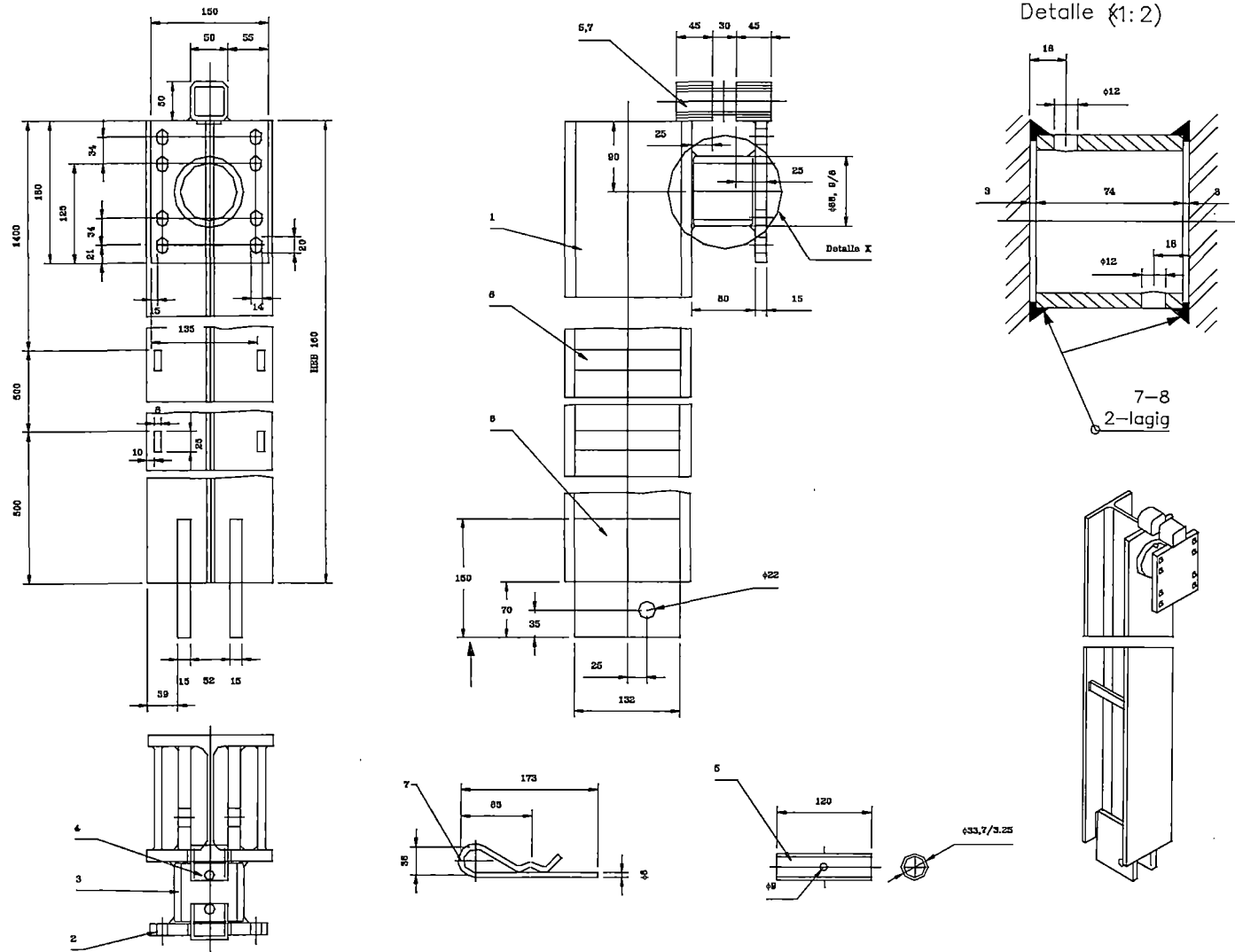


Fig. 5.24: Postes en H para Valla Dinámica

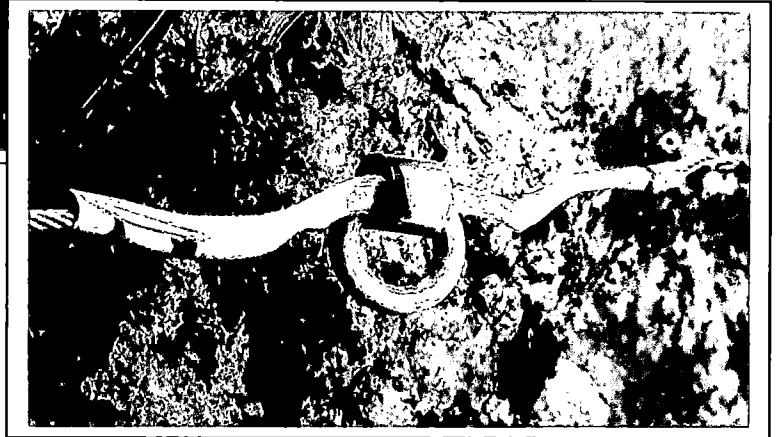
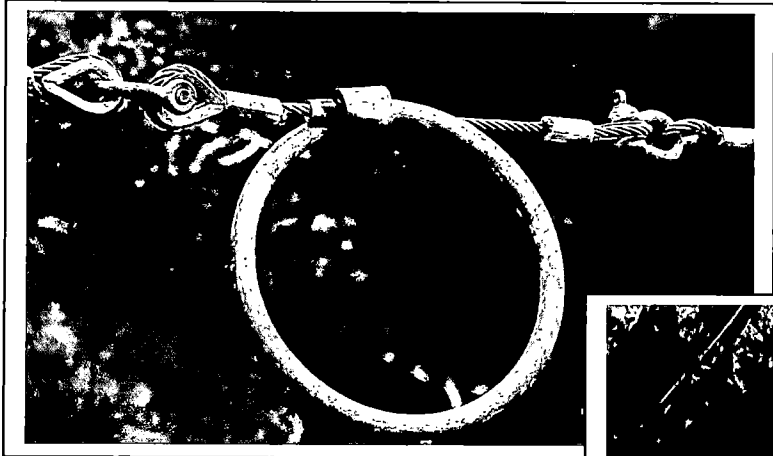


Fig. 5.25: Anillo de Frenado (Disipador de Energía)

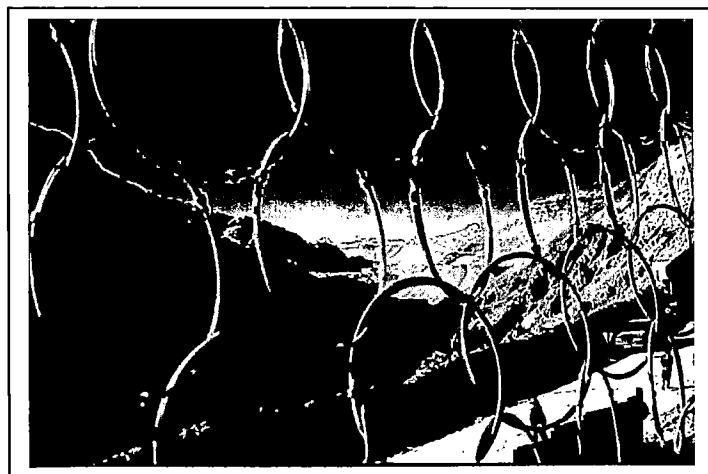


Fig. 5.26: Red de Anillos ROCCO



CAPITULO VI

6.0 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LAS CURVAS DE LA LEONA (EL SALVADOR)

6.1. GENERALIDADES

Este capítulo presenta la aplicación de los diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes ante una amenaza sísmica, así como las medidas correctivas que se adoptaron, las cuales han sido descritas en los capítulos anteriores, para los taludes críticos de la Carretera Panamericana CA-1 en el tramo Curva de La Leona dañada por los terremotos del 13 de Enero y del 13 de Febrero del 2001 en la República de El Salvador.

Dicho tramo de carretera sufrió los embates de los terremotos y como consecuencia de ello muchos de los taludes aledaños a la vía presentaron inestabilidad ocasionando daños materiales y pérdidas humanas.

Se ha realizado el análisis de Estabilidad Estático, Pseudo-Estático, Deformaciones Permanentes y Análisis de Caída de Rocas de los taludes de los tramos críticos, empleándose una serie de programas de cómputo y hojas de cálculo para un mejor estudio.



El análisis estático de estabilidad se ha ejecutado mediante el método de equilibrio límite haciendo uso de las metodologías de Bishop Modificado y Janbu, proporcionando en ambos casos un factor de seguridad, el cual toma en consideración las características topográficas, de resistencia cortante del suelo, hidrogeología, grietas de tensión, etc.; en el análisis estático y pseudo-estático se utilizaron los programas de cómputo PCSTABL de la Universidad de Purdue (van Aller, 1996) y SLOPE/W de Geoslope International (1998).

Para obtener un modelo geotécnico de falla de los taludes se hizo uso de la topografía que existía antes del sismo y se realizó un análisis retrogresivo (back analysis) y así comprobar que con dichos parámetros geotécnicos se tendría un factor de seguridad superior a la unidad antes de los terremotos, y también se verificará que el factor de seguridad sea igual a la unidad ante la ocurrencia de los movimientos sísmicos que ocasionaron fallas.

Después de tener un modelo geotécnico de falla confiable y teniendo parámetros geotécnicos fiables se realizó el análisis estático con el talud estabilizado, para verificar que su factor de seguridad sea superior al del diseño.

De la misma manera se realizó el análisis pseudo-estático, el cual calcula el factor de seguridad por el método de equilibrio límite, tomando la acción de un coeficiente lateral sísmico. Adicionalmente, el análisis pseudo-estático permite conocer el valor de la aceleración de fluencia, es decir aquel valor del coeficiente lateral sísmico que produce un factor de seguridad igual a la unidad que se emplea en el método de deformación permanente.



El método de deformación permanente emplea como criterio de diseño la deformación permanente producida en un talud ante la acción sísmica; es usado en taludes conformados de suelos arcillosos compactos, arenas secas y suelos granulares densos, ya que en estos suelos existe poco potencial de desarrollo de presión de poros, generándose relativamente deformaciones pequeñas y el material retiene su resistencia estática. En este método se evalúa la respuesta dinámica para calcular las deformaciones permanentes. La falla ocurre en una superficie de deslizamiento bien definida con comportamiento elástico hasta la falla y luego ocurre comportamiento perfectamente plástico.

El análisis unidimensional de respuesta sísmica usa el programa de cómputo SHAKE91, elaborado por I.M. Idriss y J.I. Sun (1992) de la Universidad de California, Berkeley.

El método de deformaciones permanentes fue propuesto originalmente por Newmark (1965). Sarma (1975) propuso usar el modelo para analizar los efectos de las fuerzas de inercia y presión de poros en el factor de seguridad, la aceleración crítica y el desplazamiento. Makdisi y Seed (1977) desarrollaron un método simplificado basado en el concepto original de Newmark para aplicarlo en presas de tierra y terraplenes.

La descripción resumida del Método de Deformaciones Permanentes es la siguiente:

- 1) Se determina la aceleración de fluencia, es decir, el coeficiente lateral sísmico con el cual una superficie potencial de falla desarrollará un factor de seguridad igual a la unidad. Los valores de la aceleración de fluencia están en función de la geometría del talud, la resistencia cortante del material involucrado y la localización de la superficie potencial de deslizamiento.



- 2) Se determinan las aceleraciones producidas por el sismo en el talud mediante un análisis de respuesta dinámica. Se pueden emplear técnicas desde los elementos finitos con propiedades del suelo dependientes del nivel de deformación o técnicas unidimensionales más simples. De estos análisis se determinan los tiempo-historia de aceleraciones promedio para las superficies potenciales de falla.
- 3) En una masa potencial de deslizamiento, cuando la aceleración inducida excede a la aceleración de fluencia calculada, se asume que los movimientos ocurrirán a lo largo de la dirección del plano de falla y la magnitud del desplazamiento se evalúa por un procedimiento simple de doble integración.

Para el cálculo de las deformaciones permanentes producidas en el talud por la acción sísmica se utilizó el Método de Newmark, con algoritmos y hojas de cálculo para presentar los resultados (Alva Hurtado e Infantes, 2000). Se tendrá en consideración que para el cálculo de la deformación permanente del talud, además del sismo de diseño, es necesario conocer la superficie de falla propuesta y el valor de la aceleración de fluencia calculada por el método de equilibrio límite en el análisis pseudo-estático. Los cálculos de la deformación permanente se ejecutaron para los tres taludes críticos en su condición antes del sismo para verificar su falla y luego de realizada la estabilización del talud para predecir su comportamiento satisfactorio ante el sismo de diseño.

Para los sismos de diseño, por la cercanía a la zona de Las Curvas de La Leona se utilizaron los registros de la Unidad de Salud San Pedro Nonualco y del Hospital Santa Teresa, en La Paz, para el sismo del 13 de Enero del 2001 y el registro del Hospital Santa Gertrudis en San Vicente, para el sismo del 13 de Febrero del 2001.

Finalmente, se presentan los resultados de los análisis en los taludes de los tres sectores críticos y las conclusiones y recomendaciones del estudio de estabilidad de taludes.



6.2. ANTECEDENTES

La República de El Salvador (Fig. 6.1, Fig. 6.2, Plano 01) fue afectada por dos sismos distintivos; el primer sismo ocurrió el 13 de Enero del 2001 y fue de subducción. Este movimiento telúrico destruyó 108,000 casas y ocasionó por lo menos 944 víctimas. El 13 de Febrero del 2001, ocurrió el segundo cerca de San Vicente, al oriente de San Salvador, en este caso fue un sismo continental; perdiendo la vida 315 personas y 41300 viviendas destruidas. A causa de tal fenómeno muchos deslizamientos se produjeron.

El 13 de Enero del 2001 aconteció el primer sismo con una magnitud de $M_w = 7.6$ y una profundidad focal de 39.0 Km., frente a las costas de El Salvador a 100 Km. al suroeste de San Miguel, El Salvador, las coordenadas del epicentro según la USGS fueron 12.83° latitud N y 88.79° longitud W. El evento principal se localizó en la placa del Caribe, por encima de la placa de subducción de Cocos, siendo un evento de falla normal.

El 13 de Febrero del 2001, ocurrió un sismo a 30 Km. al este de San Salvador, El Salvador. Tuvo una magnitud de $M_w = 6.6$ y una profundidad focal de 13.0 Km. El USGS reportó el epicentro en las coordenadas 13.64° latitud N y 88.94° longitud W. El sismo fue continental, en la corteza de la placa del Caribe.

Los terremotos de las fechas mencionadas produjeron numerosos daños a causa de los deslizamientos, derrumbes y caída de rocas. Influyó en forma preponderante la naturaleza del terreno y su topografía abrupta. La Cordillera que atraviesa de sur a norte El Salvador es llamada la Cordillera del Bálsamo y está constituida por depósitos volcánicos y topografía muy inclinada y ha tenido amplificación sísmica.

Así en esta cordillera existieron derrumbes catastróficos como el de Las Colinas y como el ocurrido en el Km. 53 de la Curva de La Leona, parte de la Carretera Panamericana CA-I.



Los materiales que atraviesan la carretera están compuestos por depósitos de tobas, cenizas volcánicas, fragmentos rocosos y gravas con matriz limo arcilloso, existiendo algunos afloramientos rocosos y bolonerías (rocas sueltas de diferentes dimensiones), estas rocas en muchos casos han quedado expuestas y desestabilizadas a inminentes caídas por cargas generadas en los eventos sísmicos.

6.3. SISMICIDAD

Con la finalidad de determinar el sismo de diseño de las obras de estabilización de los deslizamientos de Las Curvas de la Leona, se pretende en este acápite dar un resumen de la tectónica, sismicidad histórica, estudios de peligro sísmico, deslizamientos inducidos por sismos y registros de aceleraciones en El Salvador.

6.3.1. TECTONICA

América Central y el Caribe presentan un régimen tectónico que es el resultado de la interacción de cinco placas:

- ✚ La placa del Pacífico
- ✚ La placa de Norteamérica
- ✚ La placa de Cocos
- ✚ La placa de Nazca
- ✚ La placa de Sudamérica.

Dichas placas se muestran en la Fig. 6.3 (Weyl, 1980) y Fig. 6.4. En esta última se observa la dirección de movimiento de dichas placas. Las principales fuentes sísmicas en El Salvador son:

1. La zona de subducción, donde la trinchera o la fosa se encuentra a 125 Km de la costa. Donde la placa de Cocos empieza a sumergirse por debajo de la placa del Caribe (Fig 6.5, White y Harlow, 1993), alcanzando



profundidades de hasta 300 Km por debajo de Centroamérica. Los sismos de subducción en esta zona son sentidos en todo el territorio nacional porque se generan a grandes profundidades y pueden alcanzar magnitudes de hasta 8.0 grados en la escala de Richter. (Cepeda y Salazar, 2001).

2. La zona que coincide con la ubicación de la cadena volcánica (Stoiber y Carr, 1977). La zona se concentra en los primeros 25 Km. de la corteza terrestre y dentro de una faja paralela a la fosa, de unos 20 Km. de ancho. En esta zona también se encuentran los volcanes activos del Cuaternario. A diferencia de los sismos de subducción, los sismos de esta zona provocan daños en una zona limitada ya que su foco es superficial y su magnitud reducida. La máxima magnitud de esta zona es de 6.5 en la escala de Richter.
3. Otras fuentes generadoras de sismos son las que se ubican en el sistema de fallas de Guatemala y la depresión de Honduras, aunque por su lejanía a El Salvador su efecto sísmico es menor.

6.3.2. SISMICIDAD HISTORICA

La información obtenida de sismos históricos data desde 1520, y ha sido preparada por Alvarenga et al. 2001, del Centro de Investigaciones Geotécnicas del Ministerio de Obras Públicas de la República de El Salvador, y es presentado en el Anexo A.

La Tabla 6.1 (Salazar y otros, 1997), muestra un resumen de los sismos destructivos en El Salvador en el siglo XX. Dicha Tabla indica la fecha de ocurrencia, ubicación, profundidad, fuente sísmica, magnitud e intensidad sísmica.



Entre los sismos locales más destructivos se pueden mencionar el de Jucuapa-Chinameca del 6 de Mayo de 1951; el de San Salvador del 3 de Mayo de 1965 y el del 10 Octubre de 1986, el de San Vicente del 13 Febrero del 2001. Los terremotos locales de la cadena volcánica no alcanzan magnitudes mayores de **6.5**, pero son la principal causa de destrucción en El Salvador debido a su coincidencia con las principales concentraciones urbanas.

Los sismos originados en la zona de subducción han sido históricamente menos frecuentes (Harlow et al, 1993). El último sismo regional o de subducción de gran intensidad fue el del 13 de Enero del 2001, ubicado en el Océano Pacífico. Estos sismos pueden alcanzar magnitudes de **8.0** grados en la escala de Richter.

La Fig. 6.6 muestra la superposición de mapas de isosistas de sismos de foco superficial que han causado graves daños en El Salvador en los siglos XVIII, XIX y XX. Así mismo se tienen las vistas de los mapas de isosistas del sismo de subducción del 13 de Enero (Fig. 6.7) y sismo continental del 13 de febrero del 2001 (Fig. 6.8). De esto se observa que los sismos de subducción se sienten en todo el territorio, aunque con una menor intensidad.

En el Anexo B se presentan los mapas de isosistas de los sismos salvadoreños de siguientes fechas: 07 de Setiembre de 1915, 06 de Mayo de 1951, 03 de Mayo de 1965, 4 de Febrero de 1976, 19 de Junio de 1982, 10 de Octubre de 1986.

Existe en El Salvador un mapa de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas (Aguilar, 1986), que se presenta en la Fig. 6.9, en ésta se observa que la zona norte de El Salvador ha experimentado valores de intensidades máximas en la escala de Mercalli Modificada de VI grados; mientras que en la zona volcánica central se ha experimentado valores



máximos de VIII – IX en la escala de MM. En tanto que todo el resto del territorio ha tenido intensidades máximas de VII MM. Los últimos sismos ocurridos desde 1986 han ratificado la distribución propuesta de máximas intensidades observadas para la República de El Salvador.

6.3.3. ESTUDIOS DE PELIGRO SISMICO

En la revisión efectuada a la literatura recopilada se ha determinado la existencia de cuatro estudios de peligro sísmico probabilístico para la República de El Salvador (Bommer et al, 1996). Los estudios revisados fueron realizados por el US Geological Survey (Algermissen et al, 1988); la Universidad de Stanford (Alfaro et al, 1990); la Universidad Autónoma de México (Singh et al, 1993) y NORSAR-CEPRENAC (Lindholm et al, 1995).

Luego en la Fig. 6.10 se realiza una comparación de los mapas de peligrosidad sísmica para El Salvador para un período de retorno de 475 años, que equivale a un tiempo de exposición de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%. Se puede apreciar en la figura que existen grandes diferencias en los valores de aceleración máxima para un mismo lugar. Es bueno indicar además que en la preparación de los mapas no se toman en cuenta las condiciones y efectos locales.

Las diferencias existentes se deben a la incertidumbre que existe con los datos disponibles en el país y las características de los movimientos fuertes de la región (Bommer et al, 1996). Así en el caso de San Vicente, lugar cercano al área en estudio los valores para 475 años varían de 0.3g a 1.0g para la aceleración máxima horizontal en terreno firme.



Rymer y White (1989) han preparado la Fig. 6.11 en la cual se presentan las áreas afectadas por deslizamientos durante sismos en El Salvador, sin incluir los eventos del año 2001. En dicha figura se han tomado en cuenta los factores topográficos, litológicos, precipitaciones e intensidad sísmica y se han superpuesto las zonas donde se han producido intensidades sísmicas mayores que VII grados en la escala de Mercalli Modificada.

6.3.4. REGISTRO DE ACELERACIONES DEL AÑO 2001

En El Salvador existen varias redes de registros de movimientos fuertes a nivel nacional, éstas son:

1. **La red analógica** de acelerógrafos tipo SMA-I pertenece al Centro de Investigaciones Geotécnicas del Ministerio de Obras Públicas (**CIG**). Esta red tiene varios instrumentos en San Salvador y en el resto del territorio nacional. La Comisión Ejecutiva del Río Lempa opera tres acelerógrafos tipo SMA-I en la Presa San Lorenzo (15 de Septiembre). Dos acelerógrafos digitales SSA-2 se instalaron en la planta geotérmica de Berlín, en el Departamento de Usulután. Existen tres instrumentos SMA-I en el Hotel Camino Real en San Salvador, los cuales registraron el sismo de 1986 (Shakal et al, 1987).
2. **La red digital TALULIN** recientemente establecida por la UCA (Universidad Centroamericana José Simeón Cañas).

Ambas redes, CIG y UCA, son presentadas en la Fig. 6.12, en esta se muestra las ubicaciones de los acelerógrafos en El Salvador. Asimismo en el Anexo C se presentan los registros acelerográficos disponibles de los sismos de Enero y Febrero de 2,001.



REGISTRO DEL SISMO DEL 13 DE ENERO DEL 2001

La red del CIG consta de 25 acelerógrafos analógicos de tipo SMA-I, en el sismo del 13 de Enero del 2001 solo se activaron 9 estaciones acelerográficas que son: Acajutla (CA), Ahuachapán (HA), Ciudadela Don Bosco (DB), Cutuco (CU), Presa 15 de Septiembre (QC), Relaciones Exteriores (RF y RS), San Miguel (SG) y Sensuntepeque (SE).

La red del CIG ha registrado aceleraciones horizontales máximas de 0.32g en Relaciones Exteriores (RS) en San Salvador. En la Presa San Lorenzo ó 15 de Septiembre (QC), cercana a las Curvas de La Leona, se registró una aceleración máxima horizontal de 0.19g.

La red acelerográfica digital de la UCA consta de 10 acelerógrafos digitales tipo SSA-2, estos equipos han registrado los tres sismos de Enero y Febrero del 2001, durante el sismo del 13 de Enero del 2001 funcionaron 9 estaciones de la red de la UCA, no habiendo registrado el acelerógrafo instalado en el Hospital Santa Gertrudis en San Vicente (VI). El mayor valor de aceleración horizontal se registró en la componente norte-sur (1,18g), de la Unidad de Salud de Puerto de La Libertad (LI). Valores de aceleración máxima horizontal cercanas o ligeramente superiores a 0.50g se registraron en las estaciones: Hospital San Rafael, Santa Tecla (TE); Unidad de Salud de Armenia, Sonsonate (AR) y la Unidad de Salud de San Pedro Nonualco, La Paz (NO). Se debe indicar que las distancias epicentrales de las estaciones anteriores varían entre 62 y 108 Km. En las estaciones indicadas el material es suelo, a excepción de la estación US Puerto de La Libertad que es aluvi6n y el instrumento est1 ubicado en una cresta dorsal este - oeste.

En la Tabla 6.2 se tienen valores corregidos de aceleraciones máximas en las tres componentes de registros para el sismo del 13 de Enero de 2001.



REGISTRO DEL SISMO DEL 13 DE FEBRERO DEL 2001

El mayor valor de aceleración horizontal se registró en la componente norte-sur (0.43g) del Hospital Santa Gertrudis en San Vicente (VI). Los resultados de las aceleraciones máximas medidas en este sismo se muestran en la Tabla 6.3.

En la estación Hospital Santa Teresa en Zacatecoluca (ZA) se registró un valor de 0.41g en la componente norte-sur y en la estación de la Unidad de Salud de Tonacatepeque en San Salvador (TO), se registró en la componente este-oeste una aceleración horizontal máxima de 0.31g. En todas las estaciones indicadas existe material de suelo.

Los valores de las aceleraciones máximas obtenidas en los acelerógrafos para los sismos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001, tanto las componentes horizontales como las componentes verticales se presentan en la Fig. 6.13, Fig. 6.14, Fig. 6.15 y Fig. 6.16.

6.3.5. SISMOS DE DISEÑO

Con propósitos de diseño para el caso del análisis de estabilidad de Las Curvas de La Leona se propone utilizar el método determinístico de datos registrados.

Se propone utilizar un sismo de subducción de diseño con una aceleración horizontal máxima de 0.5g y un coeficiente lateral sísmico para el método pseudo-estático de 0.25.

Para el sismo de diseño continental se propone utilizar un sismo de diseño con una aceleración horizontal máxima de 0.4g y un coeficiente lateral sísmico para el método pseudo-estático de 0.20. Estos valores representan sismos similares a los ocurridos en el área en estudio en el año 2001 y son consistentes con los promedios de estudios de peligro sísmico realizados en El Salvador.



6.4. GEOLOGIA

La acción de fenómenos de geodinámica externa e inestabilidad de taludes, en especial a los asociados con factores sísmicos y litológicos, que han afectado los cortes (taludes), de la carretera Panamericana (CA-1), sector de “La Leona” (km 50+840 – km 55+160), son estudiados de tal forma de obtener el marco geológico que permita diseñar las correspondientes soluciones geotécnicas.

6.4.1. CLIMA

El clima donde se ubica el área de estudio se caracteriza por dos estaciones propiamente dichas, y dos transiciones, durante el curso del año (Servicio Meteorológico Nacional – El Salvador):

- ✚ La Estación Seca, entre Noviembre - Abril.
- ✚ Transición Seca - Lluviosa entre Abril - Mayo.
- ✚ Estación Lluviosa, entre Mayo - Octubre.
- ✚ Transición Lluviosa - Seca, entre Octubre - Noviembre.

6.4.2. MARCO GEOLÓGICO

6.4.2.1. ESTRATIGRAFIA

Regionalmente predominan unidades litoestratigráficas de naturaleza volcánica (lávica y piroclástica).



Los afloramientos que constituyen los taludes y/o laderas de la zona donde se emplaza la vía están compuestos por rocas que van desde el Terciario (Neógeno) al Cuaternario Reciente. Las unidades diferenciadas en el área de influencia del Proyecto corresponden, según el cartografiado efectuado por la Misión Geológica Alemana (1968 – 1976), a las formaciones del Terciario, representadas por la Formación Bálsamo; la Formación Cuscatlán, del Terciario Superior – Cuaternario Pleistocénico y las Unidades piroclásticas recientes sobreyacientes, pertenecientes a la Formación San Salvador “Tierras Blancas”

Según el Atlas de El Salvador estas unidades estratigráficas presentan las siguientes características litológicas generales:

(1) Terciario (Neógeno)

Formación Bálsamo (Plioceno)

De acuerdo a la Nomenclatura de la Misión Alemana se diferencia los miembros:

Miembro b1: Epiclásticas volcánicas y piroclásticas, localmente efusivos básicos-intermedios intercalados.

Miembro b3: Efusivas básicas – intermedios.

(2) Terciario - Cuaternario

Formación Cuscatlán (Plio-Pleistoceno)

De acuerdo a la Nomenclatura de la Misión Alemana se diferencia los miembros:

Miembro c1: piroclásticos ácidos, epiclastitas volcánicas.

Miembro c2: Efusivas ácidas e intermedias-ácidas



(3) CUATERNARIO

Formación San Salvador (Pleistoceno- Holoceno)

De acuerdo a la Nomenclatura Estratigráfica de la Misión Alemana se distingue en la zona el siguiente miembro:

Miembro S4: “Tierra Blanca”: piroclásticos ácidos y epiclásticos, volcánicos subordinados; localmente efusivos ácidos (S3’b).

Depósitos Recientes:

Suelos residuales y depósitos antrópicos, sobre los que se desarrolla una cobertura vegetal.

La Tabla 6.4 muestra las respectivas unidades litoestratigráficas de la zona y el Plano 02 de Geología - Geodinámica presenta gráficamente las diferentes zonas por la cruza la carretera, además de las unidades litológicas.

6.4.2.2. RASGOS GEOMORFOLOGICOS

Las geoformas se encuentran estrechamente controladas por las estructuras resultantes de los procesos tectónicos y volcánicos recientes. Predomina el relieve de colinas altas, el mismo que se encuentra disectado por cursos de agua menores, cuya evolución está controlada por la vegetación, presentando pendientes moderadas a abruptas. Es así que en esta unidad geomorfológica se desarrolla la mayoría del trazo, en corte abierto.



La denominada Cadena Costera (Cadena de Bálsamo), corresponde a relieves de alta montaña, cuya altura máxima sobrepasa los 2000 msnm. Está representado en la zona de trabajo por Sierra La Libertad – San Salvador – San Vicente. Allí se ubican el Volcán San Salvador (1959.97 msnm) y Volcán San Vicente (2181.74 msnm), por su parte otro rasgo geomorfológico es la depresión donde se emplaza el Lago Ilopango, que es producto de la colapso de una caldera.

6.4.2.3. GEODINAMICA EXTERNA

En la generación de los fenómenos de Geodinámica Externa intervienen directa y/o indirectamente factores estáticos y factores dinámicos. Los factores estáticos son:

- ✚ Factores topográficos
- ✚ Factores estructurales (fallas, estratificación, fracturas, pliegues, etc.) Litológicos (suelos y rocas)
- ✚ Factores hidrogeológicos

Y los factores dinámicos de mayor importancia son:

- ✚ La acción de lluvia
- ✚ La actividad sísmica
- ✚ La gravedad

Como parte de la evaluación de geodinámica externa, se han identificado fenómenos activos y/o potenciales de movimientos de masa dentro de la franja de la carretera entre el km 50+840 y km 55+160.



Dentro de los fenómenos identificados, tenemos: Derrumbes, Deslizamientos, Caída de rocas.

DERRUMBES

Se caracterizan por la caída repentina de una porción de suelo o roca por pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante. No presenta plano o superficie de deslizamiento.

DESLIZAMIENTOS

Se caracterizan por el deslizamiento pendiente abajo y hacia fuera, de pequeñas o grandes masas de suelo, rocas, rellenos artificiales, en un talud natural o artificial. Presenta una superficie de falla por donde se produce el movimiento.

CAIDA DE ROCA

Se caracteriza por la caída violenta de fragmentos o porciones de roca de diversos tamaños, en forma libre, salto, rebote, y rodamiento.

En el Plano 02 (Geológico-Geodinámico) donde se detallan las características particulares y ubicación de los fenómenos identificados, el esquema volcánico-estratigráfico y un cuadro de fenómenos de geodinámica externa

6.4.3. ESTABILIDAD DE TALUDES

Para la evaluación del nivel de riesgo de los taludes se realizó la recopilación de las características geológicas - geotécnicas de los materiales que conforman dichos taludes, y su probable incidencia sobre la vía, para este fin se utilizó la plantilla de evaluación que se muestra en la Tabla 6.5 la que sirvió de base para la determinación del Factor de Riesgo.



6.4.3.1. EVALUACION DEL NIVEL DE RIESGO

Luego de evaluadas las características geológicas - geotécnicas particulares de la Carretera Panamericana CA-1, Tramo km 50+840 – 55+160, identificado la susceptibilidad de los taludes ante los eventos sísmicos desencadenantes, así como su comportamiento histórico (identificación de paleorelieves asociados a movimientos de remoción en masa anterior), y fenómenos de geodinámica externa actuantes, se ha evaluado el nivel de riesgo mediante tablas de síntesis que permita en forma fácil y rápida, establecer el mismo, para cada subtramo de la carretera y determinar el riesgo según la Tabla 6.5 en su parte inferior donde se muestra la existencia de cuatro niveles de riesgo: Leve, Moderado, Crítico y Muy Crítico con su respectiva valoración.

La evaluación del Nivel de Riesgo toma como parámetros determinantes la topografía, volumen en movimiento, la velocidad con que se desarrolla el fenómeno (el cual depende de la pendiente del talud, forma de la superficie de rotura y propiedades físicas de los materiales, principalmente) y los daños que puede ocasionar (humanos y materiales).

Se complementó la información con datos como: altura del talud, pendiente del talud, características geológicas (litología), humedad del medio (presencia de agua superficial y subsuperficial en el material), con lo cual se tiene una evaluación más integral.



Los taludes pueden estar en evolución progresiva ó nula. En cuanto al factor topográfico se toma como referencia la pendiente de los taludes: suaves (menores a 10°), medianos (10-30°), y fuertes (mayores de 30°).

El volumen de material movido ó inestable, expresado en metros cúbicos, se ha clasificado en rangos menores de 10, 10-100, 100-1000, y mayores de 1000m³. Respecto a los daños materiales probables ó existentes, se consideran en ligeros, intermedios y catastróficos, según la magnitud ó la probabilidad del fenómeno.

La evaluación del tramo en estudio se presenta en el Anexo D, en donde se muestran las tablas de evaluación del nivel de riesgo haciendo uso de la metodología antes descrita.

6.4.3.2. CARACTERISTICAS GEOLÓGICO-ESTRUCTURALES DE LOS TRAMOS CRITICOS

Se considera que un talud se encuentra en un nivel de riesgo **Críticos** a los taludes que representan un peligro elevado para la carretera, es decir, que de ocurrir un deslizamiento y/o derrumbe importante no sólo obstaculizará el tránsito vehicular, sino que puede dañar las estructuras tales como cunetas, alcantarillas, plataforma y principalmente puede cubrir la totalidad de la vía obstaculizando el tránsito vehicular. Los tramos de progresiva 53+860-51+060, 51+340-51+420 y 51+640-51+700 tiene un nivel de riesgo de Crítico.



Los taludes de un nivel de riesgo **Muy Crítico** son aquellos taludes que se encuentran con evidencia de activación y que representan un serio problema para la carretera; es decir que de ocurrir un deslizamiento y/o derrumbe dañará las estructuras tales como cunetas, alcantarillas, plataforma vial, y principalmente cortará el tránsito vehicular por un tiempo prolongado. El tramo de progresiva Km. 53+060-53+280 presentó este nivel de riesgo.

De acuerdo a la evaluación de riesgo, se han determinado cuatro(04) zonas críticas, que a continuación se detallan:

ZONA CRITICA N° 01

El nivel de riesgo de esta zona se encuentran en la Tabla 6.5, la zona presenta características tales como:

Ubicación(Km)	: 50+800 – 51+060
Lado de la Carretera	: Izquierdo
Tipo de Fenómeno	: Derrumbe
Unidad Estratigráfica	: Fm. Cuscatlán (miembro C1)
Unidad Geomorfológica:	Colinas Altas (zona de ladera)
Unidad Geotécnica	: Talud superior, en corte cerrado
Inclinación del Talud	: 35° (material caído) 50° (talud)
Altura del talud	: 25 – 30m
Nivel de Riesgo/Valoración:	Crítico / 11
Factor de Humedad	: Presencia de manchas y filtración de agua en la parte alta del talud.
Factor Desencadenante:	Sismo
Condiciones	:



El talud originalmente con pendiente promedio de 70° aprox. falló como consecuencia del sismo de Febrero del 2001; se observan agrietamientos en la parte alta del talud de relieve llano a subhorizontal y se aprecian hasta 10m mas allá del borde más alto de la escarpa principal.

La superficie de falla irregular afectó el frente del talud; material deslizado cubrió totalmente la vía izquierda de la autopista, afectando además un muro de retención ubicado al pie del talud. El volumen movilizado supera los 45,000m³ aprox.

ZONA CRITICA N° 02

El nivel de riesgo de esta zona se encuentran en la Tabla 6.6, la zona presenta las siguientes características:

Ubicación	:	km 51+340 – km 51+420
Lado de la Carretera	:	Izquierdo
Tipo de Fenómeno	:	Deslizamiento en cuña
Unidad Estratigráfica	:	Fm. Cuscatlán (miembro C1)
Unidad Geomorfológica:		Colinas Altas (zona de ladera)
Unidad Geotécnica	:	Talud superior, en banqueta
Inclinación del Talud	:	35° (material caído) 70° (talud)
Altura del talud	:	45 – 50m
Nivel de Riesgo/Valoración:		Crítico / 11
Factor de Humedad	:	Presencia de filtración de agua en el frente fallado.
Factor Desencadenante:		Sismo
Análisis Estructural	:	



Estructuralmente se tiene cuatro (04) familias de discontinuidades (fallas), predominantes.

Familia N° 01 :	DB 184° B 51°
Familia N° 02 :	DB 61° B 78°
Familia N° 03 :	DB 180° B 78°
Familia N° 04 :	DB 96° B 82°

A fin de establecer el grado de influencia de estas familias en la estabilidad del talud, donde a priori se observa un control estructural y su relación con la orientación del trazo (en curva) con respecto a estos, se ha efectuado el análisis de estabilidad para deslizamiento planar, cuña y volteo, apoyado en el programa Conteo (Las salidas se encuentran en el Anexo E). Cabe señalar que el talud fallado evidencia in-situ un control estructural.

Para falla Planar: Existe ligera tendencia a este tipo de falla asociada a las discontinuidades agrupadas a la Familia N° 01 de DB 184° B 51°.

Para falla por Cuña: Condición crítica, cuñas potencialmente inestables conformadas por los planos de discontinuidades agrupadas a la Familia N° 01 con los planos de la Familia N° 4 de DB 96° B 82°. Así mismo existe tendencia a falla en cuña de la combinación de la Familia N° 01 con el plano de discontinuidades agrupados en la Familia N° 02 DB 61° B 78°.

Para falla por Volteo: La combinación de las discontinuidades agrupadas en la Familia N° 02, con las discontinuidades agrupadas en la Familia N° 04, constituyen una condición crítica.



Correlacionando el comportamiento de las discontinuidades en el tramo crítico, con el análisis realizado en las proyecciones estratigráficas, se concluye que el mecanismo principal de falla es el tipo cuña.

Se remarca la sensibilidad sísmica a lo largo de la dirección NW-SE, representado en este caso por la Familia N° 01 DB 184° B 51° y en segundo término por la Familia N° 04 DB 96° B 82°, de orientación general NE-SW, que se presume subordinada a la primera, coincidiendo en este caso con el marco tectónico de El Salvador.

ZONA CRITICA N° 03

La hoja de evaluación del nivel de riesgo se muestra en la Tabla 6.7, las características de dicha zona se describen a continuación:

Ubicación	:	km 53+060 – km 53+280
Lado de la Carretera	:	Izquierdo
Tipo de Fenómeno	:	Deslizamiento traslacional
Unidad Estratigráfica	:	Fm. Bálsamo (miembro b3)
Unidad Geomorfológica:		Colinas Altas (zona de ladera)
Unidad Geotécnica	:	Talud superior
Inclinación del Talud	:	40° (material suelto) 40° - 56° (Talud)
Altura del talud	:	150 – 170m
Nivel de Riesgo/Valoración:		Muy Crítico / 13
Factor de Humedad	:	Filtración de agua en el frente del escarpe principal.
Factor Desencadenante:		Sísmo



Condiciones:

El deslizamiento principalmente compromete ambas vías de la carretera entre el km 53+040 y el km 53+280, se desplazó a través de una superficie de falla de forma regularmente plana. El volumen remocionado superó los 400,000m³. Se generaron dos movimientos, el primer movimiento ocurrió con el sismo de Enero – 2001, mientras que el segundo se desencadenó como consecuencia del Sismo de Febrero- 2001.

Se observa un claro control estructural, reportándose deslizamientos menores en años anteriores a los eventos citados, pero asociados a actividades antrópicas (extracción de material en la zona).

La presencia de grietas paralelas al contorno de la parte alta del escarpe principal, extiende su influencia entre 20 y 30m hacia la cabecera del deslizamiento que presenta pendiente aproximada de 40°, con saltos menores a 0.15m, hasta donde el relieve es llano a subhorizontal.

Se aprecia notoria presencia de flujo de agua en el frente de la escarpa principal.

Análisis Estructural:

En la zona del Proyecto, del Análisis Estereográfico se han diferenciado cuatro (04) familias de discontinuidades(fallas) predominantes:

Familia N° 01 :	DB 184° B 51°
Familia N° 02 :	DB 61° B 78°
Familia N° 03 :	DB 180° B 78°
Familia N° 04 :	DB 96° B 82°



Cabe señalar que existe particular concentración de fallamientos en este sector (estructuralmente sensible).

A fin de establecer el grado de influencia de estas familias en la estabilidad de los taludes, se analizan los datos tomados en el campo respecto a la orientación e inclinación del talud de este sector, mediante el programa Conteo, para falla planar, cuña y volteo (ver diagramas resultantes en el Anexo F).

Para Falla Planar: Condición crítica para este tipo de falla de los planos de discontinuidades agrupados en la Familia N° 01 DB 184° B 51°, cuyo polo se ubica nítidamente dentro de la zona crítica.

Cabe señalar que la superficie de falla del deslizamiento ocurrido en este sector, pertenece a esta Familia.

Para Falla por Cuña: La combinación de las familias agrupadas en la Familia N° 01 y Familia N° 04, constituyen cuñas potencialmente inestables (condición crítica).

Para Falla por Volteo: Tendencia al volteo de las familias agrupadas en la Familia N° 01.

El análisis de los resultados de las proyecciones estereográficas y su correlación con las evidencias de campo, se concluye que el tipo de falla principal es la **planar**, subordinándose los demás tipos de falla a ésta. Cabe señalar que la superficie del deslizamiento que afectó el talud entre el Km 53+060– Km 53+280, pertenece a esta familia.



6.5. GEOTECNIA Y MECANICA DE SUELOS

Las investigaciones geotécnicas y de mecánica de suelos desarrolladas para analizar la estabilidad de los taludes de la Carretera Panamericana CA-1, en el sector de las curvas de La Leona, comprendido entre el Km. 50+860 y el Km. 55+160, son:

6.5.1. SONDAJES PROFUNDOS

La Tabla 6.8 muestra la ubicación de los sondajes realizados para cada uno de los deslizamientos y la profundidad de éstos. Las perforaciones fueron del tipo diamantinas a rotación (diámetro interno mínimo entre 63 mm y 96 mm) con recuperación de muestras alteradas e inalteradas, así también se recuperaron núcleos continuos. Los registros de las perforaciones para los deslizamientos N° 1, N° 2 y N° 3 se encuentran en el Anexo G así como las tablas resumen de las perforaciones.

Para esta etapa de exploración se realizaron pruebas SPT, y para el deslizamiento del Km. 53+060 al Km. 53+280, además de lo ya indicado, se ha realizado la instalación de tubos inclinométricos, para el monitoreo de los taludes de dicho sector.

Para la recuperación de muestras inalteradas se hizo uso del tubo Shelby (3”), esta recuperación ha sido limitada, debido a la dureza de los materiales encontrados, habiéndose logrado obtener únicamente dos (02) de este tipo de muestras, donde las condiciones del terreno lo han permitido.



6.5.2. MUESTRAS INALTERADAS Y PRUEBAS SPT EN TALUDES DE DESLIZAMIENTO

Para establecer los parámetros geotécnicos requeridos para el análisis de estabilidad de taludes se extrajeron muestras inalteradas de la superficie expuesta en un número de 23, luego mediante ensayos de corte directo y, ensayos triaxiales (Tipo UU, es decir no consolidado – no drenado), las muestras fueron llevadas a la ciudad de Guatemala, para hacer dichos ensayos por contar con el personal y equipo especializado.

Se hizo ensayos de corte directo en muestras limo arenosas y arenas gravosas y tuvieron que ser remodeladas por su naturaleza y no tiene el tamaño para ensayos triaxiales.

En las perforaciones realizadas en los deslizamientos se realizaron 21 ensayos SPT con recuperación de muestras alteradas, los registros se encuentran en el Anexo H y un resumen de los ensayos se muestran en la Tabla 6.6.

Dado que el deslizamiento 3 presenta un volumen considerable en la parte inferior del talud se realizó 4 pruebas de Penetración Estándar (SPT 16-17-18-19) para investigar el grado de compactación del suelo natural existente, que deberá ser acondicionado como berma de soporte del pie de talud del deslizamiento. Los resultados de las pruebas de Penetración Estándar (SPT), antes indicadas, se presentan en el Anexo H.

6.5.3. PROSPECCION GEOFÍSICA DEL DESLIZAMIENTO 3

Para el deslizamiento 3, también se han realizado prospecciones geofísicas, consistentes en 590 m. de Refracción Sísmica y cinco (05) Sondajes Eléctricos Verticales.



La ubicación de las líneas de refracción sísmica y de los sondajes eléctricos verticales, se detallan en el Anexo I.

➤ **Sísmica de Refracción**

Para estas pruebas se han utilizado equipos del tipo Geometrics Smartseis de 12 canales con registro digital, habiéndose elaborado los perfiles del subsuelo para su interpretación y correlación con los perfiles obtenidos mediante la ejecución de los sondajes profundos.

Las dromocrónicas fueron registradas digitalmente e interpretados en términos de espesores y velocidad de cada capa mediante el software SIP (Seismic Interpretation Package) desarrollado para los formatos digitales de los equipo Geometrics, o similares.

La generación de impulsos sísmicos se efectuó mediante impacto de martillo con disparador en la superficie, con tiros de 10 m del inicio, en el medio y a 10 m del final de cada tendido de geófonos, es decir, tres tiros por dispositivo.

➤ **Resistividad Eléctrica**

En el deslizamiento 3, se efectuaron 5 sondeos eléctricos verticales (SEV) utilizando el método tetrapolar de Schlumberger explicado en el Capítulo II del presente trabajo.

La interpretación automática de la curva de campo se correlaciona tanto con los perfiles de sísmica de refracción, como con los perfiles de los sondeos profundos con perforación diamantina para obtener el modelo geoelectrico de campo.

La Tabla 6.10 muestra un resumen de los datos sísmicos y eléctricos realizados y cuyos resultados son mostrados en el Anexo I.



La información que brinda la geofísica se complementa a la información geotécnica obtenida en sondeos profundos, definiéndose así el perfil del subsuelo que será analizado para determinar la estabilidad de los taludes materia de la presente investigación.

6.5.4. MONITOREO DEL TALUD DEL DESLIZAMIENTO 3

Después de realizadas las perforaciones en el derrumbe del Km. 53+060 al Km. 53+280, se instalaron dos tuberías inclinométricas en los sondajes de 150m y de 30m de dicho sector. El control del deslizamiento es de suma importancia y es por medio de la inclinometría que permite ver si existe un movimiento, así como la detección de algún plano de deslizamiento.

Los registros de inclinometría para los sondajes de 150m y 30m se encuentran en el Anexo J.

6.5.5. RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE MECANICA DE SUELOS

Todo el programa de exploración de campo ha sido complementado con los correspondientes ensayos de laboratorio, habiéndose obtenido como resultado la cuantificación de los principales parámetros de los suelos encontrados.

Los parámetros que han de ser utilizados para el análisis de estabilidad de taludes de los tramos donde han ocurrido los principales deslizamientos, y de los sectores donde existe falla en los terraplenes de la vía, se resumen en las Tablas 6.11, 6.12 y 6.13 para cada uno de los deslizamientos respectivos.



Dichas tablas muestran la clasificación de los suelos, el contenido de humedad, el ángulo de fricción interna, la cohesión, etc., de acuerdo al tipo de ensayo que se ha practicado a cada una de las muestras obtenidas de acuerdo al programa de investigaciones descrito anteriormente.

6.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

6.6.1. INTRODUCCION

En este acápite se presenta el análisis de estabilidad de los taludes críticos de la Carretera Panamericana CA-1 en el tramo Curvas de La Leona en El Salvador dañada por los terremotos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001. Para esta finalidad se realizaron el análisis de estabilidad estático, pseudo-estático y de deformaciones permanentes de cada uno de los taludes.

Para el estudio de los taludes críticos se emplearon los registros de aceleraciones que fueron descritos en acápite 6.3 de sismicidad. Para este fin se usaron los registros sísmicos próximos a las Curvas de la Leona, con distintas amplificaciones de las aceleraciones máximas a 0.5g, 0.75g, 1.00g y 1.50g, y así de esta manera ser utilizados en el análisis de deformaciones permanentes.

El programa SHAKE (Schnabel et al, 1972) y la versión moderna de SHAKE 91 (Idriss y Sun, 1992) permite evaluar la respuesta mediante el análisis unidimensional de propagación de ondas con el uso de modelos lineales equivalentes para el suelo (Seed e Idriss, 1970; Seed et al, 1984), además que nos permitió amplificar el sismo hasta las aceleraciones máximas descritas en el párrafo anterior.



En el cálculo de las deformaciones permanentes producidas en el talud por la acción sísmica se usó el método de Newmark, haciendo uso de hojas de cálculo y programas (Alva Hurtado e Infantes, 2000). Cabe resaltar que en el cálculo de la deformación permanente es necesario además de un registro de un sismo de diseño, una superficie de falla dada y un el valor de la aceleración de fluencia calculada por el método de equilibrio límite.

Los cálculos de la deformación permanente se ejecutaron para los tres taludes críticos en su condición antes del sismo para verificar su falla y luego de realizada la estabilización del talud para predecir su comportamiento satisfactorio ante el sismo de diseño.

6.6.2. MODELO GEOTECNICO DE FALLA DE TALUDES

La correcta modelación geotécnica de falla de un talud es muy importante y consiste en definir las características de un talud de tal manera de poder explicar satisfactoriamente su comportamiento ante distintas condiciones de esfuerzos y cargas aplicadas, y de esta manera obtener un esquema para la definición de soluciones de estabilización.

En la desarrollo de un modelo geotécnico de los taludes se definen las características topográficas, geológicas, de mecánica de suelos, e hidrogeológicas, así como se definen las cargas ya sea en el mismo talud, el pie o sobre la cabeza del mismo y que pueden afectar la estabilidad del mismo. La correcta caracterización de las fallas ocurridas es importante pues existe una relación cercana entre el tipo de inestabilidad que puede producirse y la naturaleza intrínseca del material.

En el análisis de estabilidad de taludes de los tres casos críticos se ejecutaron las siguientes situaciones:



- ✚ Estabilidad de los taludes pre-sísmicos.
- ✚ Comportamiento inestable del talud durante el sismo y
- ✚ Estabilidad de los taludes con las medidas correctivas para las condiciones sísmicas similares a las del 13 de Enero de 2001.

A continuación se presenta el modelo geotécnico de los tres deslizamientos que se analizan en este estudio:

6.6.2.1. DESLIZAMIENTO N° 1

El deslizamiento N° 1, está ubicado entre las progresivas 50+860 y 51+060 de la Carretera Panamericana, y tiene una longitud de 200 metros, su altura varía de 25 a 30m, la pendiente del talud era de $\frac{1}{2}$ a 1 a $\frac{1}{4}$ a 1 sin bermas y se mantuvo estable durante muchos años, durante el 13 de Enero el talud falló en forma de derrumbe en la mitad superior del talud, el derrumbe se caracteriza por la caída repentina de una porción de sección mas o menos triangular con superficie de falla de forma recta e inclinación mayor de 60° , debido al aumento de cargas producidas por el sismo. La estratigrafía del talud se encuentra en la Tabla 6.11.

6.6.2.2. DESLIZAMIENTO N° 2

El deslizamiento No. 2, está ubicado entre las progresivas 51+340 y 51+420 de la Carretera Panamericana, y tiene una longitud de 80 metros, su altura es de 50m, su pendiente máxima antes del sismo era de $\frac{1}{2}$ a 1, con 3 bermas de ancho variable, distribuidas a lo largo de toda la altura del talud, el talud se mantuvo estable muchos años; durante el terremoto del 13 de Enero el talud falló en forma de deslizamiento rotacional en la mitad superior del talud, es decir, afectando las dos bermas superiores, que colapsaron y ubicándose la superficie de falla del deslizamiento



unos 10 m sobre la primera berma. Posteriormente en el sismo del 13 de Febrero existieron derrumbes adicionales en la parte mas alta del talud fallado debidos al volteo de bloques inestables originados por la falta de apoyo en el pie de los mismos, y por la presencia de grietas en la cabeza del talud producto del primer deslizamiento. Existieron grietas de hasta 15 m mas allá de la escarpa principal. La estratigrafía del talud se encuentra en la Tabla 6.12.

6.6.2.3. DESLIZAMIENTO N° 3

El deslizamiento No. 3, está ubicado entre las progresivas 53+060 y 53+280 de la Carretera Panamericana, en una longitud de 220 metros, su altura es de 150 m, inicialmente la zona de taludes estaba afectada mas o menos hasta una altura de 50 metros debido a la construcción de la Carretera Panamericana, además el área adyacente a la carretera estaba siendo explotada para extraer material para construcción de carreteras, y al momento del deslizamiento no tenía una sección transversal definida, ni medidas de protección como banquetas, por lo que la zona se constituía en zona de derrumbes desde hace muchos años.

El talud fue construido originalmente con dos bermas y con taludes $\frac{1}{2}$ a 1 con una zona de retiro de 15 m, sin embargo la explotación a que fue sometida hizo que se perdiera esta sección y se volviera un talud inestable, especialmente debido a la caída de rocas. Fue así que por el sismo del 13 de Enero, el talud falló en forma de un deslizamiento translacional desde unos 100m de altura hasta el pie del talud y movilizó aproximadamente 400 000 m³, con el sismo del 13 de Febrero hubo un segundo deslizamiento, esta vez rotacional y movilizó unos 10 000 m³. Posteriormente se encontraron grietas que se extienden en forma



mas o menos concéntrica con la falla original hasta 30 m más allá del borde de la escarpa principal del derrumbe. La estratigrafía del talud se encuentra en la Tabla 6.13.

6.6.3. ANÁLISIS ESTÁTICO Y PSEUDO-ESTÁTICO

Para el análisis de estabilidad estático y pseudo-estático de los taludes críticos de las Curvas de La Leona se ha utilizado el método de equilibrio límite en base a la topografía existente antes del sismo, para determinar por un análisis retrospectivo (back analysis) los parámetros existentes antes de la falla de los taludes. Luego mediante la utilización de un coeficiente lateral sísmico consistente con los sismos ocurridos se ha podido verificar la falla del talud. También, con la utilización de esta metodología se ha determinado la aceleración de fluencia a emplearse en el método de cálculo de las deformaciones permanentes con la acción sísmica.

Los métodos de equilibrio límite fueron utilizados en los tres principales derrumbes en la zona en estudio, con el propósito de establecer rangos de valores de las características de resistencia cortante del suelo, que permitan luego ser comparadas con los resultados de los ensayos de laboratorio y entender el mecanismo de falla del talud.

Para realizar el análisis retrospectivo se contó con los perfiles topográficos de los taludes antes de la ocurrencia del sismo. También se contó con coeficientes laterales sísmicos, se usó un coeficiente de 0.25 para el análisis pseudo-estático.

Se realizaron los análisis de estabilidad estáticos y pseudo-estáticos para el talud estabilizado, utilizando los parámetros de resistencia cortante del análisis pre-sismo, el coeficiente lateral sísmico y el talud con las medidas correctivas.



6.6.4. ANÁLISIS RETROSPECTIVO (BACK ANALYSIS)

Siguiendo la metodología dada en los capítulos anteriores, a continuación se explican los resultados obtenidos para cada de los taludes críticos:

DESLIZAMIENTO N° 1

Se analizó la condición del primer deslizamiento para el sismo del 13/01, fallando en forma de derrumbe de los estratos superiores, aplicando el método de bloques deslizantes de Janbu y manteniéndose estable con el sismo del 13/02 con un Factor de Seguridad > 1.0 y respetando los pesos de los suelos encontrados en campo, de esta manera, se han encontrado los siguientes valores para las características físicas de los suelos:

$$\varphi = 35^\circ$$

$$c = 35 \text{ KPa (0.35 kg/cm}^2\text{)}$$

Estos resultados son válidos para las dos capas superiores de suelo, el back analysis se muestra en la Fig. 6.17 con un coeficiente sísmico de 0.25g.

DESLIZAMIENTO N° 2

El derrumbe se da en los 27 metros superiores, afectando cinco estratos de limos, arenas y gravas en general bastante consolidadas considerándose como tobas, se ha hecho un análisis de la falla para el sismo del 13/01 considerando el tramo fallado como homogéneo, de esta manera se tiene que para un coeficiente sísmico horizontal de 0.25, el talud falla con una superficie rotacional de acuerdo al análisis de Bishop Modificado con un FS < 1.0 con los siguientes parámetros:



$$\varphi = 33^\circ$$

$$c = 30 \text{ kN/m}^2 (0.30 \text{ Kg/cm}^2)$$

El back analysis se muestra en la Fig. 6.18.

DESLIZAMIENTO N° 3

Este deslizamiento fue de carácter translacional, por lo que para el análisis retrogresivo se ha recurrido a los métodos de bloques deslizantes de Rankine y Janbu, ya que se conoce la superficie de falla y que se han podido definir basándose en levantamientos topográficos antiguos cual era el perfil del terreno natural antes del sismo.

El deslizamiento más grande ocurrió el 13/01 por lo que se ha analizado la falla para un coeficiente sísmico horizontal de 0.25, considerando para fines de este análisis un talud de características físicas homogéneas, de esta manera se han obtenido los siguientes valores:

$$\varphi = 40^\circ$$

$$c = 50 \text{ kN/m}^2 (0.50 \text{ kg/cm}^2)$$

El back analysis se muestra en la Fig. 6.19.

Dado que durante el sismo del 13/02 se dió un segundo deslizamiento en la parte alta, se ha hecho un análisis retrogresivo de este bloque, asumiendo una forma de falla rotacional para una aceleración horizontal de 0.20g, resultando los siguientes valores para el ángulo de fricción y la cohesión:

$$\varphi = 40^\circ$$

$$c = 20 \text{ kN/m}^2 (0.20 \text{ kg/cm}^2)$$

El back analysis se muestra en la Fig. 6.20.



Este estrato inferior está por supuesto menos consolidado y había quedado con grietas verticales después del primer sismo, lo que ha influido para que los resultados del análisis sean menores.

6.6.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PRE- Y POST-SISMO

En este acápite se ha procedido a correlacionar los resultados del ángulo de fricción interna y cohesión procedentes de pruebas triaxiales, pruebas de Corte Directo, Correlación de Resultados SPT y Análisis Retrospectivo, para definir todas las propiedades necesarias para proceder a los análisis de estabilidad pre y post sismo.

Los análisis pre-sismo sirven para determinar si el modelo asumido sigue siendo consistente en cuanto a su respuesta a los sismos de diseño, de tal manera que puedan usarse mas tarde para los diseños que se vayan definiendo.

El análisis pre-sismo para el derrumbe N° 1 arroja los siguientes resultados:

Según los resultados de las pruebas de laboratorio se verificó la estabilidad del talud antes del sismo para condiciones estáticas, los datos utilizados en este análisis fueron

Tipo de Suelo	ϕ (grados)	Cohesión(kg/cm ²)
CL	41	0.045
SM	26.5	0.085
SW	45	0.0

Con estos datos se obtiene un Factor de Seguridad de 0.45 (Fig. 6.20) para condiciones estáticas, lo cual significa que el talud sería inestable para condiciones estáticas, lo cual no corresponde a la realidad, ya que el



talud se mantuvo estable para condiciones estáticas durante muchos años, en el back analysis realizado anteriormente se definieron valores característicos para el talud de $\phi = 35$ grados y $c = 0.35$ kg/cm², sustituyendo estos valores para los dos estratos superiores, se logra un FS en condiciones estáticas de 1.11 (Fig. 6.21), lo cual significa que el talud es estable.

Se realizó el análisis pre-sismo para el deslizamiento N° 2 y se obtuvieron los resultados siguientes:

Para la condición estática antes del sismo se tiene un factor de seguridad de 1.39 (Fig. 6.22) de acuerdo al análisis de falla rotacional de Bishop Modificado, y FS = 0.97 (Fig. 6.23) para una coeficiente horizontal de 0.25, lo cual corresponde con lo observado.

El análisis pre-sismo para el deslizamiento N° 3 arroja resultados consistentes, ya que se tiene un FS = 0.96 (Fig. 6.24) para un coeficiente sísmico horizontal de 0.25, FS = 1.04 (Fig. 6.25) para 0.20g y FS = 1.42 (Fig. 6.26) para la condición estática.

Así de esta manera el análisis pre-sísmico permite dar una explicación satisfactoria de los deslizamientos ocurridos, tanto en la fase estática como ante la condición sísmica, de esta manera, se consideran que las propiedades de los suelos son lo bastante cercanas a la realidad y que pueden ser tomadas como base para los cálculos futuros, donde en la siguiente fase se definirán las medidas de rehabilitación de los taludes, es decir, volverlos estables para condiciones sísmicas como las experimentadas en el evento del 13/01/2001.



El análisis post-sismo del Deslizamiento N° 1 para las condiciones del talud estabilizado y un coeficiente sísmico de 0.25g arroja un valor de factor de seguridad de 1.10 con el programa Slope/W (Fig. 6.27) y 1.18 en el programa Pcstabl (Fig. 6.28); el Deslizamiento N° 2 para las condiciones de talud estabilizado y un coeficiente sísmico de 0.25g tiene un factor de seguridad de 1.375 con el programa Slope/W (Fig. 6.29) y 1.25 con el programa Pcstabl (Fig. 6.30); finalmente el Deslizamiento N° 3 con las condiciones de talud estabilizado y coeficiente sísmico de 0.25g tiene un factor de seguridad de 0.961 con el programa Slope/W (Fig. 6.31) y 1.06 con el programa Pcstabl (Fig. 6.32).

6.6.6. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES

Para la condición de servicio de un talud luego de un sismo está controlada por las deformaciones, más aún si se trata de taludes, que como se sabe, ante la ocurrencia de una falla significa un grave peligro, pudiendo provocar en el peor de los casos una catástrofe ambiental y muertes. De esta manera para la evaluación de los desplazamientos permanentes de los taludes se consideró el método de Newmark.

Para el caso de los taludes naturales de las Curvas de La Leona se ha establecido valores límites de hasta 10 cm, ya que se trata de materiales susceptibles a la vibración.

6.6.6.1. CÁLCULO DE DEFORMACIONES PERMANENTES CON SISMOS DE DISEÑO

Se hizo uso del programa para realizar el cálculo de deformaciones permanentes con el método de Newmark llamado DESPLA, este programa está basado en la publicación de Houston et al (1987), además el algoritmo de cálculo fue implementado a una hoja Excel para obtener resultados gráficos de forma inmediata y que son presentados en los cálculos siguientes.



Los valores de las aceleraciones de fluencia han sido determinados para dos tipos de falla; una falla que corresponde a la totalidad del talud y otra a la mitad del talud, ya que corresponde a lo que se ha observado durante la acción sísmica de los sismos de Enero y Febrero del 2001.

Para los sismos de diseño, por la cercanía a la zona de Las Curvas de La Leona se utilizaron los registros de la Unidad de Salud San Pedro Nonualco en La Paz y del Hospital Santa Teresa en La Paz para el sismo del 13 de Enero del 2001 y el registro del Hospital Santa Gertrudis en San Vicente para el sismo del 13 de Febrero del 2001. Se debe anotar que no se contó con registros de aceleraciones en San Vicente para el sismo del 13 de Enero.

Los cálculos se realizaron para los deslizamientos N° 1, N° 2 y N° 3, para lo cual se hizo uso de los valores de aceleraciones máximas registradas y los registros sísmicos amplificadas a valores de 0.5, 0.75, 1.0 y 1.5g como aceleración máxima, este procedimiento fue posible con el programa SHAKE, el cual logra aumentar en forma proporcional los valores del registro a aquellos valores de aceleración máxima supuestos. Por la clase de suelos encontrados en las investigaciones de campo y la forma del talud es indudable que existió una amplificación de las aceleraciones, dado esto una suposición ingenieril fue utilizar amplificaciones de hasta tres veces.

La Tabla 6.14 presenta los resultados de los cálculos de las deformaciones permanentes para los tres deslizamientos en la condición pre-sísmica. Estos valores de deformación permanente son para una falla al 50% del talud y para una falla total de los mismos, así mismo se usaron los registros nombrados anteriormente.



El análisis de los resultados de las condiciones pre-sismo nos indican que para una falla del 50% del talud, el sismo registrado en **San Pedro Nonualco** se consideró como el de mayor importancia por presentar una máxima aceleración y un contenido de frecuencia mayor que los registros de Santa Teresa y Santa Gertrudis, se notó que tal registro producía deformaciones permanentes menores a los 8.5 cm en los tres taludes; sin embargo con una amplificación a 0.75 g para el mismo mecanismo de falla se desarrollarían deformaciones permanentes en el talud mayores a 20 cm, que impondrían la falla del mismo.

Estos valores resultan ser inferiores a los que se proponen para presas de tierra y terraplenes, pero dado el caso de ser taludes naturales, constituidos por materiales volcánicos se justifica la utilización de un valor límite mucho menor.

De la misma manera se presentan los resultados obtenidos para deformaciones permanentes en los taludes estabilizados en la Tabla N° 6.15.

En el Anexo K se muestran las salidas de la hoja de cálculo que realiza el análisis de deformaciones permanentes junto con gráficas que complementan la información, tanto para los taludes en un estado pre-sísmico, así como con las medidas correctivas de estabilización de los mismos.



6.6.7. MEDIDAS CORRECTIVAS

Las medidas correctivas de los taludes presentadas, y los resultados se han descrito anteriormente, satisfacen los criterios de diseño en cuanto a estabilidad de los taludes en condiciones estáticas y bajo carga sísmica, control de la escorrentía superficial y del drenaje subterráneo, control de la erosión, control de la caída de rocas y el adecuado diseño de las estructuras de retención necesarias.

A continuación se presenta la descripción de las medidas correctivas propuestas para cada una de las zonas en estudio:

6.6.7.1. DESLIZAMIENTO N° 1

Movimiento de Tierras

En la zona del derrumbe 1, se debe perfilar el talud entre las progresivas 50 + 860 y 51 + 060 de la siguiente manera:

- ✚ Construir una zona de retiro de por lo menos 3 m de ancho al lado de la carretera.
- ✚ Perfilar el talud hasta una altura de 15 m con una pendiente de $\frac{1}{2}$ a 1.
- ✚ Conformar una berma de 5 m de ancho en la corona de este primer talud.
- ✚ Perfilar el talud con base en la primera berma con una pendiente variable entre $\frac{1}{2}$ a 1 y 1 a 1 tal como se muestra en la planta, hasta alcanzar la cresta existente del talud y desalojar todos los bloques inestables.



Drenaje y Subdrenaje

Para el Control de la Erosión y Drenaje Superficial del talud se proponen los siguientes trabajos:

- ✚ Construcción de dos contracunetas trapezoidales de ancho = 1.2 m y profundidad = 0.3 m revestida de concreto simple $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ colado en el sitio en la berma y al pie del talud y una cuneta de coronación en la cresta del talud, con pendiente hacia el oriente.
- ✚ Construcción de bajaderos de Mampostería de Piedra a mitad del tramo y en el extremo oriental de la contracuneta.
- ✚ Revestimiento de los taludes con malla biodegradable.

Estructuras de Protección

Dado que el estrato superior del talud contiene bolonería aislada es necesaria la construcción de una barrera dinámica para controlar la caída de rocas y su llegada hasta la carretera en la primera berma. También se construirá un muro a base de gaviones y tendrá una sección de ancho = 1.0 m y altura = 2.0 m a lo largo de la orilla de la carretera en toda la longitud del talud corregido.

Las Obras de Estabilización del Deslizamiento N° 1 se encuentran representadas gráficamente en el Plano 03, así mismo el Plano 04 muestra los detalles para la protección del talud tales como las barreras dinámicas y geomantas.



6.6.7.2. DESLIZAMIENTO N° 2

Movimiento de Tierras

En el tramo 51+380 – 51+470 se propone conformar el talud de la siguiente manera:

- ✚ Desde el nivel de la carretera y adyacente a la misma se perfilará el primer talud hasta una altura de 15 metros, en la cresta del cual se construirá la primera berma, la cual tendrá un ancho de 5.0 metros y pendiente longitudinal de 8% hacia el este, que es la necesaria para salvar la diferencia de elevación entre la berma poniente y la oriente.
- ✚ El siguiente talud se conformará con pendiente variable entre $\frac{1}{2}$ a 1 y 0.8 a 1, y tendrá una altura variable entre 13 y 14 metros, y en la corona del cual se construirá la segunda berma.
- ✚ La segunda berma tendrá un ancho = 5 m y pendiente de 10% hacia el Oriente.
- ✚ A continuación se perfilará un tercer talud con pendientes entre $\frac{1}{2}$ a 1 y 1 a 1, con una altura de 10 metros, que termina en la tercera berma.
- ✚ La tercera berma tendrá un ancho de 5.0 metros y pendiente de 10% hacia el oriente.
- ✚ En la tercera berma se iniciará el cuarto y último talud, el cual tendrá pendiente entre $\frac{1}{2}$ a 1 y 1 a 1, con una altura entre 6 y 12 metros, y terminará en la planicie del terreno natural en la cresta del talud.



Drenaje

Para el control de la escorrentía y de la erosión se proponen las siguientes medidas de protección:

- ✚ Construir contracunetas revestidas de forma trapezoidales en las tres bermas y en la cresta del talud, estas bermas deben ser revestidas con concreto simple $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ y serán de sección trapezoidales de 1.2 m de ancho y 0.30 m de profundidad.
- ✚ Los taludes se protegerán por medio de malla de coco biodegradable para fomentar el crecimiento de cobertura vegetal sobre el mismo.

Estructuras de Protección

En este talud no es necesaria la construcción de estructuras de protección.

Las Obras de Estabilización del Deslizamiento N° 2 se muestran en el Plano 05.

6.6.7.3. DESLIZAMIENTO N° 3

Movimiento de Tierras

El movimiento de tierras en el talud se dividió en dos partes, la primera es el desalojo del material procedente del derrumbe y que obstruye la carretera en los cuatro carriles, y la segunda es la conformación de bermas en el talud, tanto en el material derrumbado que se dejará al pie como en el talud mismo en la cabeza y en los laterales inestables.



A continuación se mencionan los trabajos de terracería que fueron ejecutados en la primera etapa de mitigación:

- ✦ En el bloque de suelo derrumbado que se está dejando al pie del talud se conformaron taludes de inclinación 1 a 1, con una berma intermedia de 10 metros de ancho y otra berma superior, con ancho variable entre 5 y 40 metros, estas bermas tienen inclinación hacia afuera de la carretera con una pendiente del 2%, la berma intermedia tiene una pendiente longitudinal igual a la de la carretera es decir, aproximadamente 4%, de tal manera de mantener una elevación de 10 metros superior a la carretera en todos los puntos. La segunda berma está ubicada en una cota constante, entre 18 y 23 metros sobre la carretera, entre esta segunda berma y el terreno natural arriba de la misma fue necesario conformar un talud con pendiente 1 a 1 y con altura variable entre 17 y 27 metros, para hacer una transición entre el talud natural que quedó del derrumbe y la berma. En general, este bloque está separado de la carretera actual una distancia promedio de 9 metros, como zona de retiro.
- ✦ En la cabeza del talud, en la zona más alta donde se inició el derrumbe, que está a 128 metros sobre el nivel de la carretera, se construyeron dos bermas separadas 12 metros entre sí, la primera a 120 metros y la segunda a 132 metros sobre el nivel de la carretera, el ancho de la primera es de 6 metros y el de la segunda de 8 metros que después se amplió a 35 metros, las dos están conformadas sin pendiente longitudinal, pero con pendiente transversal del 2% hacia afuera de la carretera, la primera berma tiene 75 metros de longitud y la segunda 62 m. Los taludes arriba de ambas bermas tienen inclinación 1 a 1.



- ✚ En el extremo oriental de la zona de derrumbe, a unos 90 metros del eje del mismo, se construyó una berma a 54 m sobre el nivel de la carretera, cortando un estrato inestable debido a la presencia de bolonería que puede caer sobre la vía, esta berma tiene un ancho máximo de 15 metros y una longitud de 30 metros, con talud de corte con inclinación de $\frac{1}{2}$ a 1.

Adicionalmente a las medidas constructivas mencionadas, se propone la conformación de otras bermas, como se explica a continuación:

La berma construida como obras de mitigación en el extremo oriental no es suficiente para las condiciones de diseño establecidas en este estudio, por lo cual se propone la construcción de dos bermas, a 75 y 85 m. de altura sobre el nivel de la carretera. Los taludes superiores de las bermas tendrán una inclinación de 1:1. Las bermas llevarán una inclinación transversal de 2% en dirección hacia las “contracunetas”. Las características de las bermas propuestas, se muestran en el Tabla 6.16.

Drenaje y Subdrenaje

Como primera medida para controlar la escorrentía superficial se propone construir contracunetas en todas las bermas, éstas deberán ser revestidas con concreto simple $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$, la sección de las contracunetas será de 1.2 m de ancho y 0.30 m de profundidad, excepto para la segunda berma del bloque inferior, donde la sección será de ancho = 2.0 m y 0.50 m de profundidad.



Dado que en el talud natural colapsado, a la altura de la segunda berma del bloque inferior se observa el flujo de agua subterránea hacia la superficie, será necesario controlarlo mediante la construcción de una galería filtrante que capte esta agua para ser posteriormente conducidas hacia el exterior del bloque. La galería (subdren) será construida de geotextil y tubería perforada de PVC en una longitud de 25 m.

Para proteger los taludes conformados debido a la construcción de las bermas, se recomienda el uso de una cubierta conformada por una geomalla y una biomanta del tipo “fibra de coco”, la cual promueve un rápido crecimiento de hierba y arbustos, que más tarde son la mejor protección contra la escorrentía superficial.

Estructuras de Protección

Para este talud se ha propuesto dos tipos de estructuras de protección, las primeras son las barreras dinámicas para controlar la caída de rocas, ya que se han identificado estratos con la presencia de bolonería aislada de 50 cm de diámetro medio, estas barreras se colocarán en la berma superior del bloque inferior, y en la berma inferior del extremo oriental del derrumbe, en una longitud total de 210 m y una altura de 2m.

El segundo tipo de estructura que se propone es una barrera de protección al lado de la carretera, la cual tiene como finalidad protegerla de los posibles derrumbes que puedan haber en los taludes inferiores principalmente durante las primeras estaciones lluviosas, cuando el material no se ha consolidado ni la cobertura vegetal es suficiente. Esta barrera tendrá una longitud de 170 m.



Adicional a las obras propias de los tres derrumbes, se ha propuesto una protección contra la caída de rocas en el tramo 51+640 – 51+700, con lo cual se cubren todos los tramos calificados en el estudio geológico como críticos o muy críticos.

Las Obras de Estabilización del Deslizamiento N° 3 se muestran en el Plano 06, de la misma manera el Plano 07 contiene los detalles de las Barreras Dinámicas.

Tabla 6.1

Lista de Sismos Destruyores para el Siglo XX

Fecha	Hora (UTC)*	Latitud N (°)	Longitud O (°)	Profundidad (Km)	Magnitud Ms	Intensidad Máxima MM	Fuente Sísmica
19 de Julio de 1912	—	13.87	89.57	10	5.9	VII	Cadena volcánica
7 de Septiembre de 1915	01:20	13.90	89.60	60	7.7	IX	Subducción
8 de Junio de 1917	00:51	13.82	89.31	10	6.7	VIII	Cadena volcánica
8 de Junio de 1917	02:54	13.77	89.50	10	5.4	VIII	Cadena volcánica
28 de Abril de 1919	06:15	13.69	89.19	10	5.9	VII-VIII	Cadena volcánica
21 de Mayo de 1932	10:10	12.80	88.00	150	7.1	VIII	Subducción
20 de Diciembre de 1936	02:43	13.72	88.93	10	6.1	VII-VIII	Cadena volcánica
25 de Diciembre de 1937	23:50	13.93	89.76	10	5.9	VIII	Cadena volcánica
6 de Mayo de 1951	23:03	13.52	88.40	10	5.9	VIII+	Cadena volcánica
6 de Mayo de 1951	23:08	13.52	88.40	10	6	VIII	Cadena volcánica
3 de Mayo de 1965	10:01	13.70	89.17	15	6.3	VIII	Cadena volcánica
19 de Junio de 1982	06:21	13.30	89.40	80	7.3	VII	Subducción
10 de Octubre de 1986	17:49	13.67	89.16	10	5.4	VIII-IX	Cadena volcánica

Fuente: Salazar y otros (1997). La latitud y la longitud se refiere al epicentro. Los datos de intensidad máxima fueron obtenidos a partir del estudio de Grases (1974), Alvarez (1982), Harlow y otros (1993) * UTC: es el tiempo Universal Coordinado, es la hora del Meridiano de Greenwich.

TABLA 6.2

**SISMO DEL 13 DE ENERO DE 2001
UBICACIÓN DE ESTACIONES ACELEROGRAFICAS Y ACELERACIONES MAXIMAS**

Estación	Agencia	Coordenadas		Aceleraciones Máximas %g		
		Latitud N (°)	Longitud O (°)	E-W	N-S	UP
Hospital Sta. Teresa, Zacatecoluca, La Paz ZA (51.2 Km.)*	UCA	13.517	-88.869	-0.29	0.26	-0.28
US San Pedro Nonualco, La Paz NO (61.8 Km.)	UCA	13.602	-88.927	0.5	0.56	0.46
Presa 15 de Septiembre QC (63.9Km.)	CIG	13.616	-88.55	-0.19	0.15	0.12
San Miguel MG (70.0 Km.)	CIG	13.475	-88.183	0.12	0.14	-0.09
US Panchimalco, San Salvador PA (74.5 Km.)	UCA	13.614	-89.179	0.15	0.19	0.1
US Puerto de La Libertad, La Libertad LI (75.0 Km.)	UCA	13.486	-89.327	0.59	1.18	0.65
Hospital San Bartolo, San Salvador BA (79.1 Km.)	UCA	13.704	-89.106	0.19	-0.16	0.18
Colegio Externado San José, San Salvador EX (84.8 Km.)	UCA	13.707	-89.207	-0.29	0.3	-0.15
Hospital San Rafael, Sta. Tecla, La Libertad TE (86.0 Km.)	UCA	13.671	-89.279	-0.49	-0.5	0.24
US Tonacatepeque, San Salvador TO (87.0 Km.)	UCA	13.778	-89.114	0.3	-0.22	0.24
Sensuntepeque, Cabañas SE (90.5 Km.)	CIG	13.867	-88.663	-0.06	0.08	-0.06
Ciudadela Don Bosco, San Salvador DB (92.4 Km.)	CIG	13.733	-89.15	-0.25	-0.22	0.16
Relaciones Exteriores, San Salvador RF (95.6 Km.)	CIG	13.692	-89.25	0.21	0.21	0.19
Relaciones Exteriores, San Salvador RS (95.6 Km.)	CIG	13.692	-89.25	0.32	-0.3	0.33
Cutuco, La Unión CU (96.6 Km.)	CIG	13.333	-87.817	0.08	-0.08	0.06
US Armenia, Sonsonate AR (108.0 Km.)	UCA	13.744	-89.501	0.45	-0.62	-0.22
CEPA Acajutla CA (139.4 Km.)	CIG	13.567	-89.833	-0.11	0.1	0.05
Ahuachapán HA (157.4 Km.)	CIG	13.925	-89.805	-0.21	-0.15	0.12

*Distancia Epicentral

TABLA 6.3

SISMO DEL 13 DE FEBRERO DE 2001
 UBICACIÓN DE ESTACIONES ACELEROGRAFICAS Y ACELERACIONES MAXIMAS

Estación	Agencia	Coordenadas		Aceleraciones Máximas %g		
		Latitud N (°)	Longitud O (°)	E-W	N-S	UP
Hospital San Bartolo, San Salvador BA (10.9 Km.)*	UCA	13.704	-89.106	0.16	-0.11	-0.14
US Panchimalco, San Salvador PA (11.9 Km.)	UCA	13.614	-89.179	-0.1	-0.18	-0.06
Colegio Externado San José, San Salvador EX (18.2 Km.)	UCA	13.707	-89.207	-0.11	-0.12	-0.06
US Tonacatepeque, San Salvador TO (19.0 Km.)	UCA	13.778	-89.114	0.36	0.26	0.23
Hospital San Rafael, Santa Tecla, La Libertad TE (23.6 Km.)	UCA	13.671	-89.279	0.04	-0.04	0.02
Hospital Sta. Teresa, Zacatecoluca, La Paz ZA (24.1 Km.)	UCA	13.517	-88.869	-0.29	0.41	-0.28
Hospital Sta. Gertrudis, San Vicente VI (30.9 Km.)	UCA	13.642	-88.784	-0.22	0.43	0.24
US Puerto de La Libertad, La Libertad LI (31.2 Km.)	UCA	13.486	-89.327	0.11	0.09	-0.03
US Armenia, Sonsonate AR (48.9 Km.)	UCA	13.744	-89.501	0.03	-0.04	-0.05

* Distancia epicentral

TABLA 6.4

UNIDADES LITO ESTRATIGRAFICAS DE LA ZONA

SISTEMAS	SERIE	UNIDAD LITO- ESTRATIGRÁFICA	MIEMBRO
CUATERNARIO	Holoceno	<i>Depósitos recientes</i> <i>Fm.</i>	S4 S3'a S2
	<i>Pleistoceno</i>	<i>San Salvador (s)</i>	
TERCIARIO (NEOGENO)	<i>Plioceno</i>	<i>Fm.</i> <i>Cuscatlán (c)</i>	C1
	<i>Mioceno</i>	<i>Fm</i> <i>Bálsamo (b)</i>	B3 b1

TABLA 6.5

EVALUACION DEL NIVEL DE RIESGO*

ZONA CRITICA Nº 1

Progresiva (Km)		de:	50+860
Margen de la carretera:		a:	51+060
			IZQ.
Características	Fenómeno	DERRUMBE	
Equilibrio Actual	Estable (0)	1	
	Intermedio (1)		
	Crítico (2)		
Evolución	Nula (0)	3	
	Progresiva (3)		
Topografía	Suave < 10° (0)	2	
	Media 10-30° (1)		
	Fuerte > 30° (2)		
Volumen (m³)	<10 (0)	3	
	10-100 (1)		
	100-1000 (2)		
	>1000 (3)		
Daños Materiales	Ligero (1)	2	
	Medio (2)		
	Catastrófico (3)		
Valoración		11	
Altura de Talud (m)		25 - 30	
Pendiente del Talud (°)		50 – 35 (Mat.caído)	
Litología		Tobas, cenizas pumíticas, fragmentos rocosos en matriz limosa.	
Factor de Humedad		Húmedo - Mojado	
Evaluación Integral		Crítico	

Fotografía:



NIVEL DE RIESGO	VALORACION
Leve	0 – 4
Moderado	5 – 8
Crítico	9 – 11
Muy crítico	≥ 12

*Nota: Manual de Ingeniería de Taludes del Instituto Tecnológico Geominero de España

TABLA 6.6

EVALUACION DEL NIVEL DE RIESGO*

ZONA CRITICA Nº 2

Progresiva (Km)		de:	51+340
Margen de la carretera:		a:	51+420
			IZQ.
Características	Fenómeno	DESLIZAMIENTO	
Equilibrio Actual	Estable (0)	1	
	Intermedio (1)		
	Crítico (2)		
Evolución	Nula (0)	3	
	Progresiva (3)		
Topografía	Suave < 10° (0)	2	
	Media 10-30° (1)		
	Fuerte > 30° (2)		
Volumen (m ³)	<10 (0)	3	
	10-100 (1)		
	100-1000 (2)		
	>1000 (3)		
Daños Materiales	Ligero (1)	2	
	Medio (2)		
	Catastrófico (3)		
Valoración		11	
Altura de Talud (m)		45 - 50	
Pendiente del Talud (°)		35 - 70	
Litología		Principalmente tobas medianamente compactas y piroclásticos.	
Factor de Humedad		Húmedo - Mojado	
Evaluación Integral		Crítico	

Fotografía:



NIVEL DE RIESGO	VALORACION
Leve	0 - 4
Moderado	5 - 8
Crítico	9 - 11
Muy crítico	≥ 12

*Nota: Manual de Ingeniería de Taludes del Instituto Tecnológico Geominero de España

TABLA 6.7

EVALUACION DEL NIVEL DE RIESGO*

ZONA CRITICA Nº 3

Progresiva (Km)		de:	53+060
Margen de la carretera:		a:	53+280
			IZQ.
Características	Fenómeno	DESLIZAMIENTO	
Equilibrio Actual	Estable (0)	2	
	Intermedio (1)		
	Crítico (2)		
Evolución	Nula (0)	3	
	Progresiva (3)		
Topografía	Suave < 10° (0)	2	
	Media 10-30° (1)		
	Fuerte > 30° (2)		
Volumen (m³)	<10 (0)	3	
	10-100 (1)		
	100-1000 (2)		
	>1000 (3)		
Daños Materiales	Ligero (1)	3	
	Medio (2)		
	Catastrófico (3)		
Valoración		13	
Altura de Talud (m)		150 - 170	
Pendiente del Talud (°)		45 - 55	
Litología		Secuencia tobácea con presencia de obsidiana deleznable; niveles limo arcillosos con fragmentos.	
Factor de Humedad		Húmedo - Mojado	
Evaluación Integral		Muy Crítico	

Fotografía:



NIVEL DE RIESGO	VALORACION
Leve	0 - 4
Moderado	5 - 8
Crítico	9 - 11
Muy crítico	≥ 12

*Nota: Manual de Ingeniería de Taludes del Instituto Tecnológico Geominero de España

TABLA 6.8**UBICACIÓN DE LOS SONDAJES PROFUNDOS**

Deslizamiento	Denominación	Ubicación	Profundidad de Perforación
No. 1	SL-1	Km 50+860 – km 51+060	30 m (desde la cresta del deslizamiento)
No 2	SL-2	Km 51+340 – km 51+420	50 m (desde la cresta del deslizamiento)
No 3	SL-3	Km 53+060 – km 53+280	150 m (desde la cresta del deslizamiento)
No 3	SL-4	Km 53+060 – km 53+280	30 m (desde el pie de la vía)

TABLA 6.9

RESUMEN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

Muestra	Estado de la Muestra	CORTE DIRECTO ASTM D 3080	TRIAXIAL (UU) ASTM D 2850
M1 - Deslizamiento 1	Remoldeada	c = 0.09 kg/cm ² φ = 26.5°	
M2 - Deslizamiento 1	Remoldeada	c = 0.24 kg/cm ² φ = 3.5°	
M3 - Deslizamiento 1	Remoldeada	c = 0.00 kg/cm ² φ = 59.8°	
M4 - Deslizamiento 1	Remoldeada	c = 0.05 kg/cm ² φ = 40.9°	
M1 - Deslizamiento 2	Remoldeada		c = 0.50 kg/cm ² φ = 32.8°
M2 - Deslizamiento 2	Remoldeada	c = 0.06 kg/cm ² φ = 35.1°	
M3 - Deslizamiento 2	Inalterada		c = 1.10 kg/cm ² φ = 60.4°
M1 - Deslizamiento 3	Remoldeada	c = 0.04 kg/cm ² φ = 37.2°	
M5 - Deslizamiento 3	Remoldeada	c = 0.04 kg/cm ² φ = 47.8°	
M7 - Deslizamiento 3	Remoldeada	c = 0.09 kg/cm ² φ = 38.9°	
M8 - Deslizamiento 3	Remoldeada	c = 0.00 kg/cm ² φ = 55.3°	
M9 - Deslizamiento 3	Remoldeada	c = 0.00 kg/cm ² φ = 38.2°	
M10 - Deslizamiento 3	Remoldeada	c = 0.08 kg/cm ² φ = 32.6°	
M1 - Deslizamiento 3	Remoldeada		c = 0.55 kg/cm ² φ = 44.9°
M2 - Deslizamiento 3	Remoldeada		c = 0.35 kg/cm ² φ = 28.9°
M6 - Deslizamiento 3	Remoldeada		c = 0.68 kg/cm ² φ = 31.2°

TABLA 6.10

RESUMEN DE DATOS SISMICOS Y ELECTRICOS DEL DESLIZAMIENTO 3

Sección Geofísica	Ubicación	Capa	Tipos de Material	Espesor m	Velocidad Onda m/s	Resistividad Electrica Ohm/m
1	Parte alta zona derrumbe	1	Suelo residual, roca y tobas muy alteradas.	10 - 15	420	20
		2	Bloques de roca volcánica, alterados,		1300	60
		3	Lahares con matriz compacta	-		400
2	Berma Superior	1	Roca fracturada y alterada	0 - 25	360	-
		2	Rocas volcánicas moderadamente alteradas	> 25	1500	-
		3	Roca sana, posiblemente lavas		3300	-
3	Berma Inferior	1	Roca fracturada, alterada y suelo	0 - 8	500	30 - 150
		2	Roca alterada	5 - 8	1480	50 - 90 20-200
		3	Riolitas - lavas de buena condición	> 20	2900	-
4	Al sur CA-1	1	Relleno, depósitos de talud	0 - 7	550	20
		2	Lahares	20	1100	60
		3	Riolitas - lavas	-	2000	100
5	CA-1	1	Depósito talud, deslizamientos antiguos	0 - 7	570	140
		2	Lahares	20	1300	90
		3	Riolitas - lavas	-	2700	230

TABLA 6.11

ESTRATIGRAFIA DEL DESLIZAMIENTO 1

Estratos	Espesor (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	Angulo Fricción Interna (°)	Cohesión (KN/m2)	Peso Volumétrico Seco (kg/m3)
Superior	1.50 a 2.20	MH	39	4.5	1637
Segundo	13.5	SM	35	30	1824
Tercer	12	SW	45	0	1527

Nota: No se encontró nivel freático

TABLA 6.12

ESTRATIGRAFIA DEL DESLIZAMIENTO 2

Estratos	Espesor (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	Angulo Fricción Interna (°)	Cohesión (KN/m2)	Peso Volumétrico Seco (KN/m3)
Superior	4.0	ML/OL	35.0	20	17.1
Segundo	4.0	SM	35.1	5.9	12.0
Tercer	20.0	GM	35.0	5.9	16.5
Cuarto	10.5	SW	42.0	20	13.2
Quinto	5.5	SP	42.0	20	12.9
Sexto	12.3	SM	45.0	110	12.0
Séptimo	1.2	GW	32.8	50	23.0
Octavo	11.0	SP	32.8	11	21.8

Nota: No se encontró nivel freático

TABLA 6.13

ESTRATIGRAFIA DEL DESLIZAMIENTO 3

Estratos	Espesor (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	Angulo Fricción Interna (°)	Cohesión (KN/m2)	Peso Volumétrico Seco (KN/m3)
Superior	7.0	ML	34	35	15.7
Segundo	15.8	SM	44	20	11.6
Tercer	5.2	ML	38	35	13.0
Cuarto	10.5	SM	41	59	13.1
Quinto	14.4	Roca fracturada	45	50	17.6
Sexto	18.2	SM	43	30	12.9
Séptimo	2.5	SP	41	10	14.4
Octavo	24.1	Roca fracturada	45	50	21.0
Noveno	16.3	GP/GM	38	10	19.5
Décimo	36.3	SM	42	37	12.4
Undécimo	18.00 a 23.00	SM	34	34.5	12.9

Nota: No se encontró nivel freático

TABLA 6.14

Deformación Permanente para Condiciones Pre-sismo

DESIZAMIENTO	Amax (f)	Ky	Registro San Pedro Nonualco	Registro Santa Teresa	Registro Santa Gertrudis
			Deformación Permanente (m)	Deformación Permanente (m)	Deformación Permanente (m)
Deslizamiento N° 1	0.50	0.21	5.64	1.25	1.19
		0.25	3.29	0.60	0.69
	0.54	0.21	8.28	-	-
	0.75	0.21	34.65	8.21	4.23
		0.25	20.22	4.39	3.10
	1.00	0.21	85.78	27.36	8.39
		0.25	60.19	16.08	6.64
	1.50	0.21	246.09	115.37	19.28
0.25		189.58	76.16	16.20	
Deslizamiento N° 2	0.50	0.25	3.29	1.25	0.69
		0.30	1.23	0.24	0.32
	0.75	0.25	20.22	4.39	3.10
		0.30	9.72	2.23	2.04
	1.00	0.25	60.19	16.08	6.64
		0.30	38.29	8.55	5.04
	1.50	0.25	189.58	76.16	16.20
		0.30	140.98	47.15	13.34
Deslizamiento N° 3	0.50	0.25	3.29	1.25	0.69
	0.75	0.25	20.22	4.39	3.10
	1.00	0.25	60.19	16.08	6.64
	1.50	0.25	189.58	76.16	16.20

TABLA 6.15

Deformación Permanente para los Taludes Estabilizados

DESlizAMIENTO	Amax (f)	Ky	Registro San Pedro Nonualco
			Deformación Permanente (m)
Deslizamiento N° 1	0.75	0.37	5.19
	1.00	0.37	18.22
	1.50	0.37	92.89
Deslizamiento N° 2	0.75	0.51	0.67
		0.57	0.19
	1.00	0.51	6.08
		0.57	3.44
	1.50	0.51	37.5
		0.57	24.56
Deslizamiento N° 3 (Estabilización desarrollada en la primera etapa de mitigación)	0.75	0.292	11.05
	1.00	0.292	41.35
	1.50	0.292	147.95
Deslizamiento N° 3 (Estabilización desarrollada en la	0.56	0.306	2.47

TABLA 6.16

**Dimensiones de Bermas Adicionales para la
Estabilización del Deslizamiento N° 3**

N°	Altura sobre la carretera	Ancho (m)	Longitud (m)
1	75	6	55
2	85	6	40

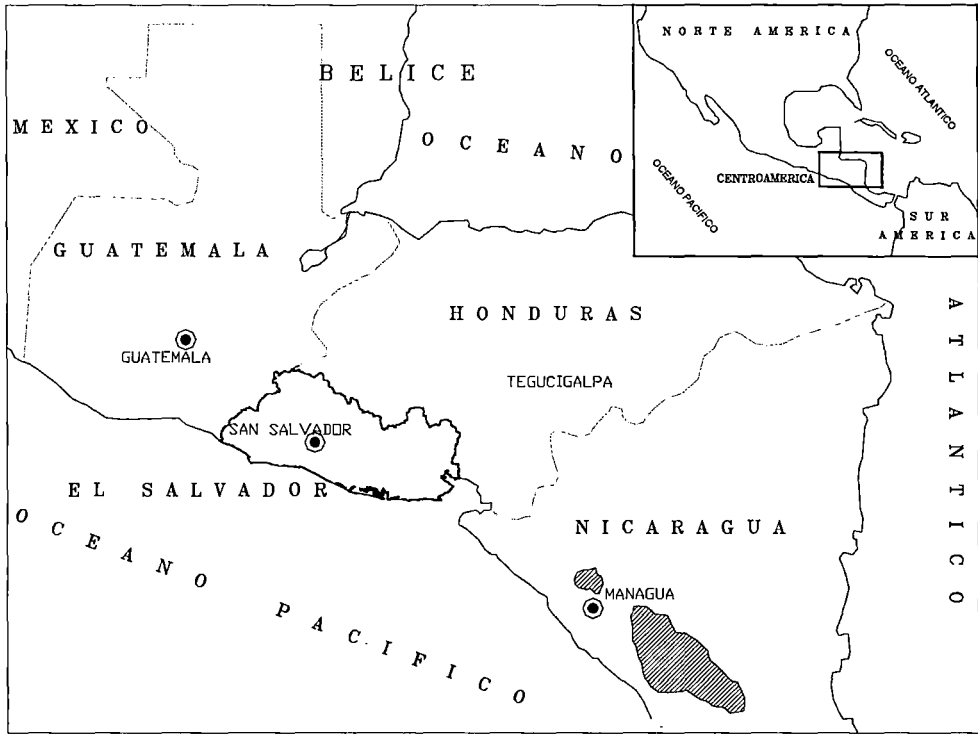


Fig. 6.1 : Plano de Ubicación de la República del El Salvador

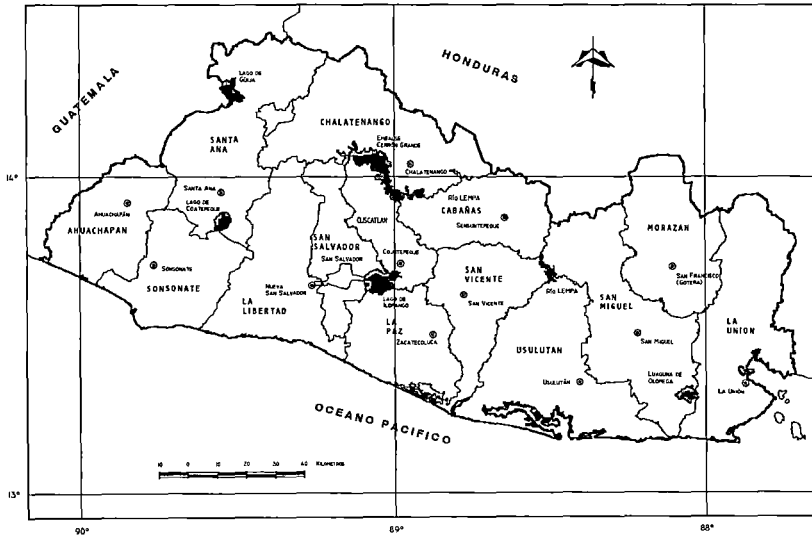


Fig. 6.2 : Mapa de la República del El Salvador

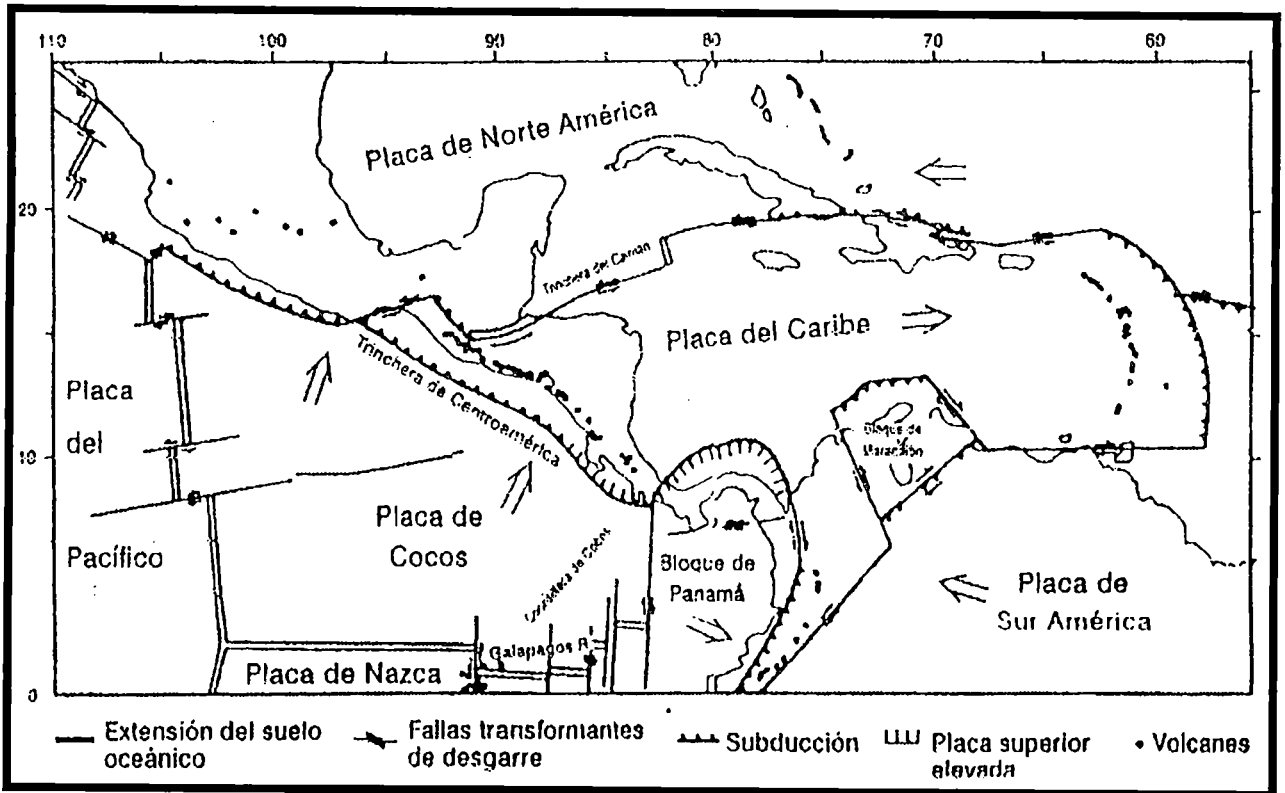


Fig. 6.3 : Mapa Tectónico de Placas para la Región Centroamericana (Weyl, 1980).

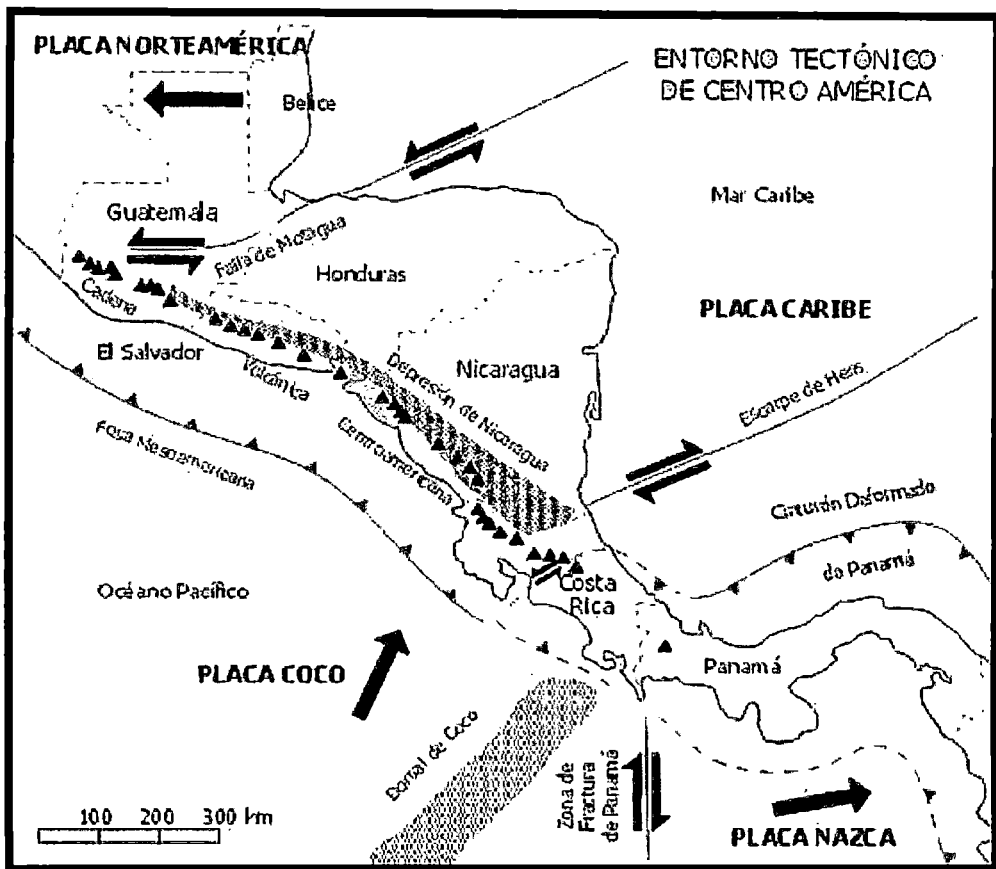


Fig. 6.4 : Mapa de Placas Tectónicas para Centroamérica

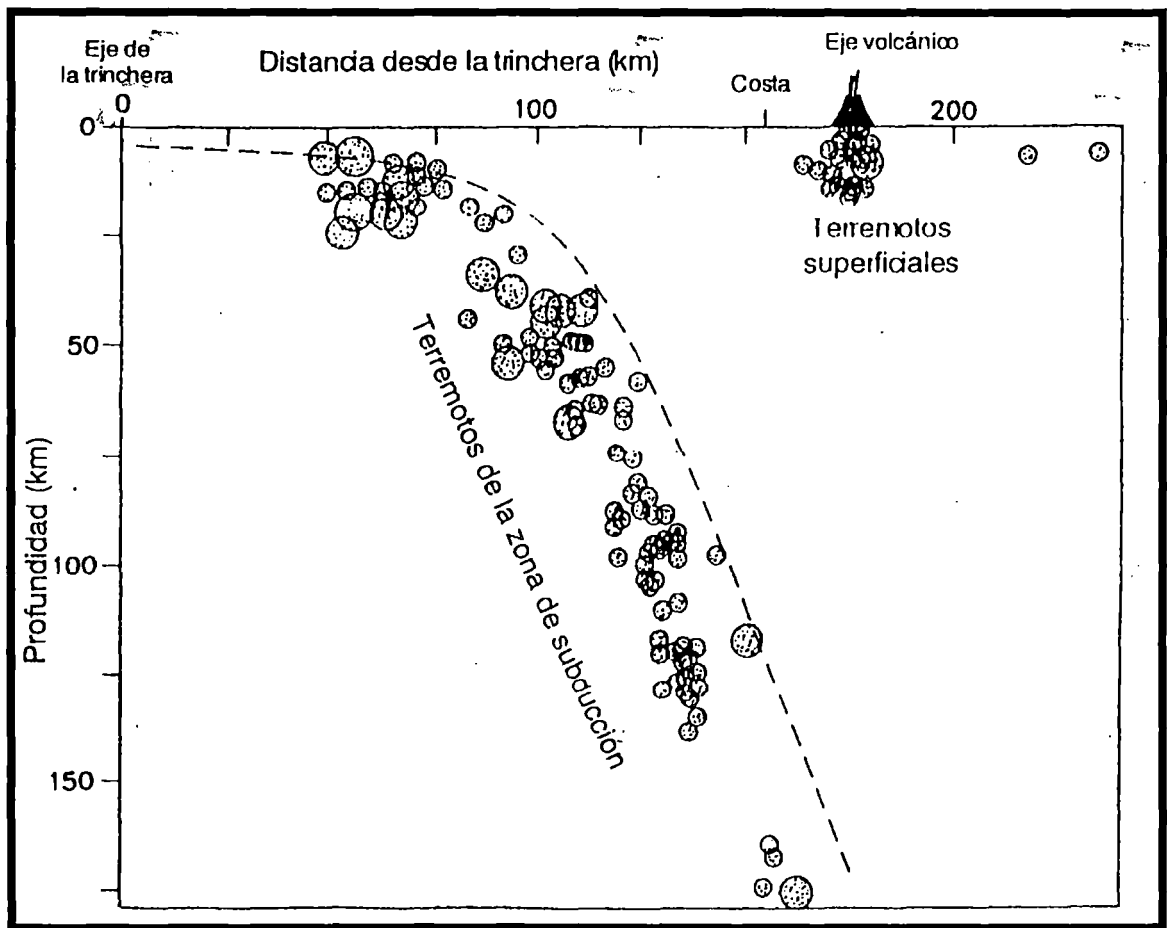


Fig. 6.5 : Sección Transversal para Sismos de Subducción y Continentales. (White y Harlow, 1993)

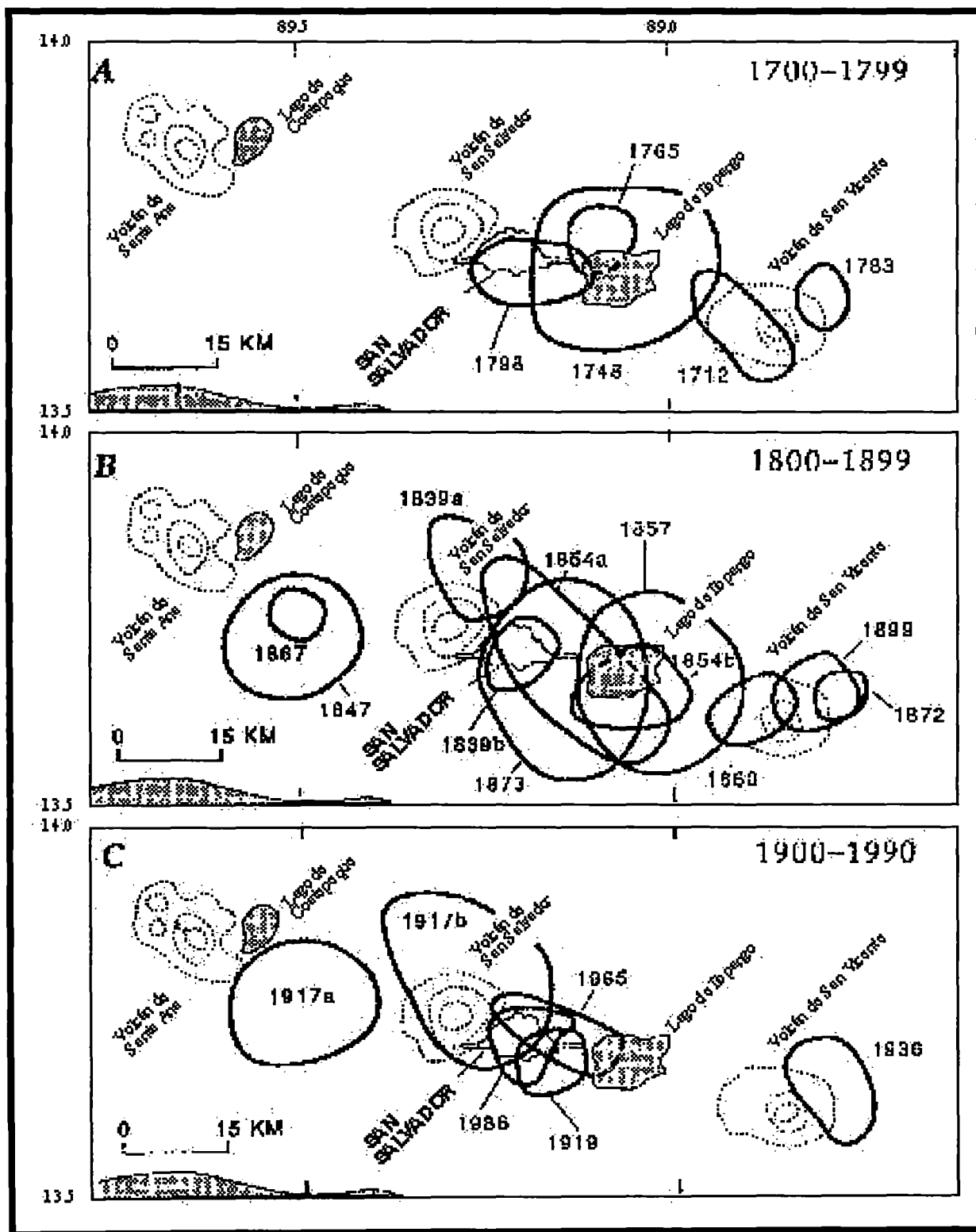


Fig. 6.6 : Mapas de Isosistas de MM>VII de Sismos Continentales en el Salvador. (Harlow et. al, 1993)

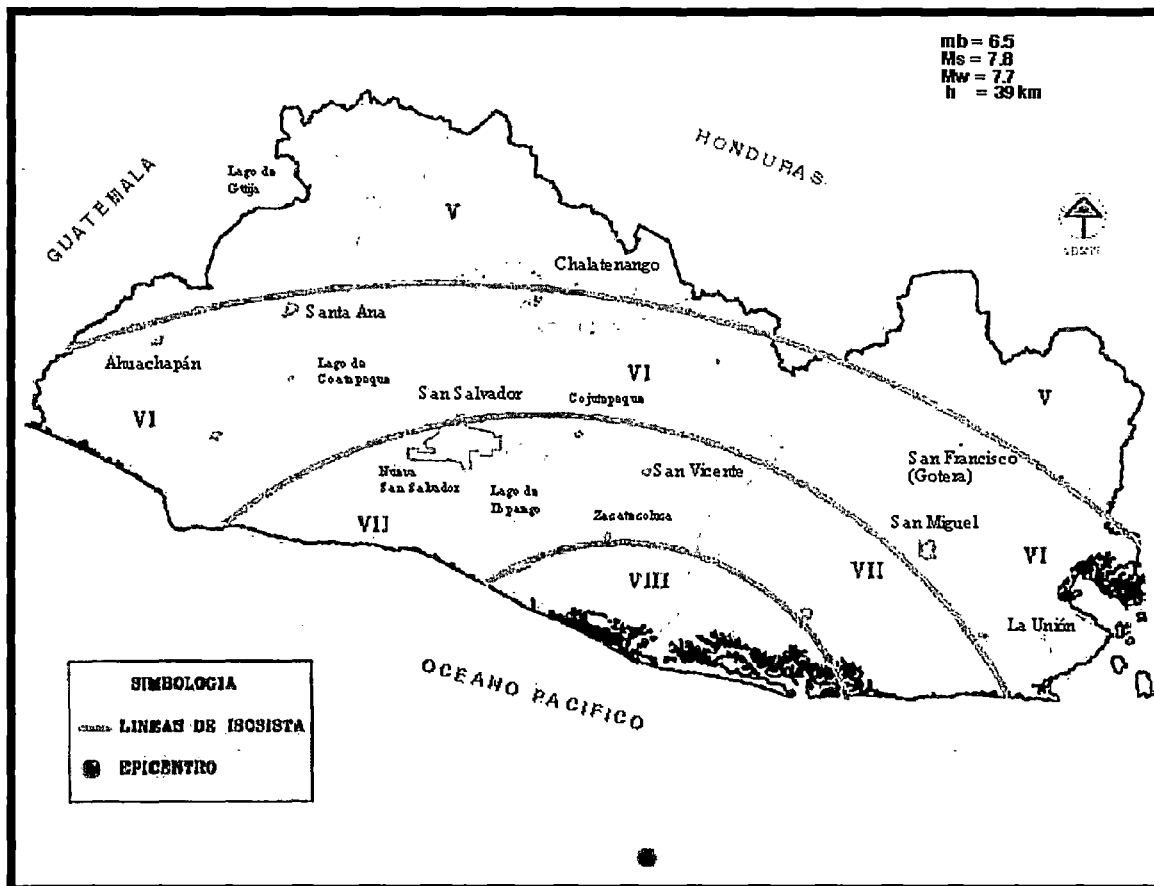


Fig. 6.7 : Mapa de Isosistas en Escala de Mercalli Modificada Sismo del 13 de Enero del 2001 (CIG-MOP)

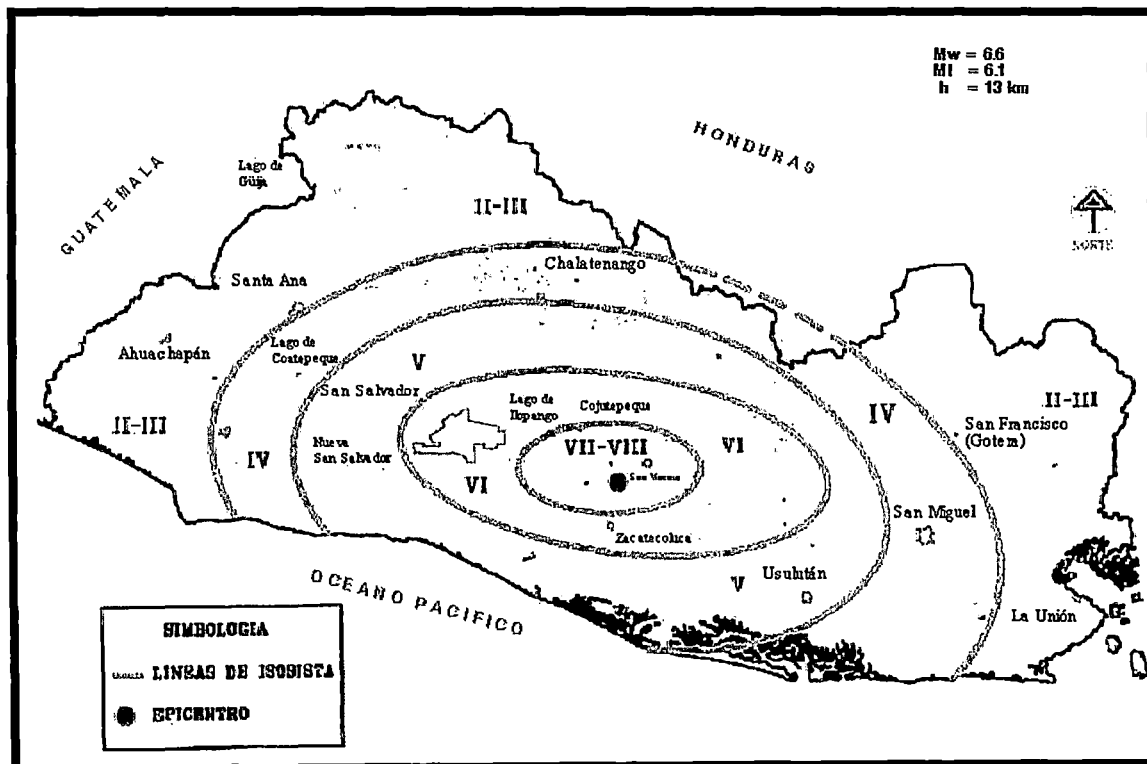


Fig. 6.8 : Mapa de Isosistas en Escala de Mercalli Modificada Sismo del 13 de Febrero del 2001 (CIG-MOP)

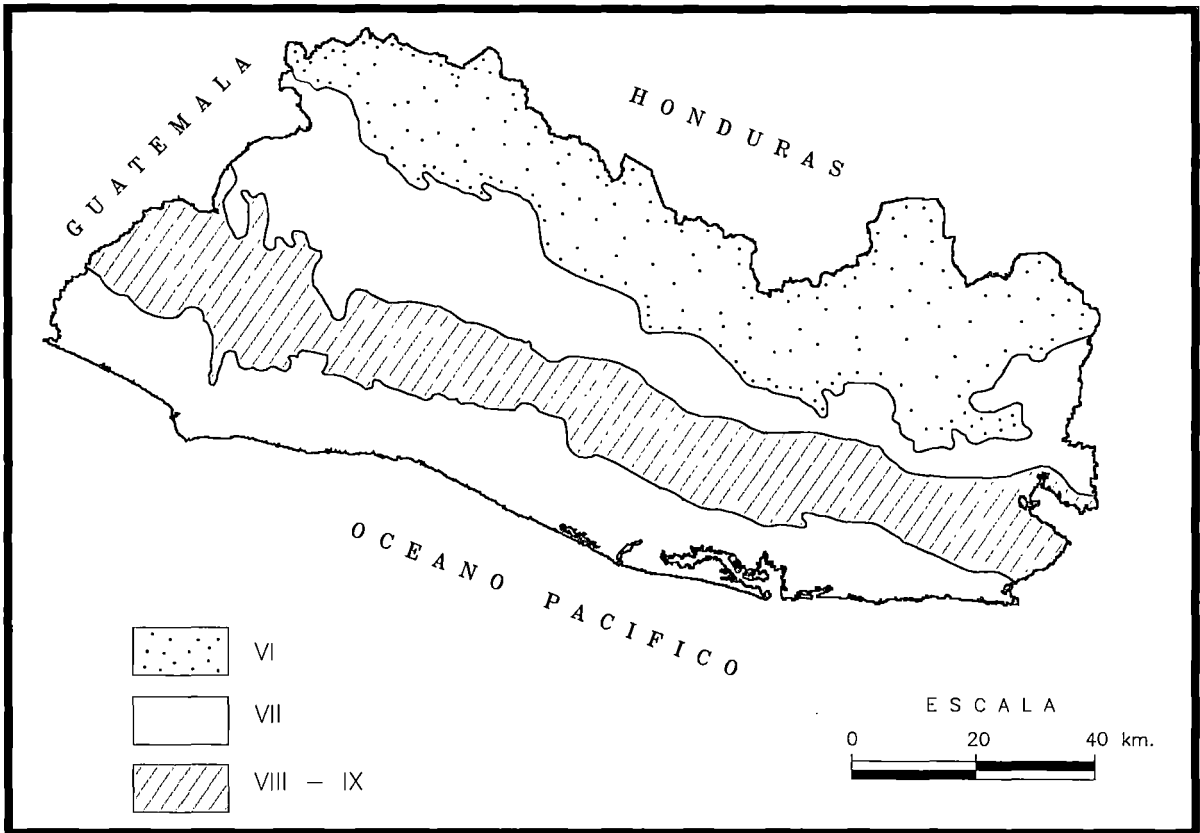


Fig. 6.9: Máximas Intensidades Sísmicas en la Escala de Mercalli Modificada en El Salvador (Aguilar 1986)

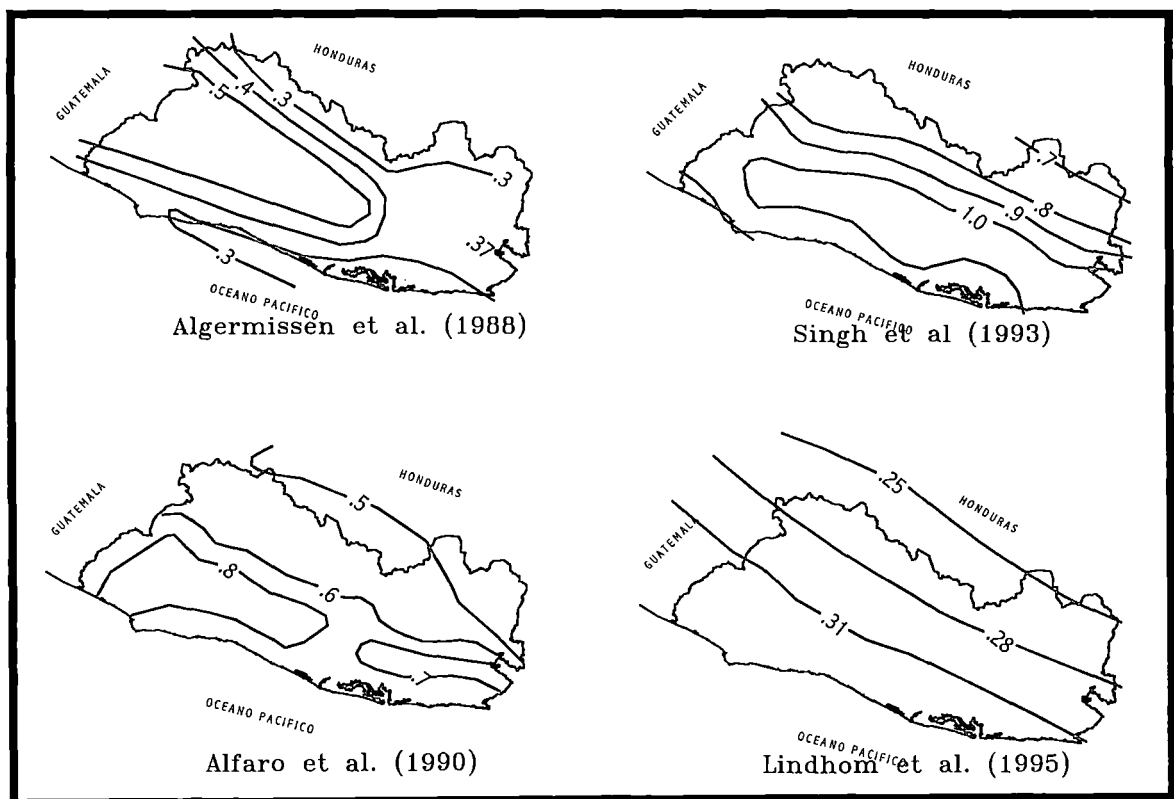


Fig. 6.10: Mapa de Peligrosidad Sísmica de Aceleraciones Máximas para Períodos de Retorno de 475 años en El Salvador (Bommer et al, 1996)

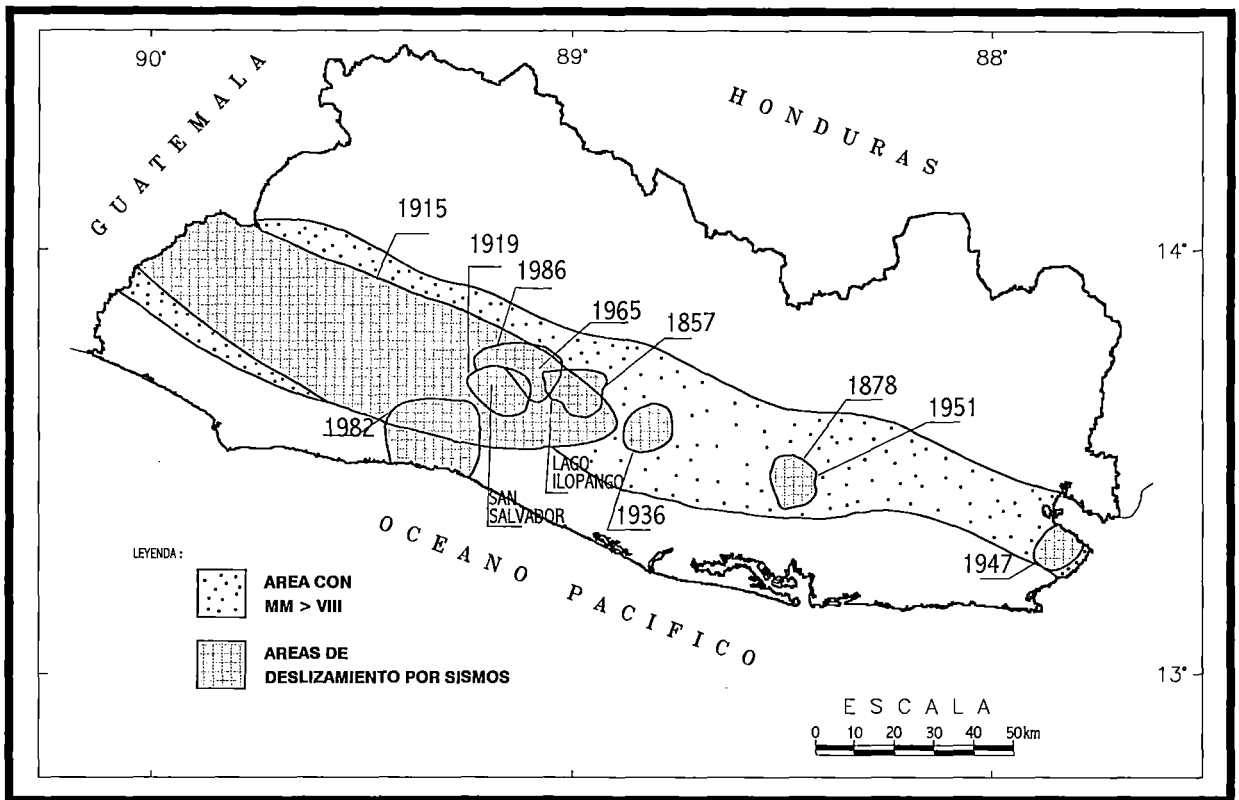


Fig. 6.11: Zonas Afectadas por Deslizamientos durante Sismos en El Salvador (Rymer y White, 1986)

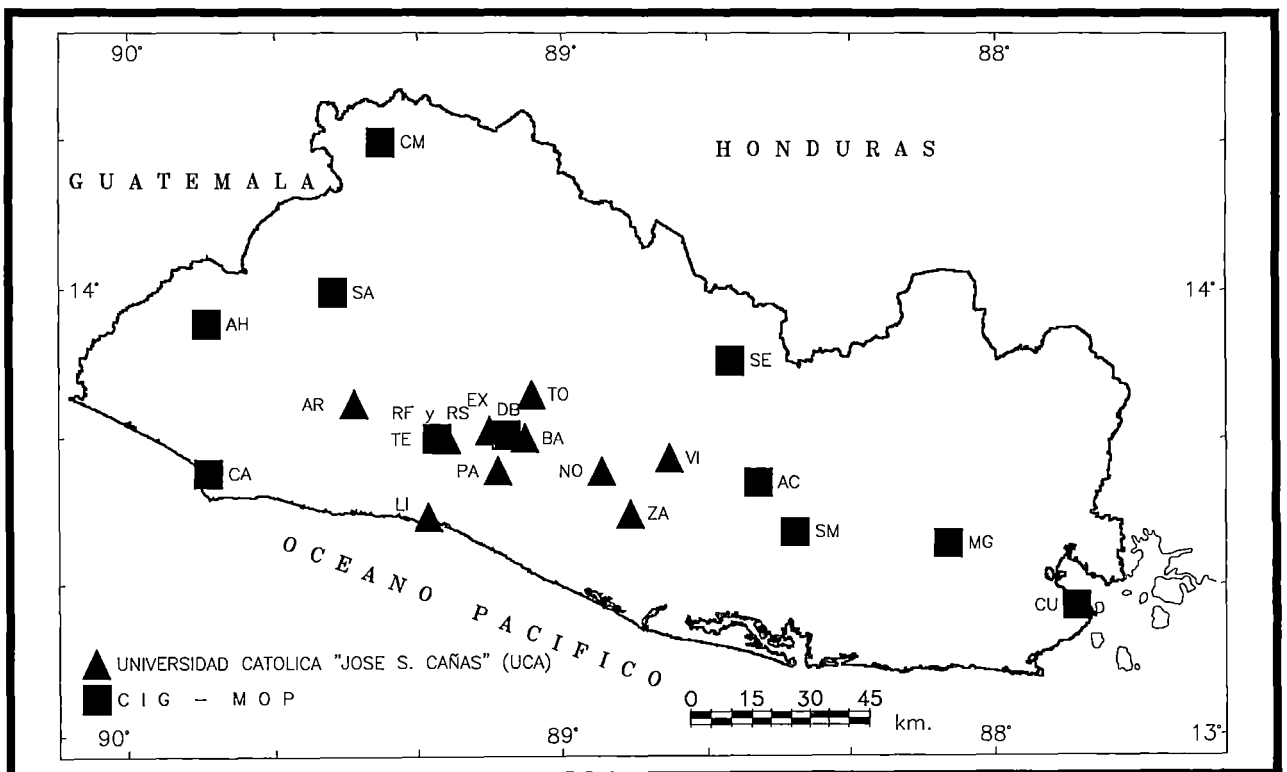


Fig. 6.12: Ubicación de la Red Acelerográfica Digital de UCA y la Red Analógica del CIG - MOP

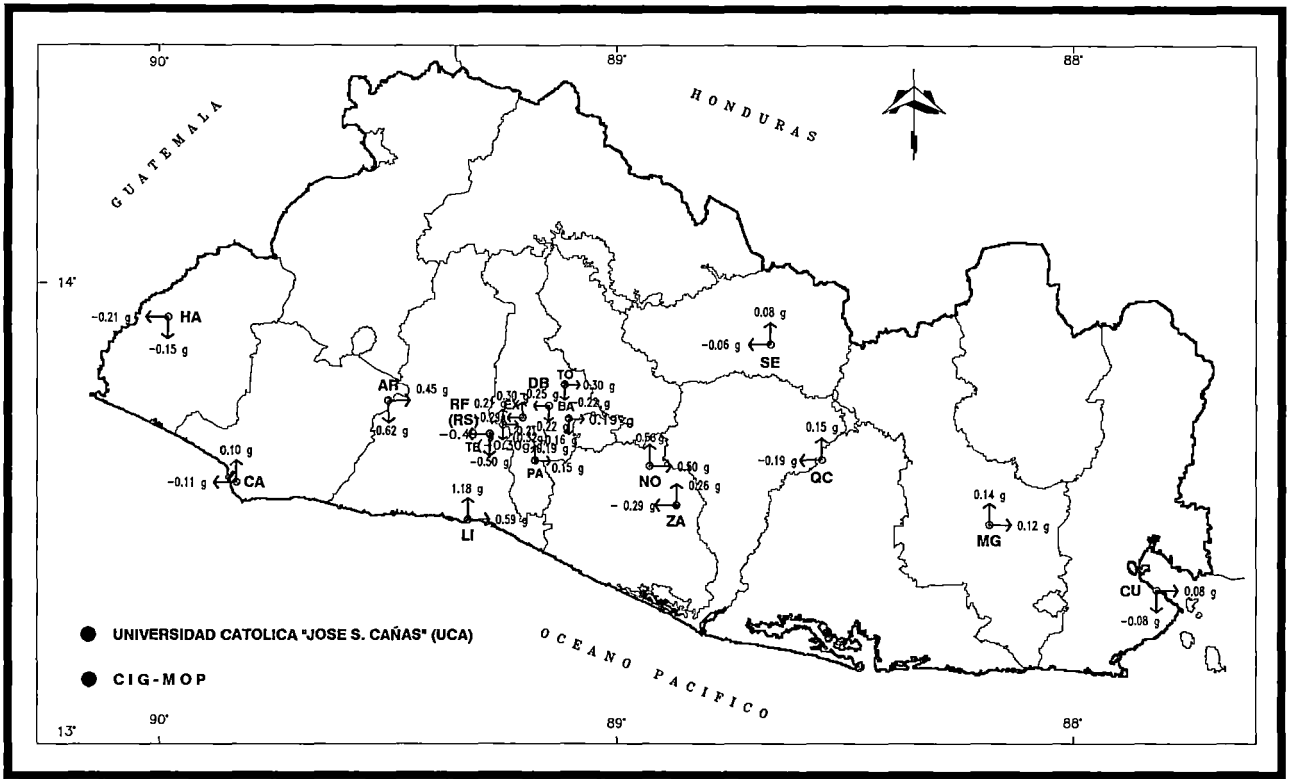


Fig. 6.13: Aceleraciones Máximas de Componentes Horizontales del Sismo del 13 de Enero de 2001

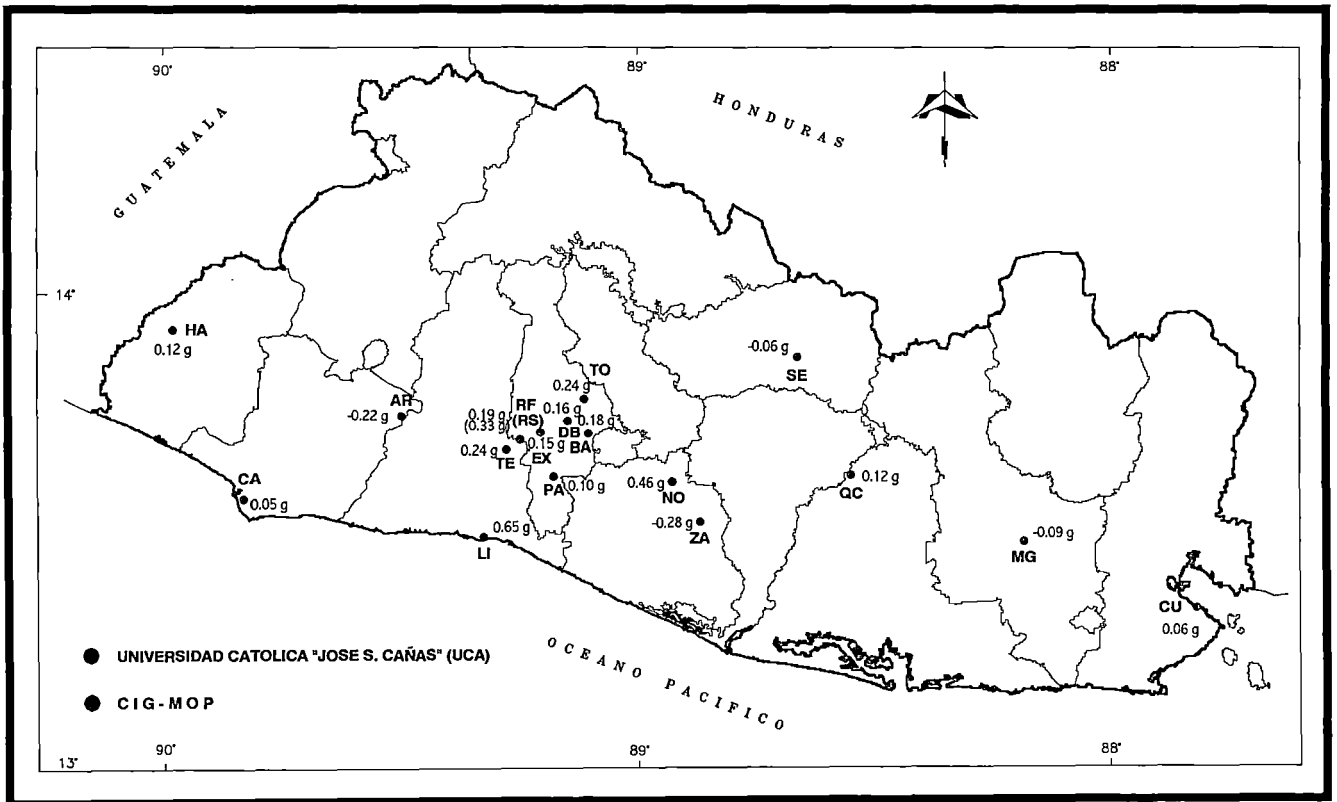
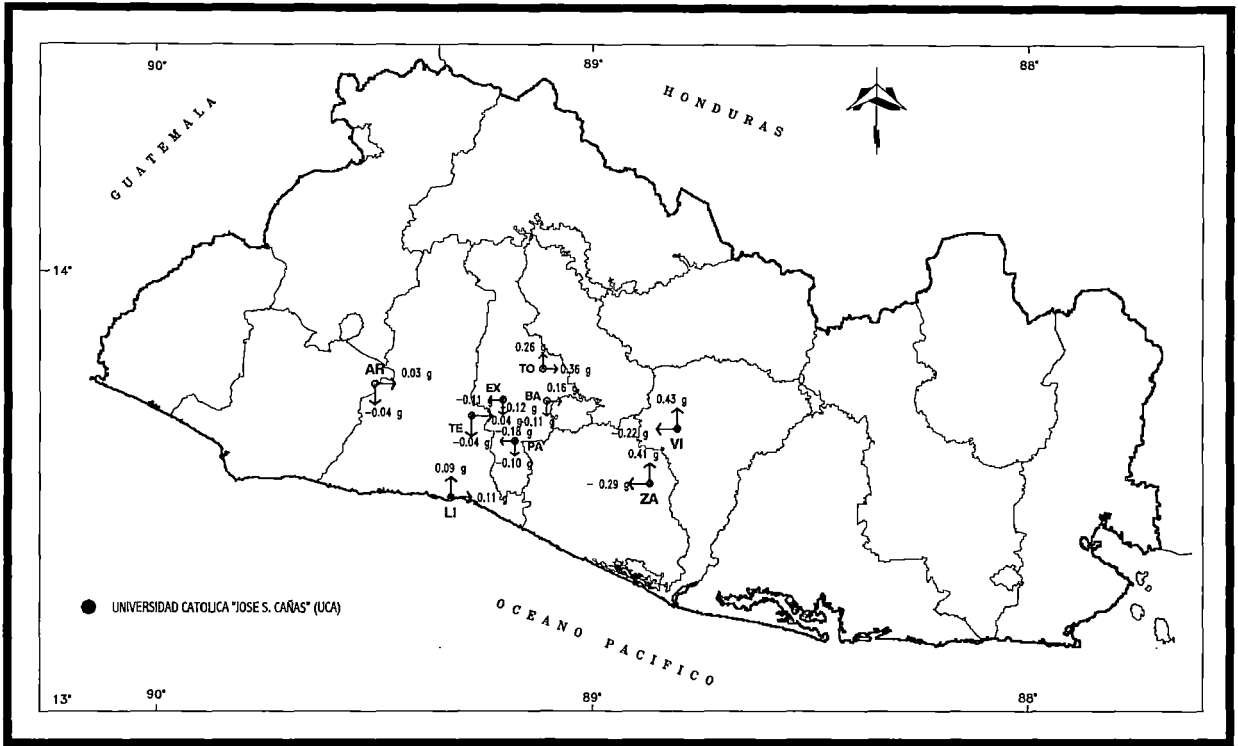


Fig. 6.14: Aceleraciones Máximas de Componentes Verticales del Sismo del 13 de Enero de 2001



F
Fig. 6.15: Aceleraciones Máximas de Componentes Horizontales del Sismo del 13 de Febrero de 2001

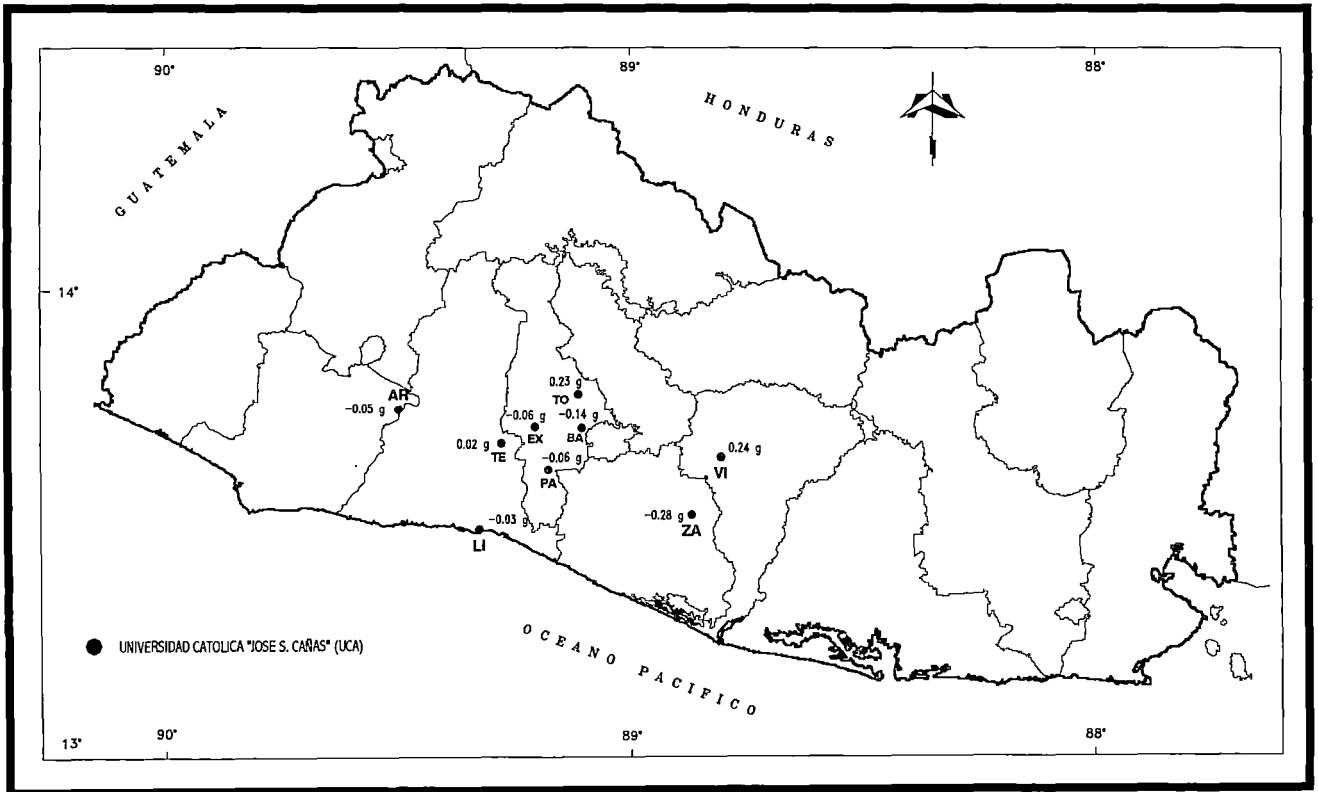


Fig. 6.16: Aceleraciones Máximas de Componentes Verticales del Sismo del 13 de Febrero de 2001

Back Analysis de Deslizamiento N° 1 de las Curvas La Leona

Ten Most Critical. C:DER1PRE.PLT By: Eduardo 2/05/2003 6:21pm

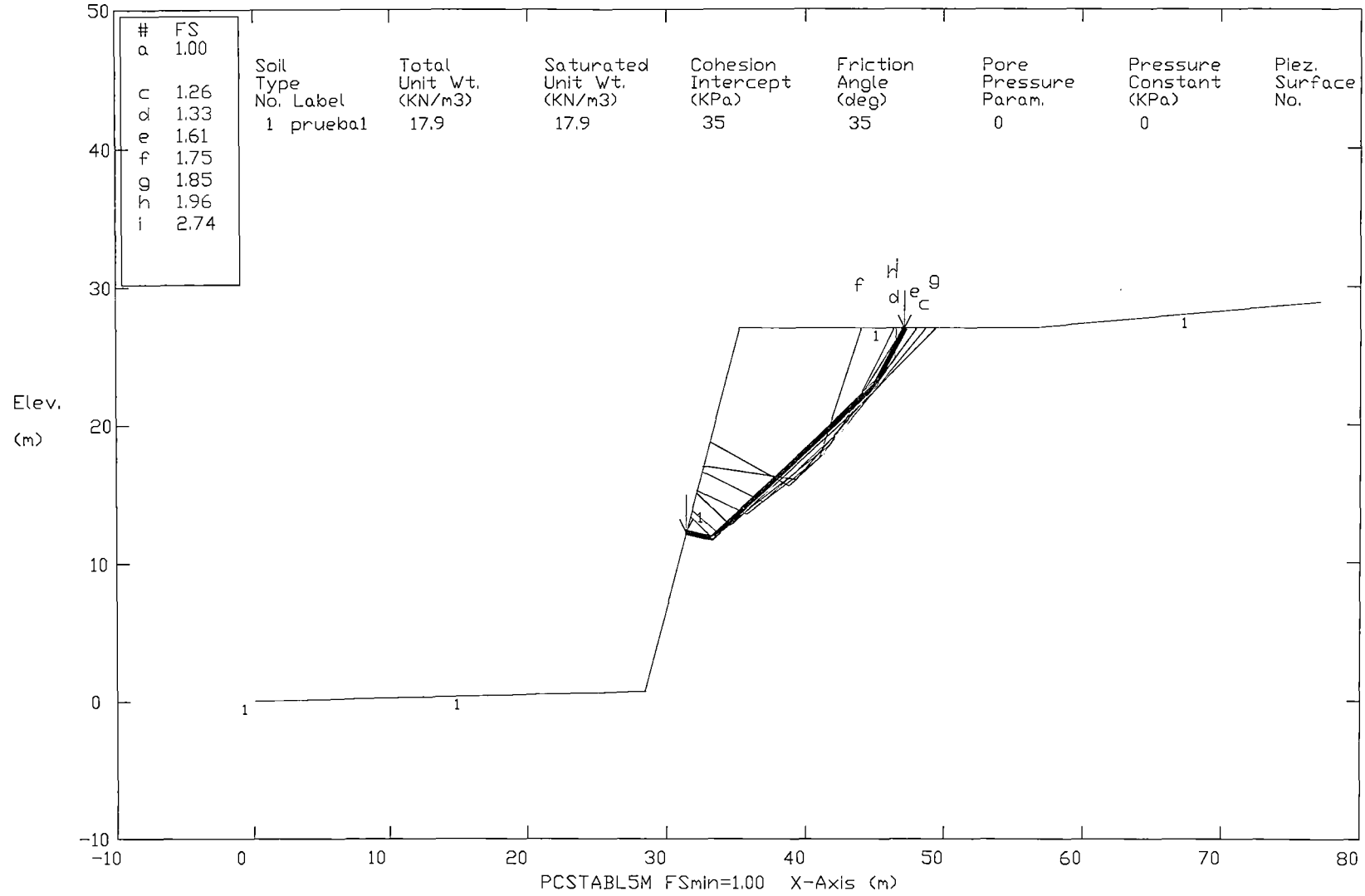


Fig. 6.17: Back Análisis La Leona Deslizamiento N° 1

Back Analysis de Deslizamiento N° 2 de la Curva La Leona

Ten Most Critical. C:\DER2BACK.PLT By: Eduardo 2/05/2003 6:54pm

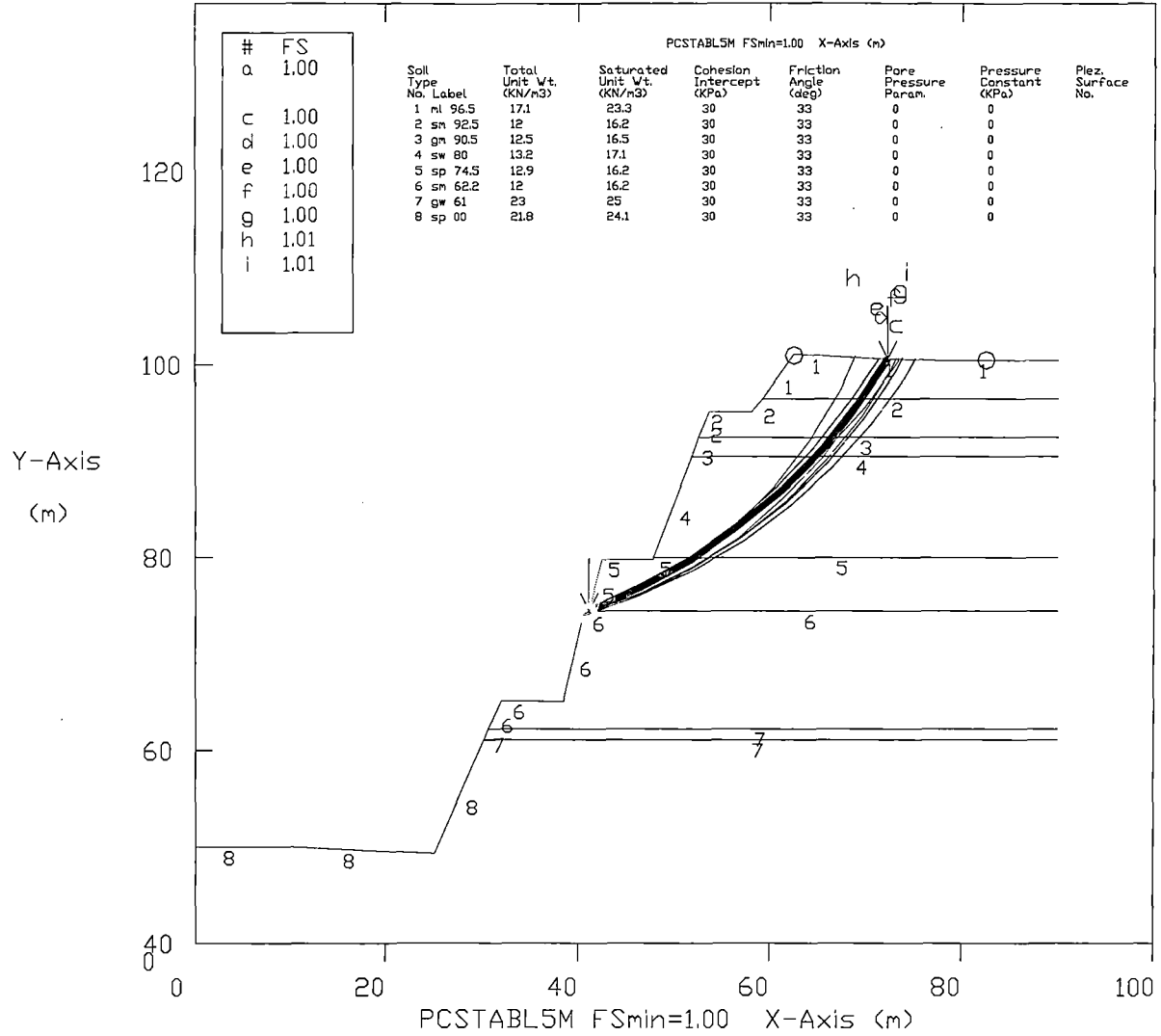


Fig. 6.18: Back Análisis La Leona Deslizamiento N° 2

Back Analysis del Deslizamiento N° 3 de las Curvas La Leona
 Ten Most Critical, C:LED-PRE.PLT By: Eduardo 2/05/2003 7:14pm

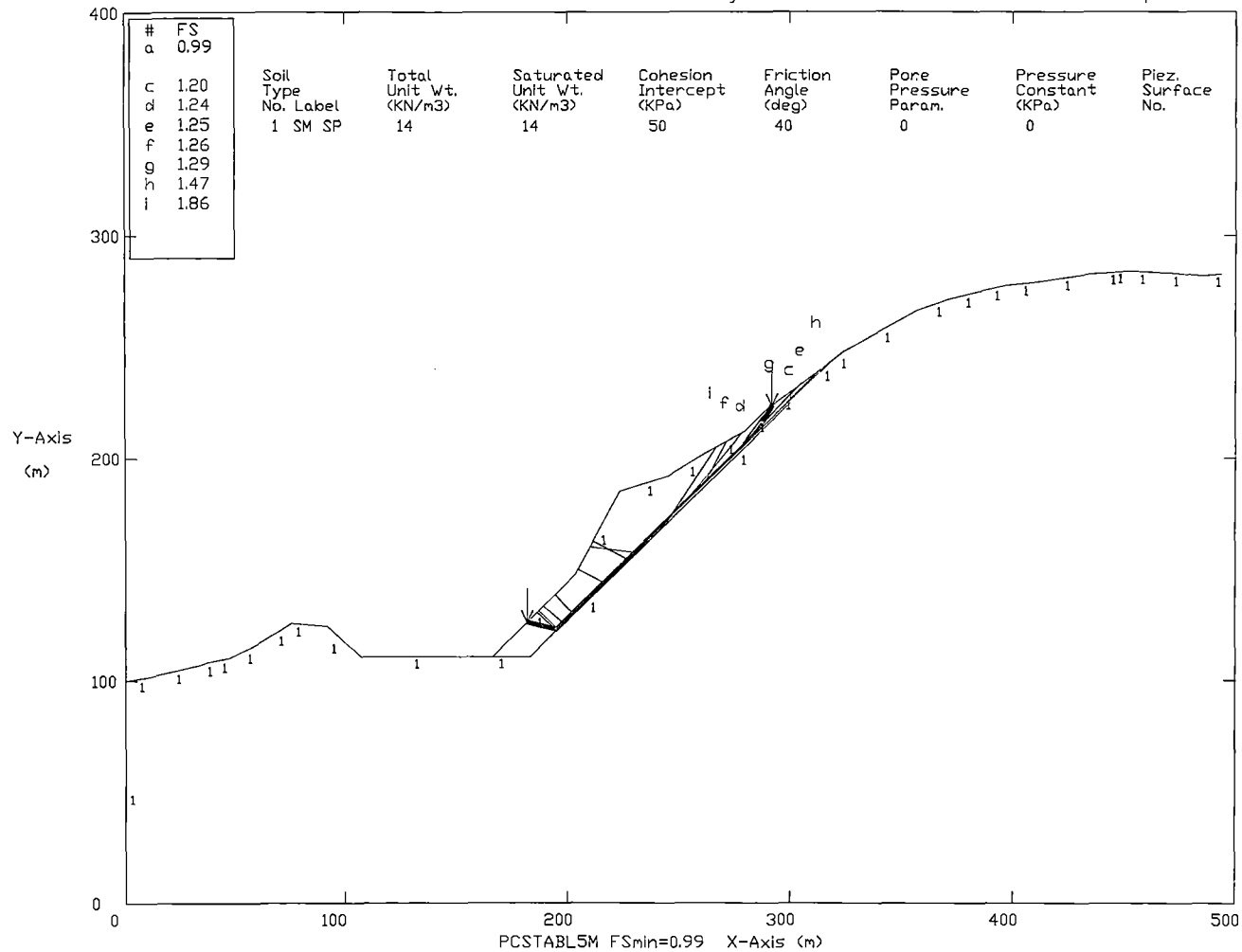


Fig. 6.19: Back Análisis La Leona Deslizamiento N° 3 (a=0.25g)

Back Analysis Parte Alta del Desl. N° 3 de las Curvas La Leon

Ten Most Critical. C:LEOARR.PLT By: Eduardo 2/05/2003 7:23pm

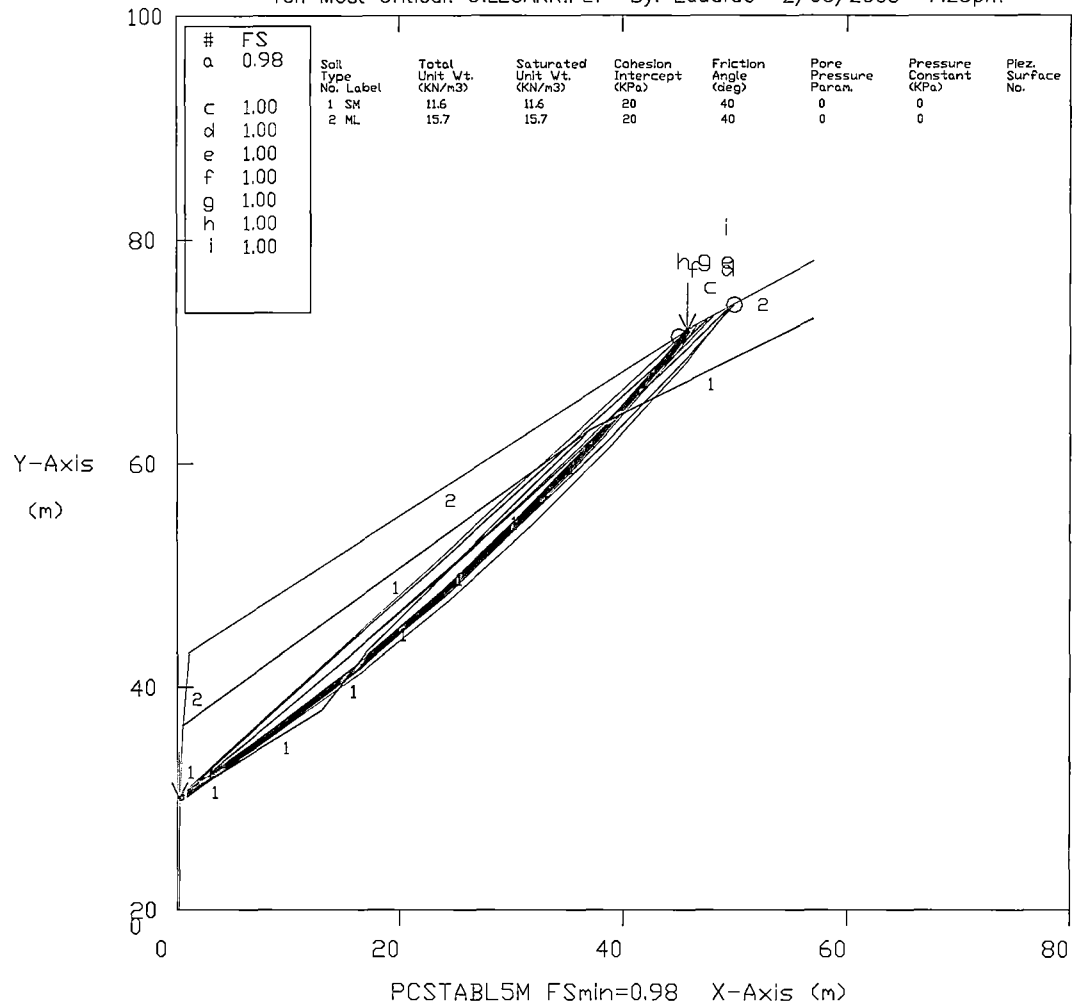


Fig. 6.19: Back Análisis Parte Alta del Deslizamiento N° 3 (a=0.20g)

Anal. de Estabilidad Estatico Desl. N°1 de las Curvas de La Leona

Ten Most Critical. C:DERR1FAL.PLT By: Eduardo 2/05/2003 7:50pm

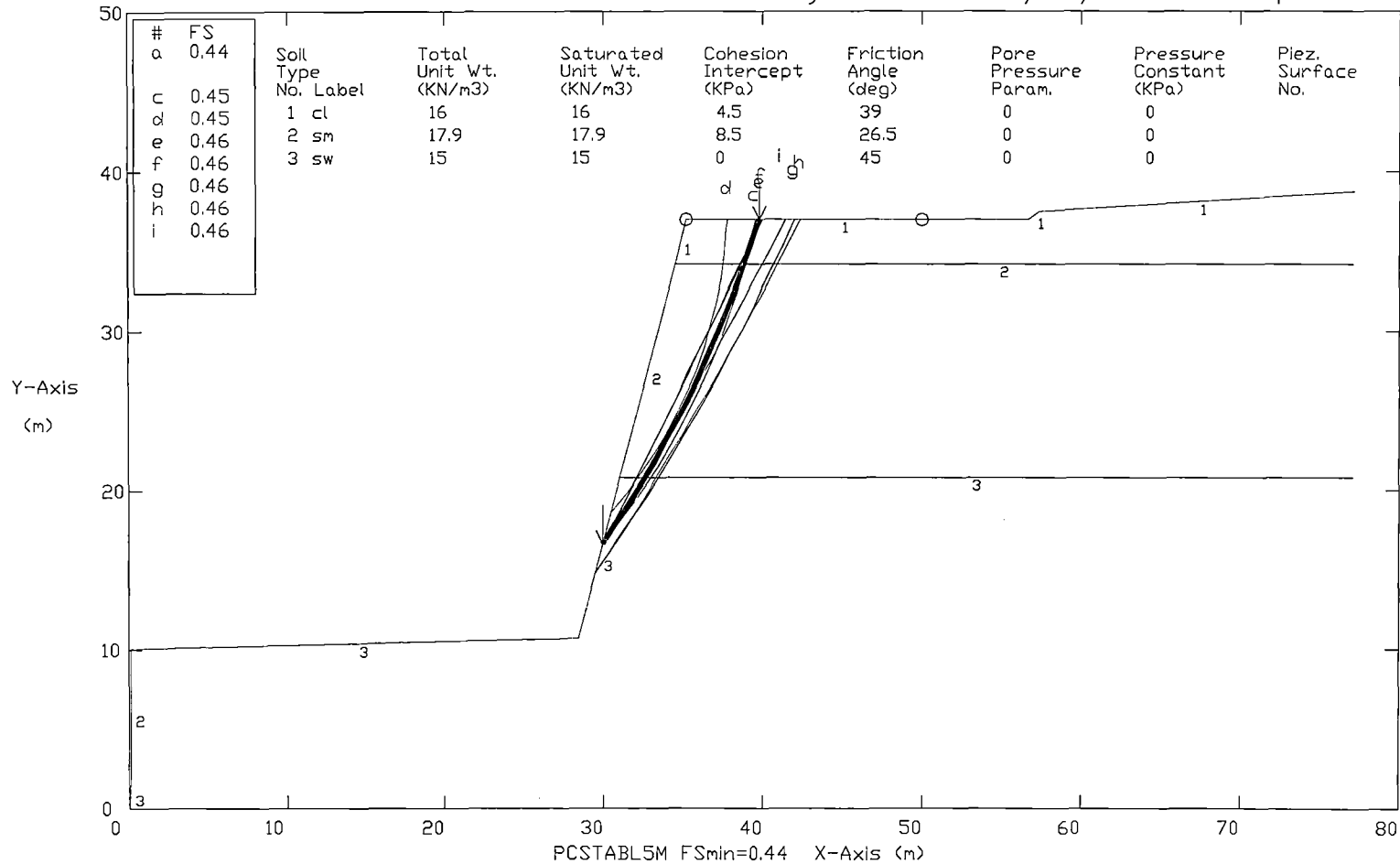


Fig. 6.20: Análisis de Estabilidad Estático con Parámetros de Resistencia de Ensayos del Deslizamiento N° 1

Anal. de Estabilidad Estatico Desl. N°1 parametros del Back Analysys
 Ten Most Critical. C:DER1110.PLT By: Eduardo 2/05/2003 8:11pm

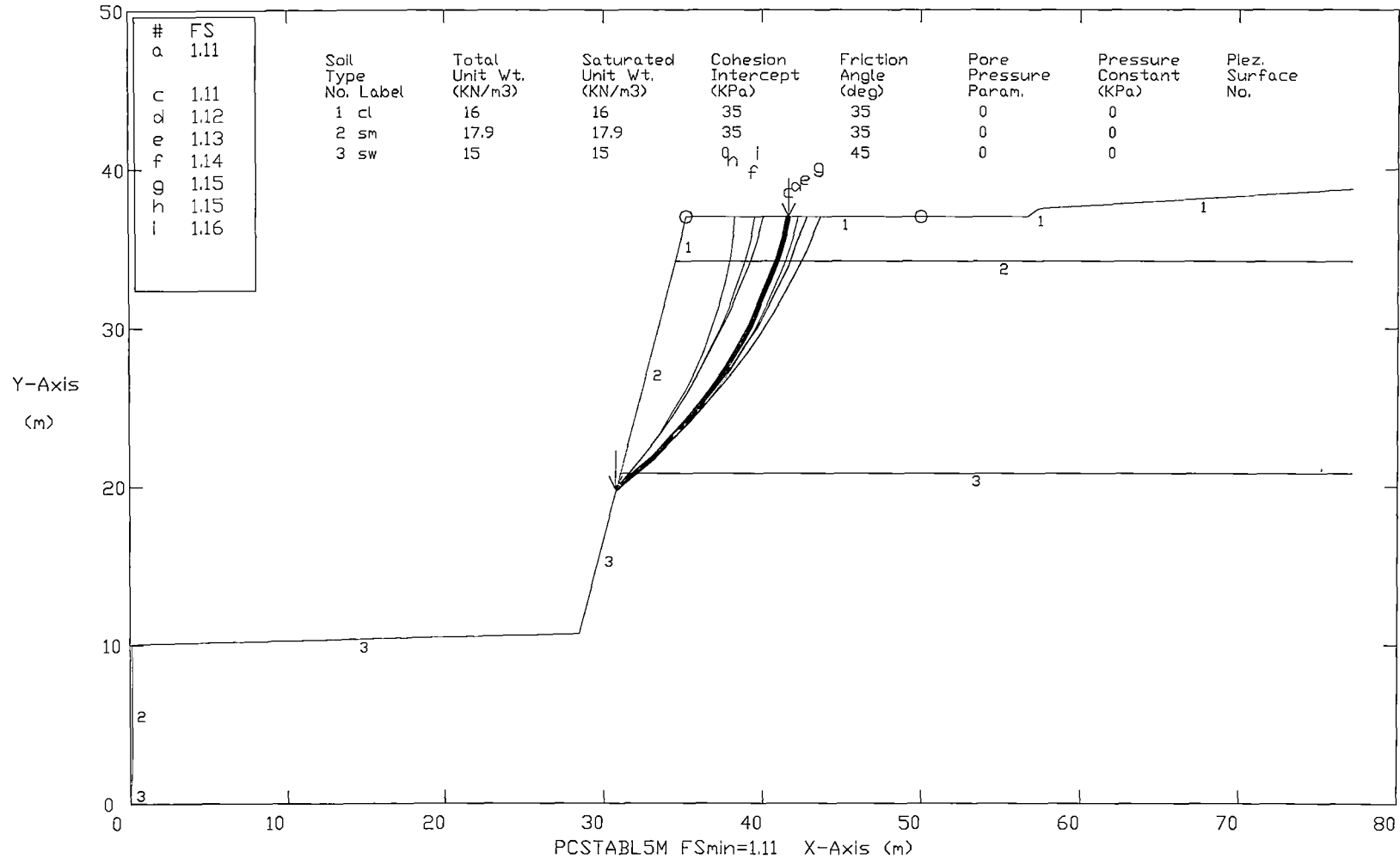


Fig. 6.21: Análisis de Estabilidad Estático con Parámetros de Back Analysis del Deslizamiento N° 1

Anal. de Estabilidad Estatico Desl. N° 2 de las Curvas de La Leona

Ten Most Critical. C:\LED2BA.PLT By: Eduardo 2/20/2003 4:02pm

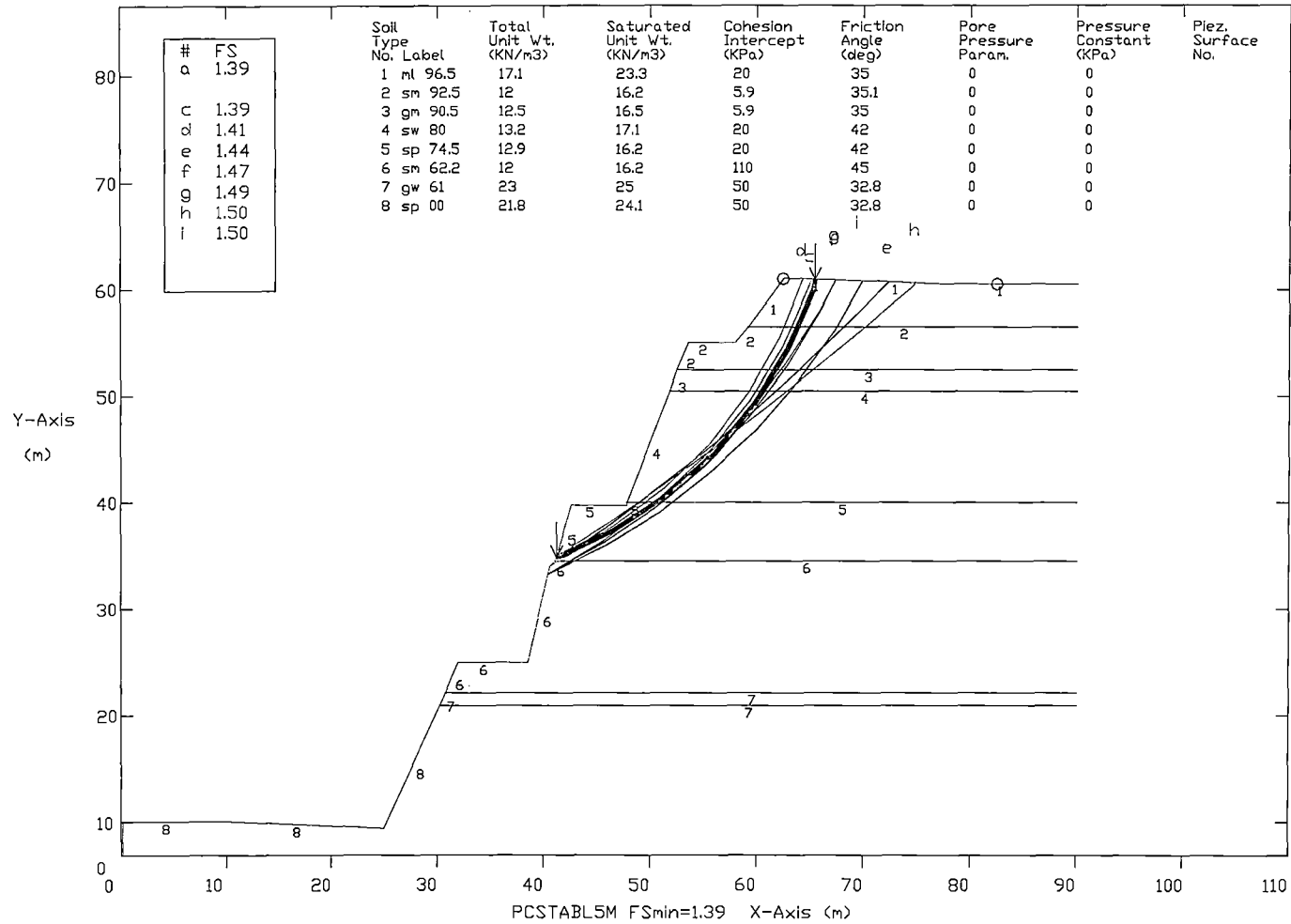


Fig. 6.22: Análisis de Estabilidad Estático con Parámetros de Resistencia de Ensayos del Deslizamiento N° 2

Anal. de Estabilidad Pseudo-estático Desl. N° 2 de las Curvas de La Leon

Ten Most Critical. C:LE02BA1.PLT By: Eduardo 2/20/2003 4:13pm

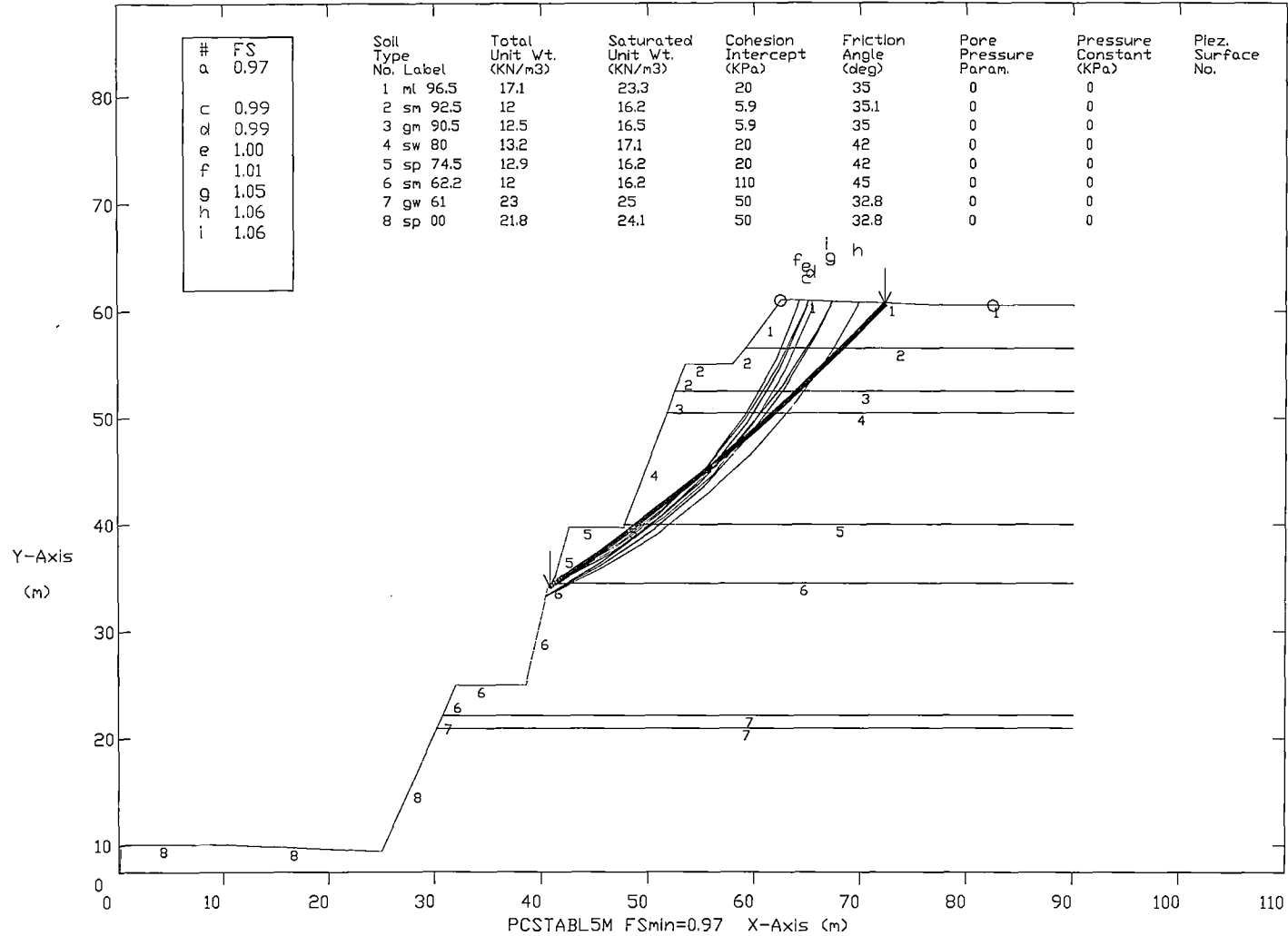


Fig. 6.23: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Parámetros de Resistencia de Ensayos del Deslizamiento N° 2 (a=0.25g)

Anal.de Estabilidad Pseudo-estático Desl. N° 3 de las Curvas de la Leona
 Ten Most Critical. C:\LED3DEF1.PLT By: Eduardo 2/20/2003 4:36pm

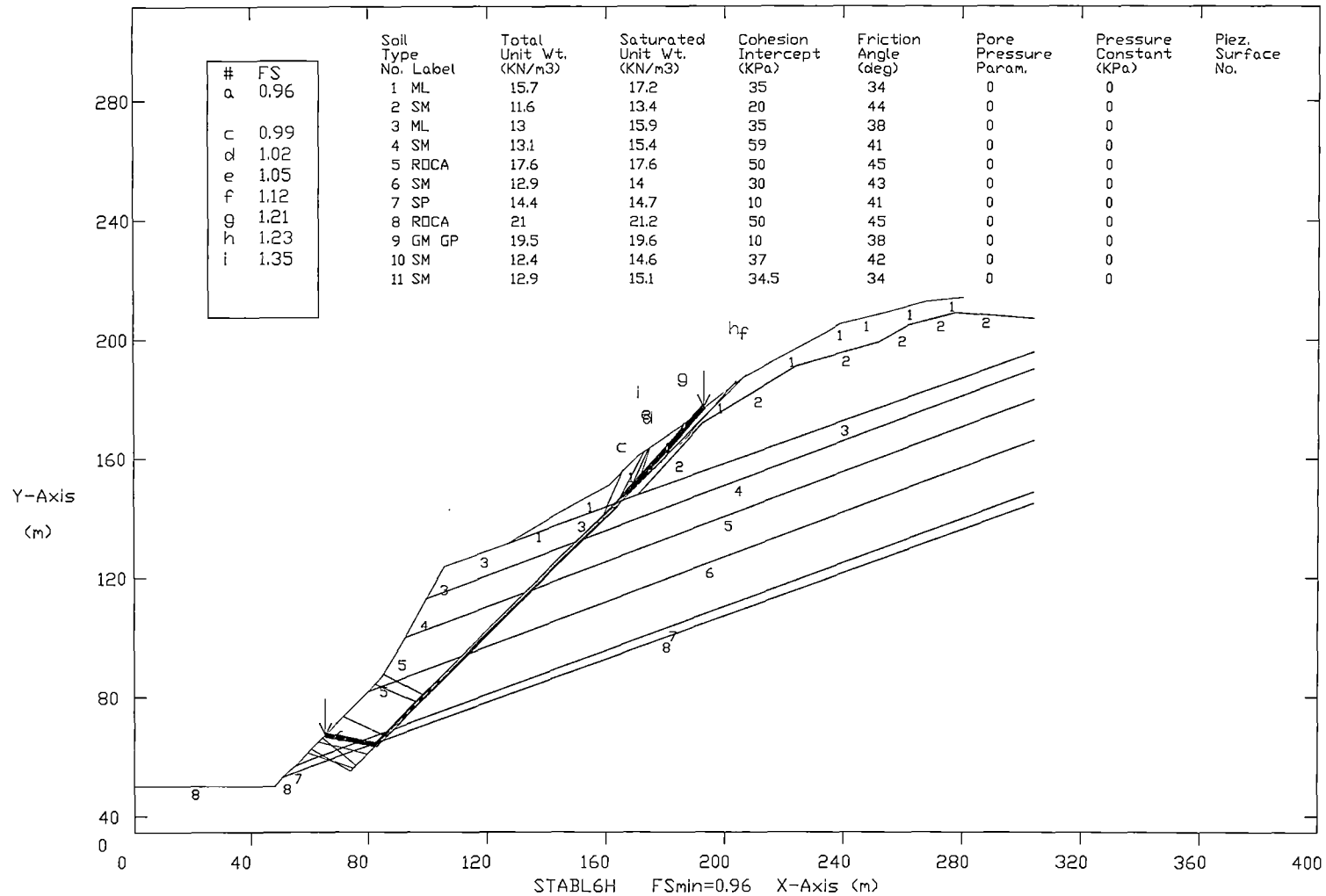


Fig. 6.24: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Parámetros de Resistencia de Ensayos del Deslizamiento N° 3 (a=0.25g)

Anal.de Estabilidad Pseudo-estático Desl. N° 3 de las Curvas de la Leona

Ten Most Critical. C:\LEO3DEF.PLT By: Eduardo 2/20/2003 4:29pm

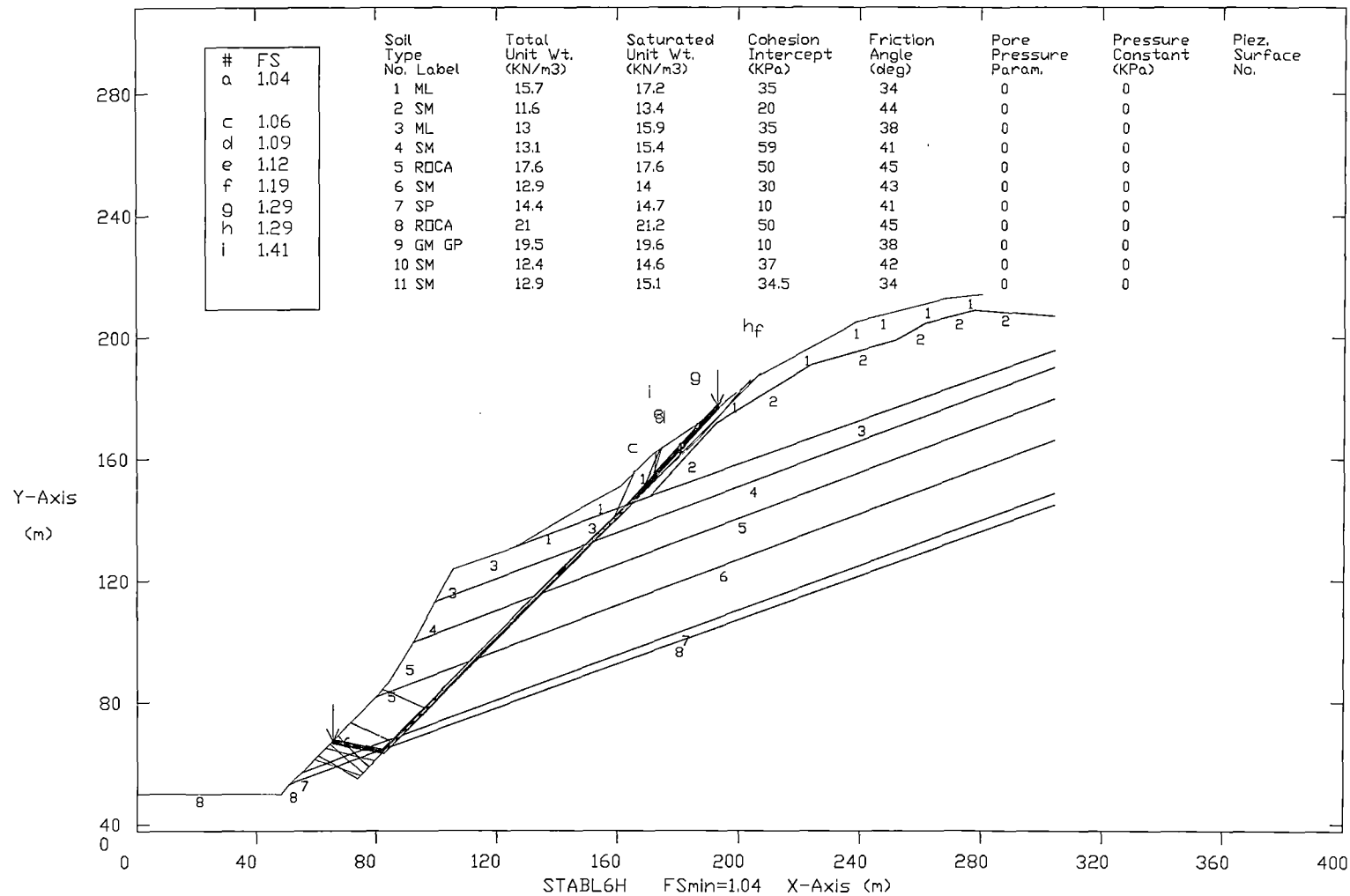


Fig. 6.25: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Parámetros de Resistencia de Ensayos del Deslizamiento N° 3 (a=0.20g)

Anal. de Estabilidad Estático Desl. N° 3 de las Curvas de la Leona
 Ten Most Critical. CIPRESISMO.PLT By: Eduardo 2/20/2003 4:45pm

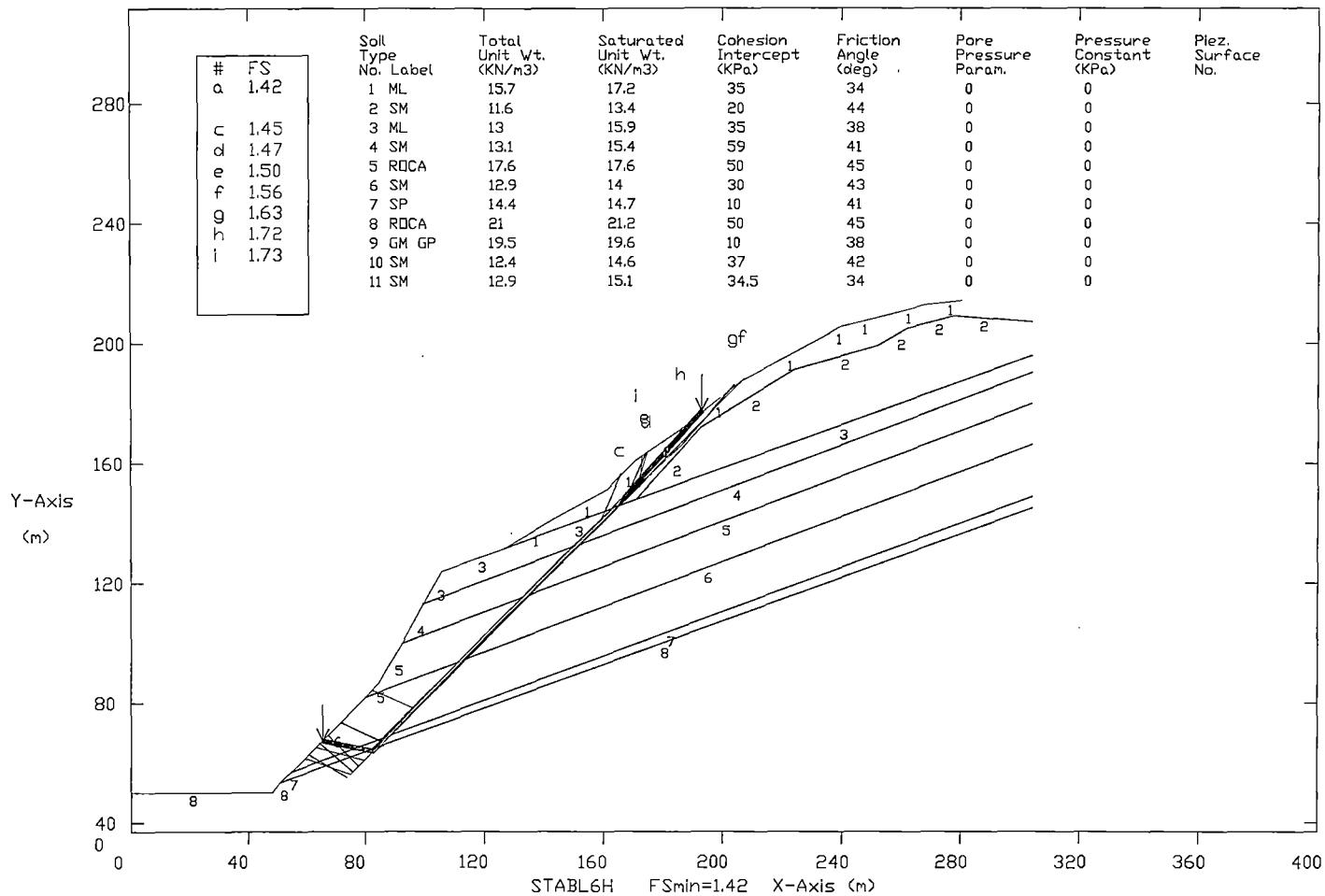


Fig. 6.26: Análisis de Estabilidad Estático con Parámetros de Resistencia de Ensayos del Deslizamiento N° 3

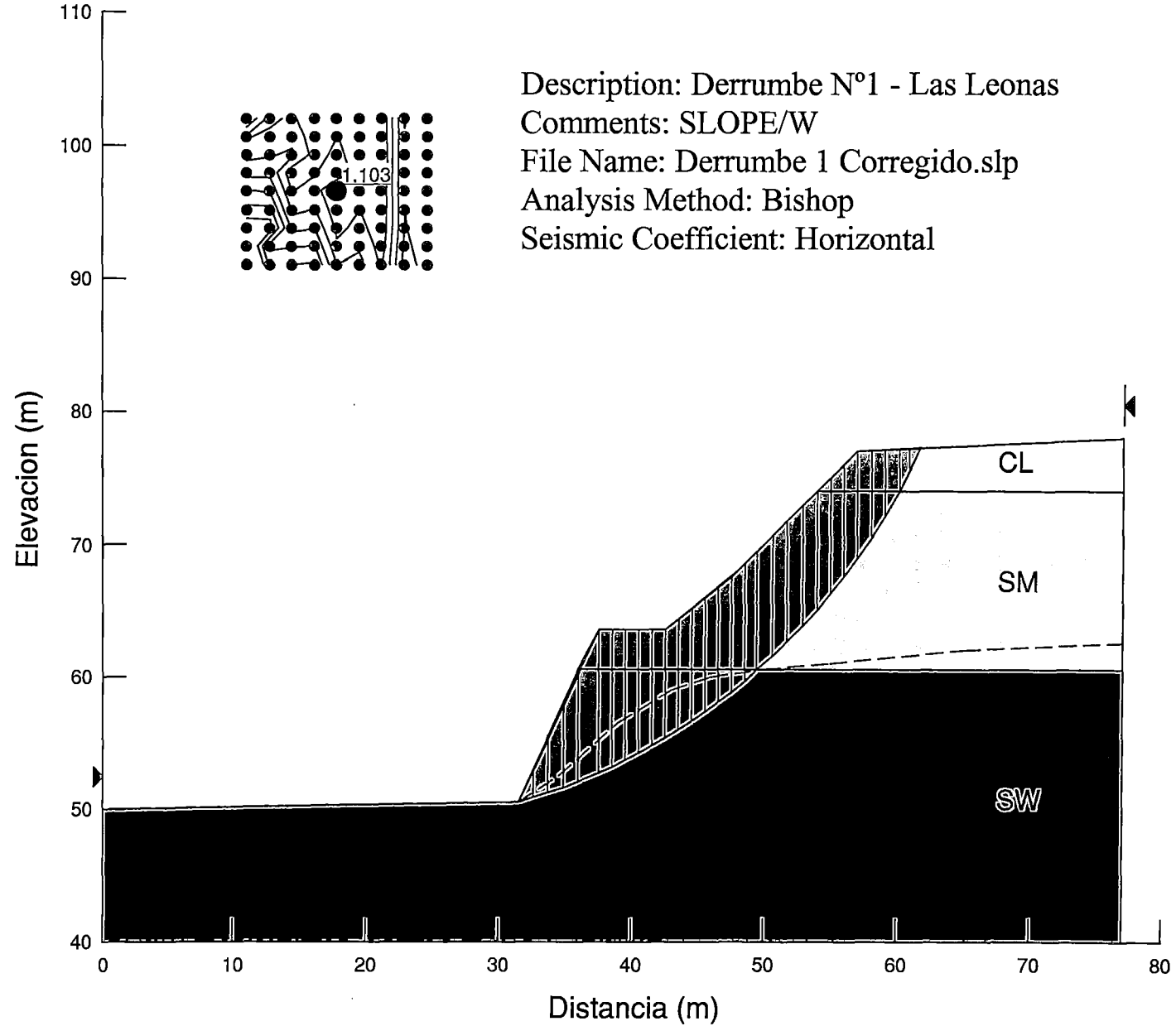


Fig. 6.27: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Medidas Correctivas del Deslizamiento N° 1 ($a = 0.25g$)
 Programa SLOPE/W

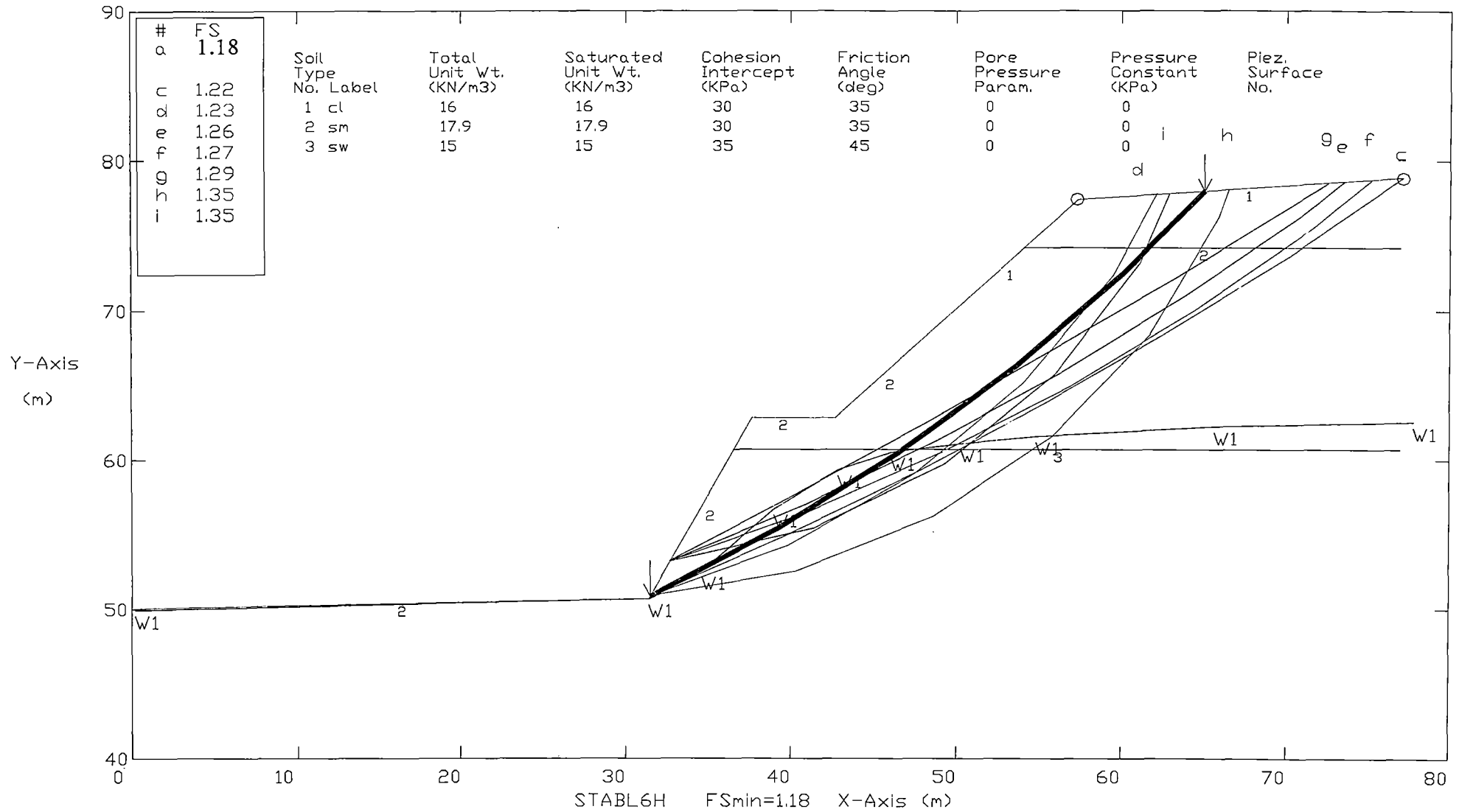


Fig. 6.28: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Medidas Correctivas del Deslizamiento N° 1 (a = 0.25g)
 Programa PCSTABL

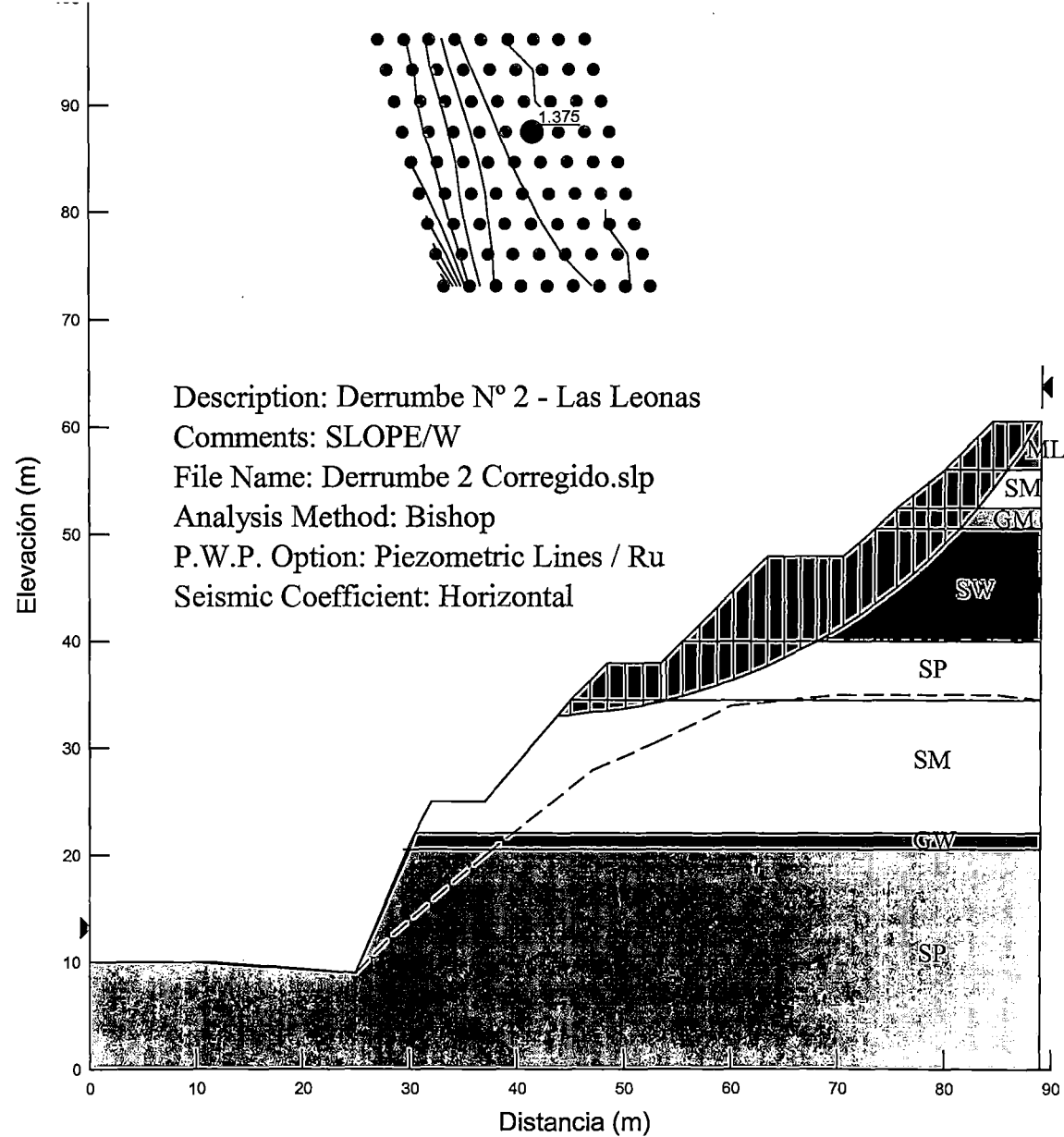


Fig. 6.29: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Medidas Correctivas del Deslizamiento N° 2 ($a = 0.25g$)
 Programa SLOPE/W

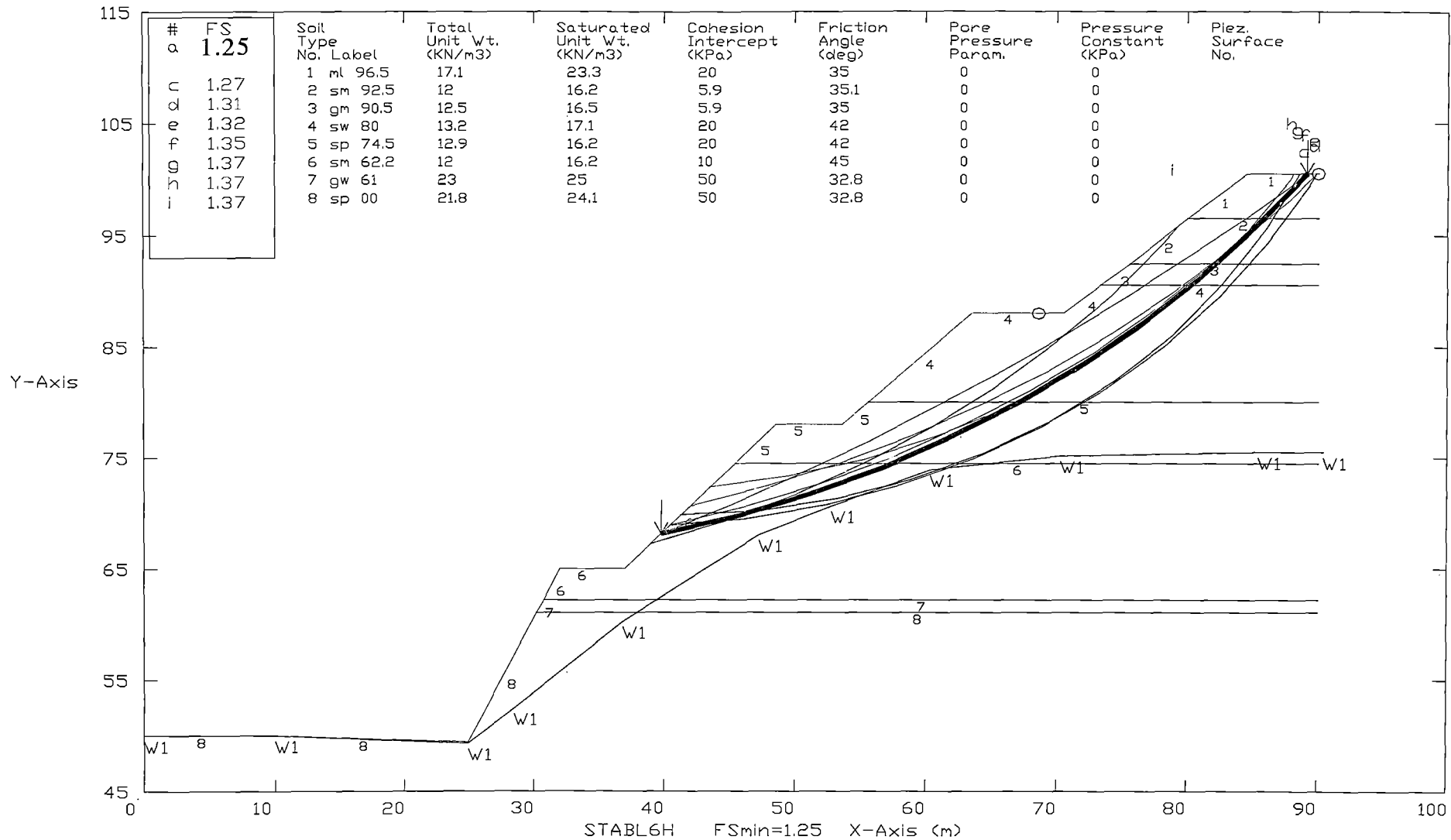
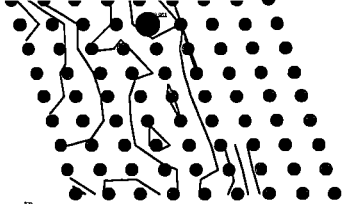


Fig. 6.30: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Medidas Correctivas del Deslizamiento N° 2 (a = 0.25g)
Programa PCSTABL



Description: Las Leonas - Derrumbe N° 3

Comments: SLOPE/W

File Name: derrumbe 3 corregido.slp

Analysis Method: Bishop

P.W.P. Option: Piezometric Lines / Ru

Seismic Coefficient: Horizontal

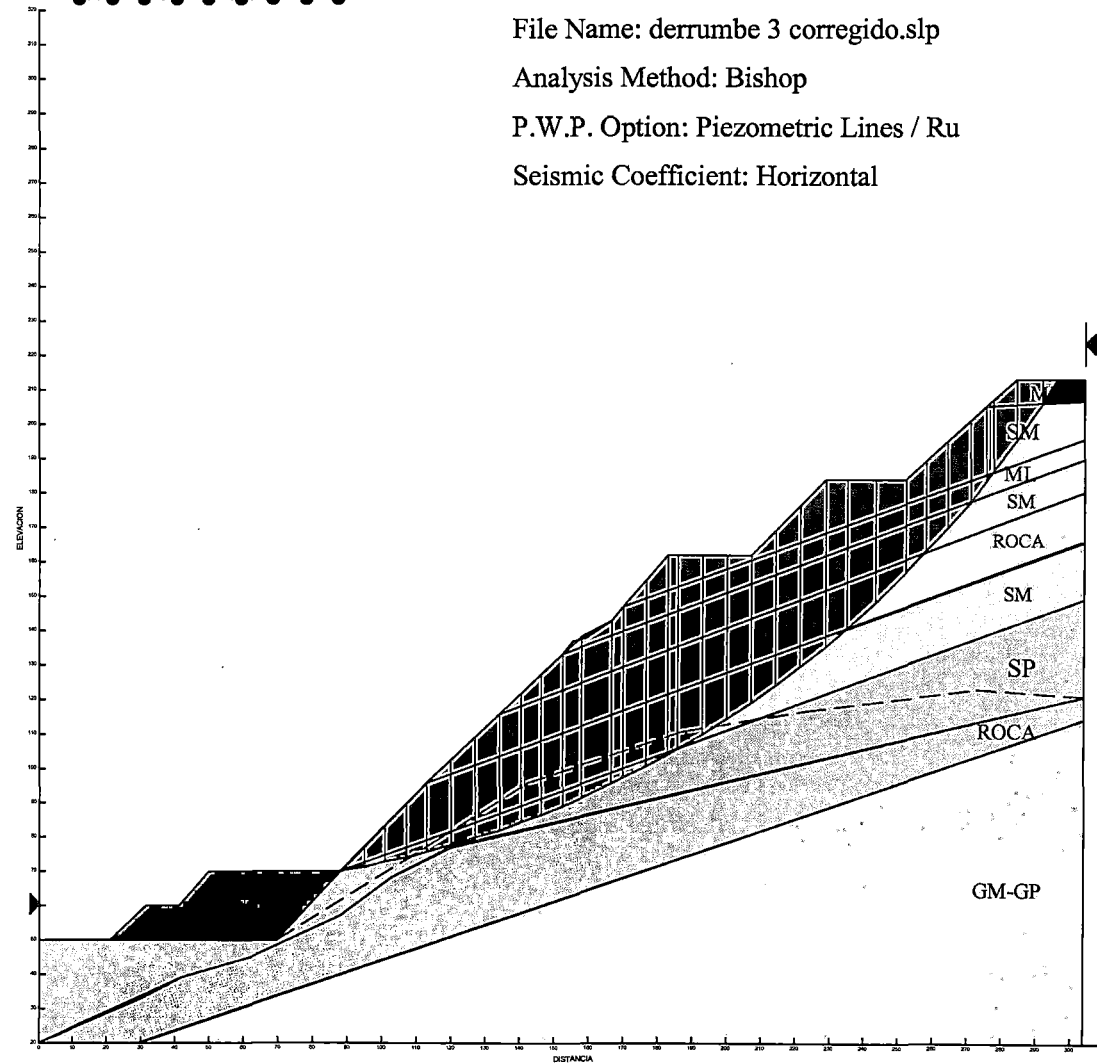


Fig. 6.31: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Medidas Correctivas del Deslizamiento N° 3 ($a = 0.25g$)
Programa SLOPE/W

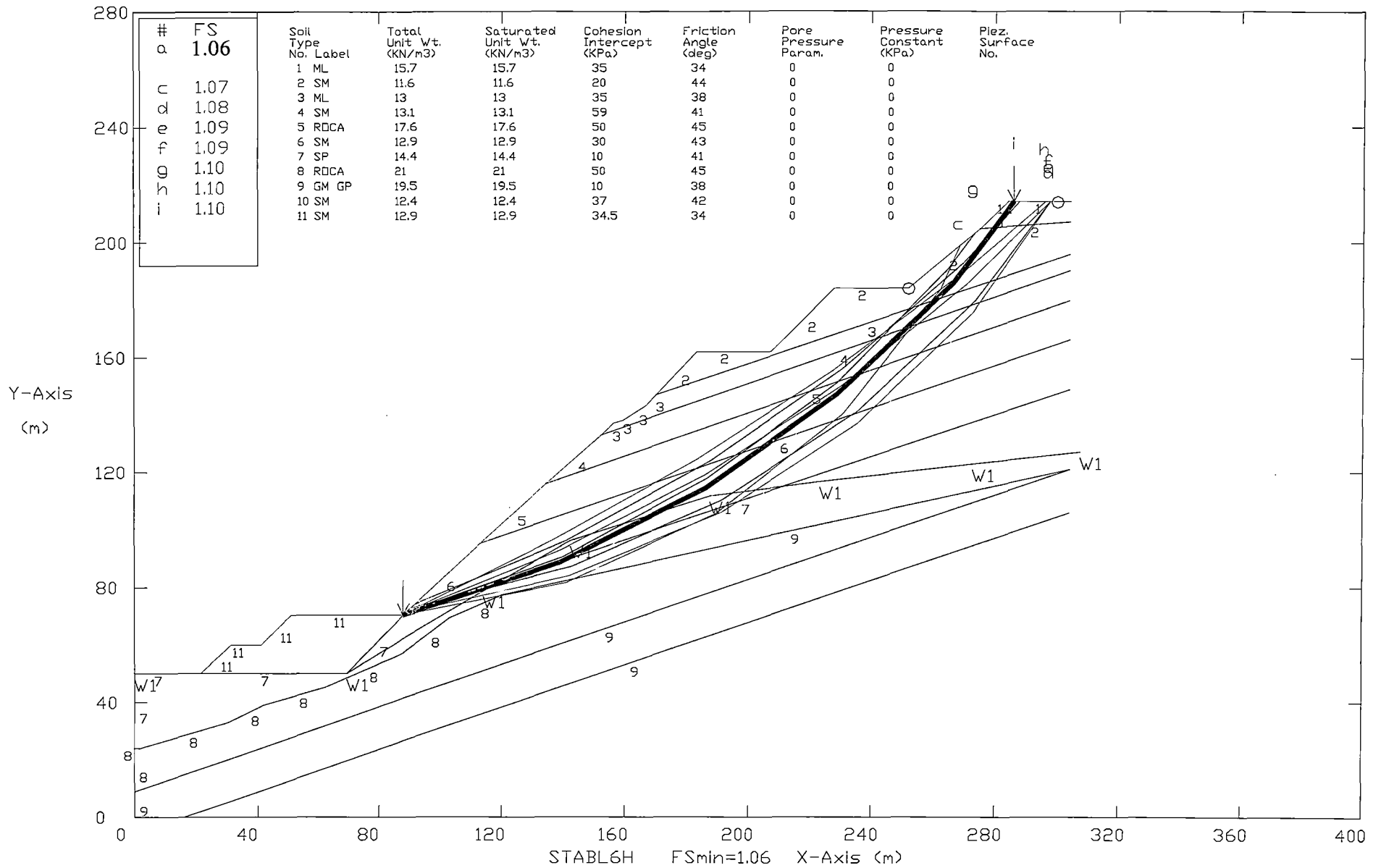


Fig. 6.32: Análisis de Estabilidad Pseudo-estático con Medidas Correctivas del Deslizamiento N° 3 (a = 0.25g)
Programa PCSTABL



CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El análisis pseudo estático para la estabilidad de taludes es aun valedero como metodología de diseño, para esto la correcta elección de un coeficiente sísmico proveniente de un estudio de peligro sísmico bien realizado es parte importante de este análisis.

La caracterización de las fuentes sismogénicas, leyes de atenuación y actividad sísmica de las fuentes en el análisis probabilístico son parte fundamental para hallar la aceleración máxima. La mala elección de éstos deriva en errores de diseño.

La elección de un coeficiente sísmico para un análisis pseudo estático ha de reflejar los hechos ocurridos durante determinado sismo, explicando la falla durante la acción sísmica.

El uso de la instrumentación geotécnica permite determinar en forma mas precisa el mecanismo de falla de los taludes, su superficie de falla y el avance progresivo del deslizamiento mediante vectores de desplazamiento. El monitoreo mediante mediciones inclinométricas en deslizamientos importantes, se llevará a cabo para tener un seguimiento de su comportamiento en el transcurso del tiempo.

Los ensayos indirectos como la refracción sísmica y los sondeos eléctrico verticales complementan y aportan con información adicional a los necesarios e importantes ensayos directos.



La elección de una alternativa económica y técnicamente viable a ser la elegida, en deslizamientos que involucran un apreciable movimiento de tierras la alternativa de una variante de trazo de la carretera tiene que ser evaluada; en el presente trabajo de las Curvas de Las Leonas no se tomó en consideración dicha alternativa puesto que escapa a los objetivos de este trabajo.

En los casos como el acontecido en la República de El Salvador, el correcto modelamiento geotécnico de falla de los taludes ha permitido explicar en forma satisfactoria su comportamiento ante condiciones de esfuerzo y cargas aplicadas, además de permitir tener un esquema para adoptar soluciones de estabilización.

Para el análisis de deformaciones permanentes mediante el método de Newmark se tendría que realizar un análisis de respuesta sísmica para así calcular las aceleraciones promedio inducidas; el asumir diferentes aceleraciones promedio permite realizar tanteos previos y en algunos casos definitivos para la estabilidad en taludes naturales. En taludes de mayor altitud es recomendable el análisis de respuesta sísmica para el cálculo de las deformaciones permanentes.

El utilizar una diversa variedad de programas de cómputo, los datos con los que son alimentados han de ser verificados y contrastados con la bibliografía existente así como los resultados de los mismos.

Las deformaciones de un talud proporcionan la condición de servicio del mismo luego de ocurrido un sismo, de esta forma los análisis de predicción de desplazamientos dan una mejor evaluación de la estabilidad sísmica del talud.

El análisis de caída de rocas es un fenómeno que se presenta en la serranía del Perú, sin embargo las medidas correctivas o de mitigación no se han implementado en forma agresiva, como en otros países. Recomendándose establecer, procedimientos de análisis confiables para el problema de Caída de Rocas a fin de evitar numerosas pérdidas humanas y materiales.



La metodología propuesta para el análisis sísmico de taludes del presente trabajo pretende que sea aplicada en nuestra realidad, siendo el Perú una zona de alta actividad sísmica, para este propósito una mayor y mejor información sísmica es fundamental.

En el caso de las Curvas de La Leona en El Salvador, los suelos en su mayoría son de origen volcánico siendo susceptibles a vibración, por tal motivo es que se consideró, una deformación permanente máxima de 10 centímetros.



REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ✦ BIENIAWSKI Z. T. -Engineering Rock Mass Classifications, John Wiley & Sons, Inc., New York., 1989.
- ✦ CARTER M. -Geotechnical Engineering Handbook, 1983.
- ✦ CASTILLO J. y ALVA, J. -Peligro Sísmico en el Perú, VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, 1993, pp. 409-431.
- ✦ CLASS & ORTEGA CONSULTORES. -Diseño Final y Documentos de Licitación para el Proyecto de Rehabilitación de la Carretera CA-1, Tramo Curva de la Leona -KM 53- Dañada por los terremotos del 13 Enero y 13 de Febrero del 2001, San Salvador, 2001.
- ✦ CISMID. -Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, Lima, 1982.
- ✦ CISMID. -Serie de Trabajos de Tierra en Carreteras-Manual de Protección de Taludes, Lima, Mayo 1984.
- ✦ CORPEL. -"Estudio de Estabilidad de Taludes y Defensas Ribereñas Carretera: Tarma - La Merced", Ministerio de Transportes y Comunicaciones , Vivienda y Construcción, Lima, 1999.
- ✦ DUNNICLIFF J. -Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1998.
- ✦ EVERT HOEK -JOHN BRAY. - Rock Slope Engineering, Second Edition, Taiwan, .1975.



-
- ✚ FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. -Participant Workbook for Rockfall Hazard Mitigation Methods, NHI Course N° 13219, March 1994.
 - ✚ GEO-SLOPE. -Slope/W Program for Slope Stability Analysis, Version 4.
 - ✚ GOODMAN R. E.- Rock Mechanics, University of California at Berkeley, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1980.
 - ✚ HOEK E. D. SC. -E. T. BROWN. -Excavaciones Subterráneas en Roca, McGraw Hill, 1980.
 - ✚ IDRISSE, I.M. and SEED, H.B. -Seismic response of horizontal soil layers, JSMFD, ASCE, Vol. 94, No. SM4, 1968.
 - ✚ IDRISSE, I.M. and SUN, J.I. -SHAKE 91 : A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits, National Institute of Standards and Technology of Maryland and University of California, Davis, 1992.
 - ✚ INFANTES QUIJANO M. A. -Análisis Sísmico de Estructuras de Tierra, Tesis de Titulación Profesional, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, 1999.
 - ✚ INSTITUTO TECNOLÓGICO GEOMINERO DE ESPAÑA. -Manual de Ingeniería de Taludes, España, 1991.
 - ✚ KAGAWA, T. -SHAKE 21: New approach to earthquake response analyses of horizontally layered soil stress using the equivalent linear method, Wayne State University, Detroit, 1995.



- ✦ LAMBE T. W. Y WHITMAN R. -Mecánica de Suelos, Editorial Limusa, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1989.
 - ✦ MAKDISI, F.I. and SEED, H.B. -A simplified procedure for estimating earthquake- induced deformations in dams and embankments. Report No. UCB/EERC 77/19, University of California, Berkeley, 1977.
 - ✦ McGUIRE, R. -Fortran computer program for seismic risk analysis, Open-File Report 76-67, U.S. Geological Survey, 1976.
 - ✦ MONONOBE, N ., TAKATA, A. and MATUMURA, M. -Seismic stability of earth dam, Proceeding Second Congress on Large Dams, Vol. IV, Washington, 1936.
 - ✦ NEWMARK, N .M. -Effects of earthquakes in dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15 No.2, 1965, pp. 139-160.
 - ✦ MINISTERIO DE FOMENTO-SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUCTURA Y TRANSPORTE DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. -Protección contra Desprendimientos de Rocas, Centro de Publicaciones Secretaria General Técnica Ministerio de Fomento de España, 1996.
 - ✦ ROBLES N. H. -Excavación y Sostenimiento de Túneles y Roca, Concytec, Lima, 1994.
 - ✦ ROSE D. M. -A. URZUA. -An Examination of Lateral Displacement in Sanitary Landfills Due to Seismic Loading, 1996.
 - ✦ RUESTA, P., DIAZ, J. y ALVA, J. -El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y enrocado. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, 1988, pp. 197-218.
-



- ✦ SAMAYCA INGENIEROS S.A. -Dywidag Systems International, USA.

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

- ✦ SUÁREZ DÍAZ J. -Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Ediciones Uis, 1998.

- ✦ TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. -Landslides Investigation and Mitigation, Special Report 247, USA, 1996.



ANEXOS

ANEXO A

CRONOLOGIA DE LOS SISMOS DESTRUCTIVOS EN EL SALVADOR

CRONOLOGIA DE LOS SISMOS DESTRUCTIVOS EN EL SALVADOR

Ref.: Alvarenga E., Hernández D.A. y Hernández D.A.(CIG – MOP)

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
1524	---	---	---	---	---	San Salvador	Primera ruina de que se tiene noticia	Díaz y Cáceres
23 de Mayo de 1576	---	---	---	---	---	Entre San Marcos y Santo Tomás, San Salvador.	Total destrucción de San Salvador.	Lomnitz y Schultz (1966)
1593	---	---	---	---	---	San Salvador	Terremoto daña severamente San Salvador	Vásquez
1625	---	---	---	---	---	San Salvador	Violento terremoto causa graves daños en San Salvador	Vásquez
1650	---	---	---	---	---	San Salvador	Violento terremoto causa daños en San Salvador	(Archivo Ayuntamiento)
1656	---	---	---	---	---	San Salvador	Terremoto en San Salvador	---
30 de Septiembre de 1659	---	---	---	---	---	---	Gran erupción del volcán Boquerón. Completa destrucción de San Salvador	Lomnitz y Schultz (1966)
24 de Agosto de 1671	---	---	---	---	---	San Salvador	Terremoto llamado de San Bartolomé	Díaz
1707	---	---	---	---	---	San Salvador	Ruina completa en San Salvador	Guzmán y Lardé

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
5 de Marzo de 1719	---	13.300° N 89.120° O	7.4	---	---	San Salvador, San Vicente	Ruina completa en San Salvador, San Vicente y pueblos vecinos	Lardé, White
1730	---	13.738° N 89.292° O	5.5	---	---	San Salvador	Violento terremoto en San Salvador	(Archivo Ayuntamiento)
1733	---	14.294° N 89.615° O	7.2	---	---	Santa Ana, Sonsonate, Izalco	Violento terremoto en Santa Ana, Sonsonate, Izalco, causaron daños principalmente en los templos de La Trinidad en Sonsonate y Dolores en Izalco	Ipiña
Abril de 1765	---	13.720° N 89.066° O	5.7	---	---	Ilopango, San Martín, Perulapía y Perulapan	Temblores dañan Ilopango, San Martín, San Bartolomé Perulapía y San Pedro Perulapán	Cáceres, Sapper, Díaz, White
1769	---	---	---	---	---	Izalco	Violenta serie de temblores en la Villa de Izalco	Meyer - Abich
29 de Julio de 1773	---	13.950° N 91.400° O	7.5	---	---	El Salvador	Violento terremoto ocasiona serios daños en San Salvador, Panchimalco, Huizúcar, Jayaque y Guaymoco	Lardé, White
Julio de 1774	---	---	---	---	---	El Salvador	Temblores dañan pueblos del Bálsamo y causan grandes estragos en Huizúcar y Panchimalco	Cáceres
29 de Noviembre de 1783	---	13.632° N 88.787° O	6.6	---	---	San Vicente	Terremoto, se produce a las 2:30 pm, daña la Villa de San Vicente de Austria	Lardé, White

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
1792	---	---	---	---	---	Izalco	Violento temblor en Izalco	Ipiña
2 de Febrero de 1798	---	13.702° N 89.208° O	5.4	---	---	San Salvador	Terremoto a las 2:00 pm destruye San Salvador, tambien se vió afectado Cuscatlán	Montessus y Cáceres, White
20 de Agosto de 1815	---	13.633° N 89.175° O	6.1	---	---	San Salvador	Gran temblor en toda la provincia de San Salvador, muchos templos de la capital quedaron deteriorados, la parroquia de Panchimalco quedó destruida	Lardé y Monterrey, White
7 de Febrero de 1831	---	13.400° N 89.750° O	7.1	---	---	El Salvador	Gran terremoto producido a la 1:00 pm causando notables estragos en San Salvador y daños en muchas poblaciones del Sur	Marure, White
Diciembre de 1838	---	---	---	---	---	San Miguel	Gran terremoto daña completamente Chinameca y San Miguel	Cáceres
21 de Marzo de 1839	---	13.762° N 89.230° O	6.2	---	---	San Salvador	Terremoto a las 3 pm causó daños en San Salvador y pueblos vecinos como Quezaltepeque y Nejapa	Squier, White
23 de Junio de 1847	---	13.708° N 89.469° O	5.9	---	---	El Salvador	Temblor causa daños en los pueblos del Balsamo, en particular Armenia y Jayaque	Cáceres y Díaz, White

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
16 de Abril de 1854	---	13.681° N 89.135° O	6.5	---	---	La intensidad pico fue cerca de San Jacinto, San Salvador	Ruina en San Salvador, la capital se trasladó a Santa Tecla.	Lomnitz y Schulz (1966), White
8 de Mayo de 1854	---	---	---	---	---	San Salvador	Fuerte temblor destruye algunas paredes en San Salvador y causa alarma en Cojutepeque	Boletín de Gobierno
11 de Junio de 1854	---	13.672° N 89.038° O	6.3	---	---	San Vicente	Terremoto a las 2:00 pm, destruye la torre de Reloj en San Vicente, la iglesia y otras poblaciones	Lardé, White
18 de Junio de 1854	---	---	---	---	---	San Miguel	Fuertes temblores en San Miguel y derrumbes en Estanzuelas	Montessus
26 de Noviembre de 1854	---	---	---	---	---	San Salvador	Fuerte terremoto causa daños en San Salvador, se reportaron 20 heridos	Informe Oficial
9 de Diciembre de 1856	---	---	---	---	---	San Salvador, Cojutepeque	Terremoto a las 11:00 am destruye parte de Cojutepeque como algunas casas en San Salvador	Lardé
25 de Agosto de 1859	---	12.850°N 88.000° O	7.1	---	---	La Unión	Fuerte temblor a las 11:00 pm en el Puerto de La Unión, causa daños sin victimas que lamentar	Gaceta, White

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
8 de Diciembre de 1859	---	13.350° N 89.150° O	7.3	---	---	San Salvador	Fuerte temblor se produce a las 10:45 pm en San Salvador, se generó un Tsunami que afectó el puerto de Acajutla	Gaceta, White
21 de Junio de 1860	---	13.630° N 88.887° O	5.8	---	---	San Vicente	Serie de temblores en San Vicente, daños en muchas poblaciones	Gaceta, White
3 de Diciembre de 1860	---	13.350° N 89.450° O	7.1	---	---	San Salvador	Fuerte temblor se da a las 11:00 am, daños en las poblaciones de los alrededores	Gaceta, White
21 de Marzo de 1867	---	---	---	---	---	Armenia	Violento temblor destruye la Iglesia de Armenia	Lardé
30 de Junio de 1867	---	13.310° N 89.200° O	7.1	---	---	El Salvador	Violento temblor a las 5:30 pm que dañó San Salvador, La Libertad, San Vicente, Suchitoto, Santa Tecla	Cáceres, White
29 de Diciembre de 1872	---	13.633° N 88.876° O	5.4	---	---	San Vicente	Violento terremoto a las 11:50 pm daña muchas viviendas en San Vicente y ocasiona varias muertes	Lardé, White
19 de Marzo de 1873	---	13.300° N 89.300° O	7.1	---	---	San Salvador	Violento temblor se produjo en San Salvador a las 4:30 pm	---

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
2 de Octubre de 1878	---	---	---	---	---	El Salvador	Violento terremoto causa a las 8:00 am la ruina total de Jucuapa, daños parciales en Chinameca y considerables daños en El Triunfo, Santiago de María, Alegría y otras poblaciones de área	Lardé y Sapper
20-21 de Diciembre de 1879	---	---	---	---	---	San Salvador, Ilopango	Serie de temblores que se extendió hasta el 31 de diciembre en los alrededores del lago de Ilopango, su número fluctuó de 600 a 800 eventos produciendo daños en los alrededores del lago de Ilopango.	---
8 de Julio de 1883	---	---	---	---	---	San Salvador	Fuerte temblor destruye algunas paredes en san Salvador a las 8:10 am	---
12 de Octubre de 1887	---	---	---	---	---	La Unión	Fuerte temblor a las 7:00 pm causa daños en La Unión	---
9 de Septiembre de 1891	---	13.250° N 89.300° O	7.1	---	---	San Salvador	Terremoto causa semiruina de San Salvador y otras poblac.	Lardé, White
18 de Octubre de 1892	---	---	---	---	---	La Unión	Serie de temblores en el área de la Bahía de Fonseca, causando fuertes derrumbes en la isla de Conchaguita. Considerables daños en La Unión	Meyer - Abich

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
2 de Enero de 1893	---	13.705° N 89.164° O	5.6	---	---	San Salvador	Sismo a las 9:00 am, ocasiona la semiruina de San Salvador y Soyapango	White
25 de Marzo de 1899	---	13.651° N 88.796° O	5.7	---	---	San Vicente	Movimiento sísmico causa la ruina de San Vicente, Apastepeque e Istepeque	Lardé, White
18 de Abril de 1902	---	14.000° N 91.000° O	Ms=7.9 (Alfaro et al, 1990)	25.0	---	---	Maremoto en Ahuachapán destruyendo Barra de Santiago, Cara Sucia y Garita Palmera. Daños en el occidente del país y en San Salvador.	Martínez (1978)
19 de Julio de 1912	---	13.867° N 89.567° O	Ms=5.9 (White y Harlow, 1993)	---	---	---	Violento temblor causa daños en Armenia, Izalco y Santa Ana.	Martínez (1978), White
8 de Junio de 1917	00:55	13.700° N 89.500° O	Ms=6.5 (White y Harlow, 1993)	---	---	---	Erupción del Boquerón. Sismo causa destrucción en Armenia y graves daños en Ateos, Sacacoyo y San Julián. Un segundo sismo causa daños en San Salvador, Apopa, Nejapa, Quezaltepeque, Opico y Santa Tecla.	Jordan y Martínez (1979), White
8 de Junio de 1917	01:30	13.750° N 89.267° O	Ms=6.4 (White y Harlow, 1993)	---	---	---		
20 de Diciembre de 1936	02:43	13.717° N 88.933° O	Ms=6.1 (White)	---	---	San Vicente	Destrucción de San Vicente. Entre 100 a 200 muertos.	White
6 de Mayo de 1951	23:03	13.520° N 88.400° O	Ms=6.0 (White)	10	---	Jucuapa y Chinameca	---	White (1993)

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
6 de Mayo de 1951	23:08	13.520° N 88.400° O	Ms=6.2 (White)	10	---	Jucuapa y Chinameca	Murieron más de 400 personas	White (1993)
7 de Mayo de 1951	20:22	13.480° N 88.450° O	5.8 (White)	10	---	Jucuapa y Chinameca	---	White (1993)
12 de Abril de 1961	22:20	13.200° N 88.900° O	5.95 (USGS)	122	VI en San Salvador	Océano Pacífico	Daños menores en San Salvador y el sur de El Salvador	USGS No 30-61 (1961) CIG (Reporte Interno)
3 de Mayo de 1965	10:01	13.700° N 89.170° O	Ms=6.0 (White)	15	VII en San Salvador	San Salvador	125 muertos, 400 heridos y 4000 casas destruidas	USGS No 44-65 (1965) Lomnitz y Shulz (1966) White et al (1987)
4 de Febrero de 1976	09:01	15.300° N 89.100° O	Ms=7.5	5	IX en Ciudad de Guatemala. V en San Salvador.	Guatemala	En Guatemala hubo 254,750 casas destruidas, más de 22,700 muertos y más de 76,000 heridos. No hubo daños en San Salvador.	Geological Survey (1976), White
19 de Junio de 1982	06:21	13.300° N 89.300° O	7.0 PAS 6.0 ISC	82	VII en San Salvador	Océano Pacífico	Según informe de Cruz Roja Salvadoreña, 8 personas murieron y 96 resultaron heridas. Hubo un promedio de 5000 personas damnificadas	CIG (1983)
23 de Abril de 1985	03:22	13.560° N 88.670° O	mb=4.8 (USGS)	-	VI en Berlín	Area de Berlín, Depto. de Usulután	Se registraron más de 5,000 sismos, por lo menos 167 fueron sentidos en el área epicentral.	USGS(1985) CIG (1985)

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
10 de Octubre de 1986	17:49	13.670° N 89.190° O	mb=5.4 (CIG-USGS)	7.3	VIII-IX en San Salvador	San Salvador	1,500 muertos, 10,000 heridos, unas 60,000 viviendas destruidas o seriamente dañadas.	Alvarez (1987)
3 de Noviembre de 1988	14:46	13.880° N 90.450° O	mb=5.6 (USGS)	69	VI en Ahuachapán	Océano Pacífico. Al Sur del Depto de San José, Guatemala	5 personas murieron, algunos heridos, y cerca de 100 viviendas dañadas al sur de Guatemala	USGS (1988) CIG (Reporte Interno)
1 de Marzo de 1999	21:57	13.639° N 88.786° O	Mc=4.6	10.3	VI-VII en San Vicente	Zona de San Vicente	A partir del 1 de marzo de 1999 un total de 934 sismos fueron registrados, de los cuales 71 fueron reportados como sentidos en la ciudad de San Vicente y Alrededores. Se reportaron daños en viviendas (adobe y bahareque) e iglesias.	CIG (Reporte Interno)
17 de Marzo de 1999	21:38	13.663° N 88.802° O	Mc=4.5	9.1	VI en San Vicente	Zona de San Vicente		CIG (Reporte Interno)
3 de Abril de 1999	4:22	13.296° N 87.575° O	Mc=5.3	14.1	VII en la Isla de Meanguera	Zona del Golfo de Fonseca	A partir del 2 de abril de 1999 se reportó una serie de sismos en la Zona del Golfo de Fonseca, de éstos 17 fueron reportados como sentidos en la Isla de Meanguera y sitios aledaños. Se reportaron daños en muros de mampostería y grietas moderadas en algunas edificaciones.	CIG (Reporte Interno)
3 de Abril de 1999	10:10	13.225° N 87.603° O	Mc=5.8	12.5	VII en la Isla de Meanguera	Zona del Golfo de Fonseca		CIG (Reporte Interno)

FECHA	HORA GMT	COORDENADAS GEOGRAFICAS	MAGNITUD	PROF (km)	INTENSIDAD MAXIMA (MM)	EPICENTRO	COMENTARIOS	REFERENCIA
13 de Enero de 2001	17:34	12.830° N 88.790° O	Mw=7.6	39.0	VII en San Salvador	Zona de Subducción	Se reportan 944 fallecidos, 1155 edificios públicos dañados, 108,261 viviendas destruidas, 19 hospitales dañados, 405 iglesias dañadas, 445 derrumbes (Fuente: COEN)	USGS
13 de Febrero de 2001	14:22	13.640° N 88.940° O	Mw=6.6	13.0	VI en San Salvador	Zona de San Vicente	Se reportan 315 fallecidos, 82 edificios públicos dañados, 41302 viviendas destruidas, 5 hospitales dañados, 73 iglesias dañadas, 71 derrumbes (Fuente: COEN)	USGS CIG
17 de Febrero de 2001	20:25	13°39.6' N 89°14.9' O	Ml=5.1	5.1	VI en San Salvador	Area Metropolitana de San Salvador	No se reportaron mayores daños materiales pero si causa pánico en la población del Area Metropolitana de San Salvador	CIG

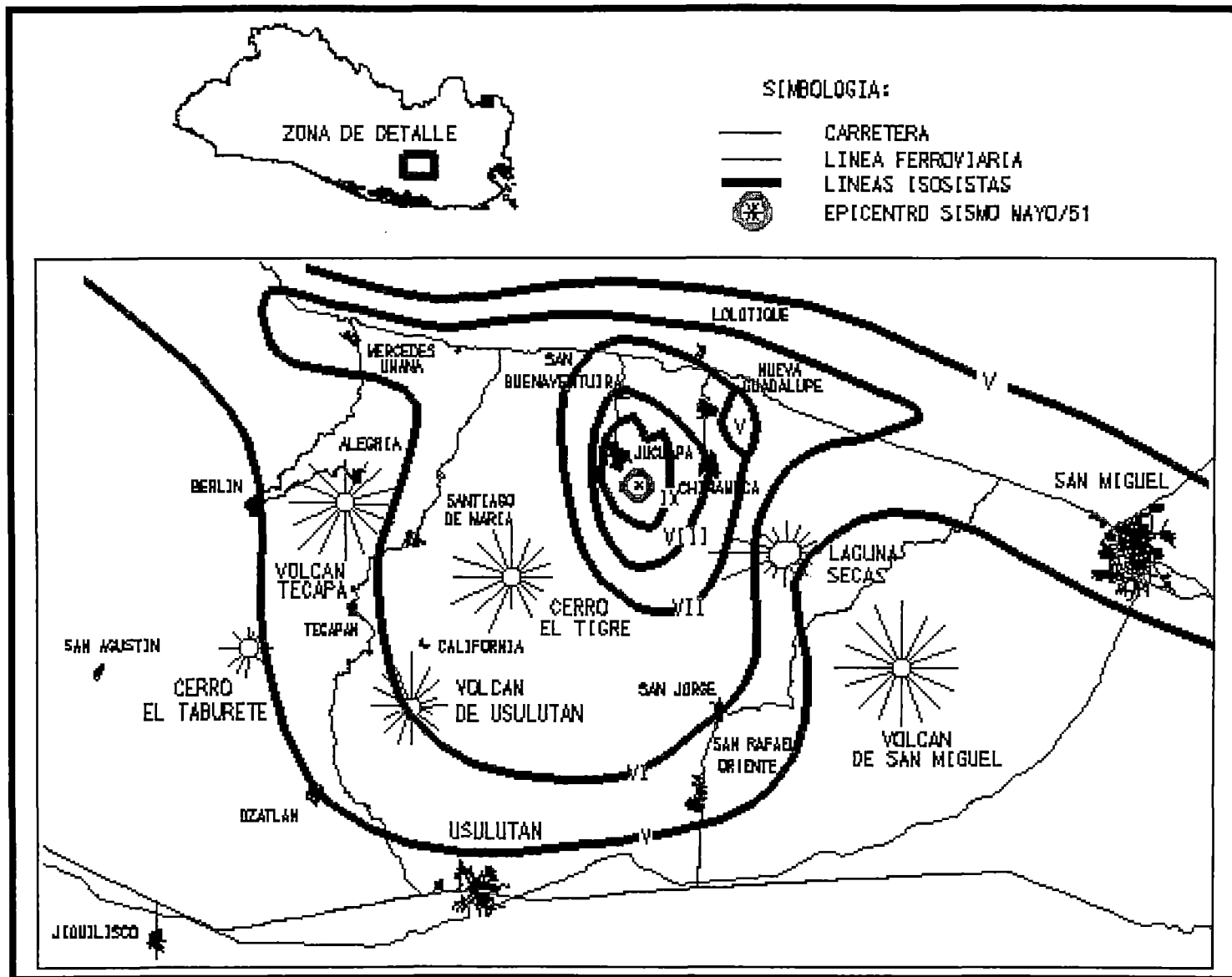
Nota: mb= Magnitud de Ondas de Cuerpo

Ms= Magnitud de Ondas de Superficie

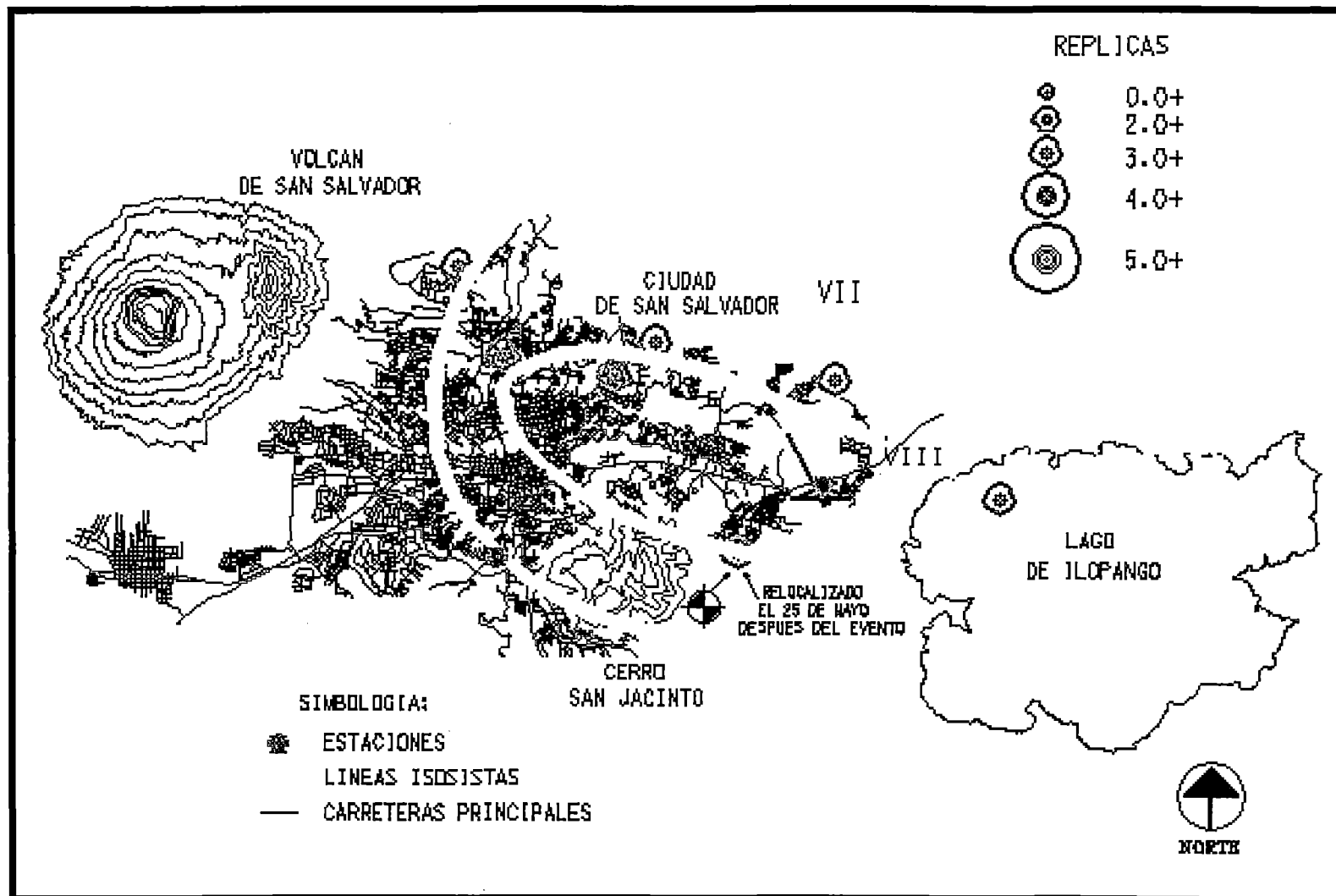
Mc= Magnitud Coda

Mw= Magnitud de Momento

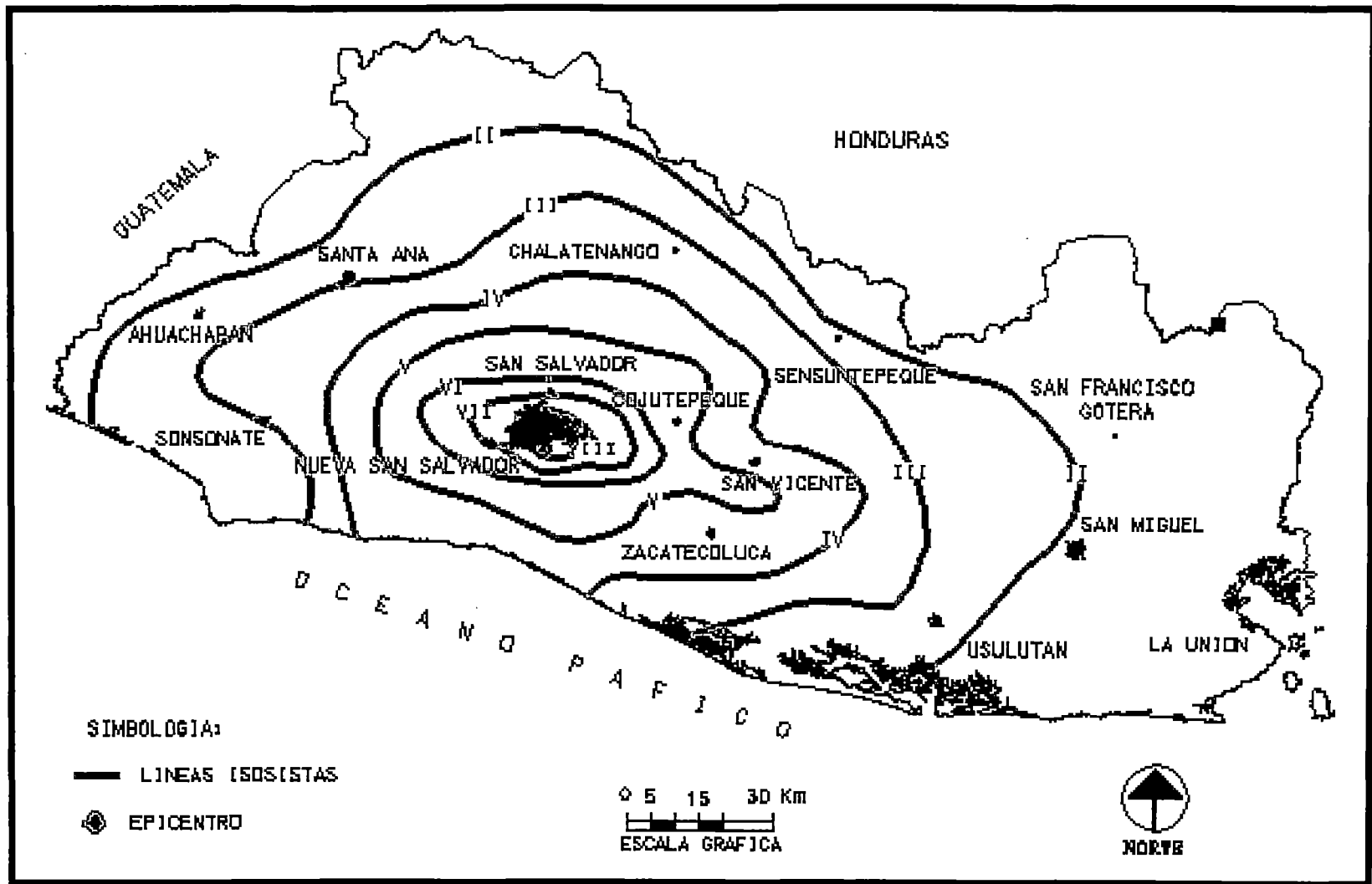
ANEXO B
MAPAS DE ISOSISTAS



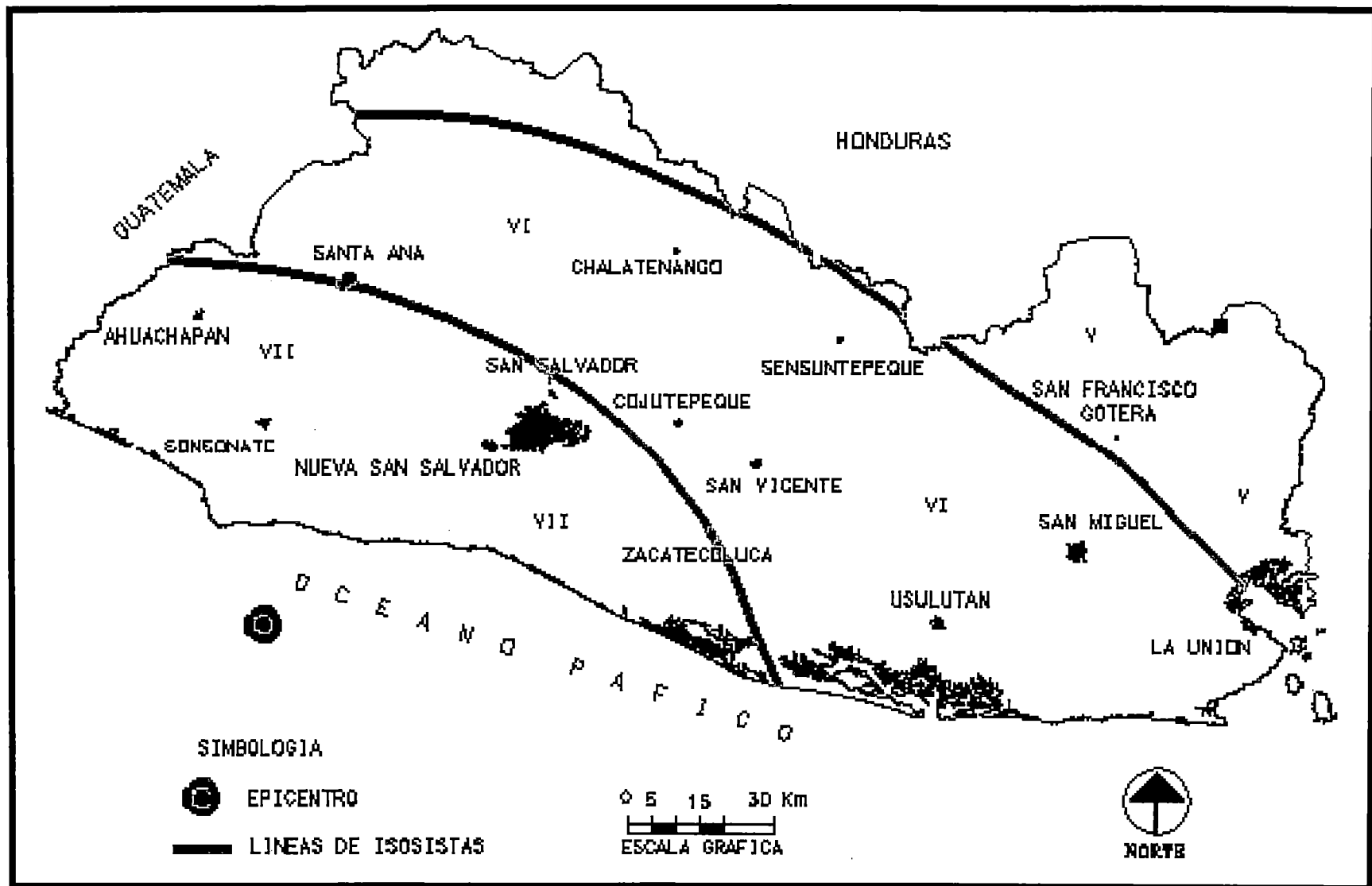
**MAPA DE ISOSISTAS EN ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA
SISMO DEL 6 DE MAYO DE 1951 (Whitey Harlow, 1993)**



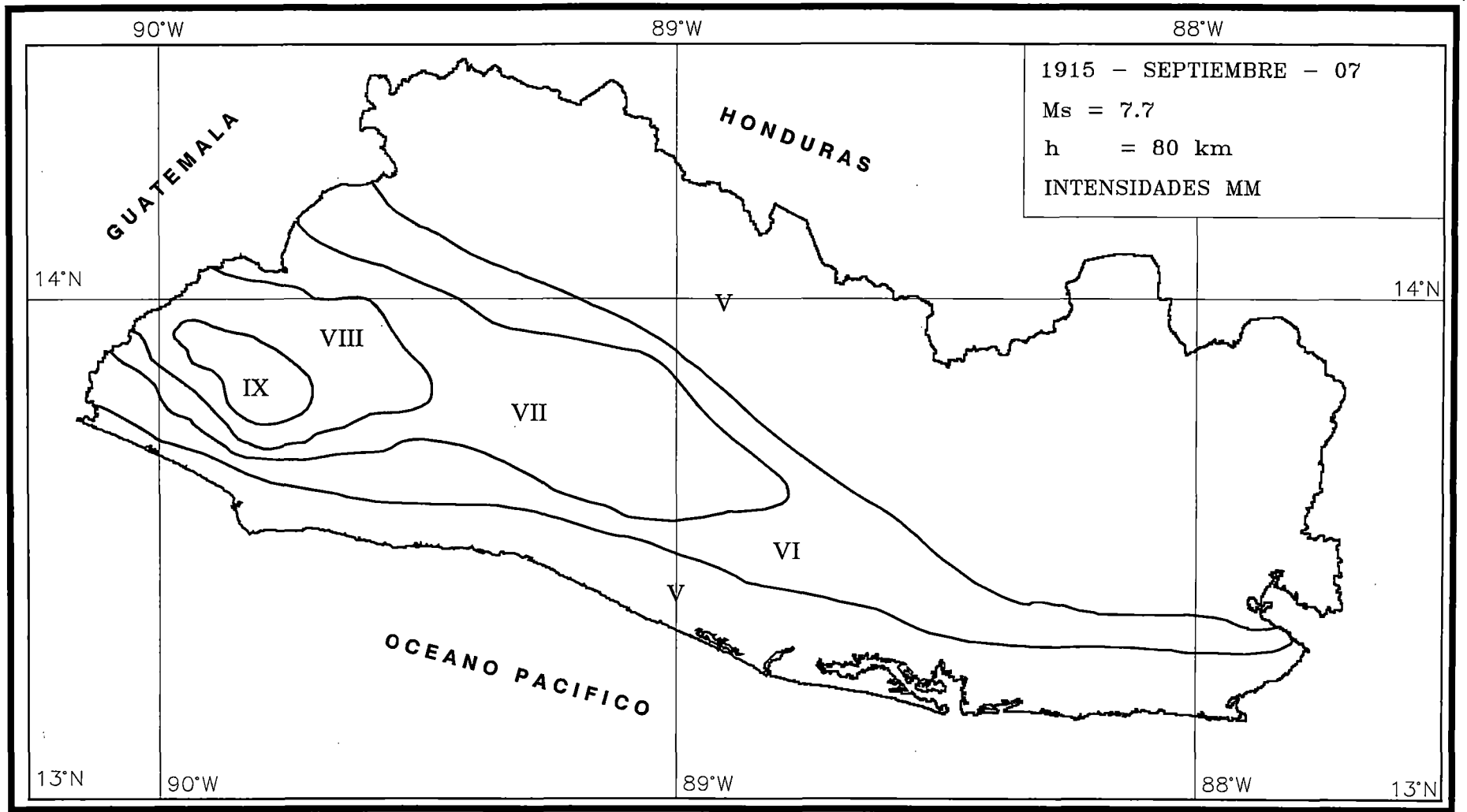
**MAPA DE ISOSISTAS EN ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA
SISMO DEL 03 DE MAYO DE 1965
(Lomnitz y Schultz, 1966; White et al 1987)**



**MAPA DE ISOSISTAS EN ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA
SISMO DEL 10 DE OCTUBRE DE 1986 (Alvarez, 1987)**

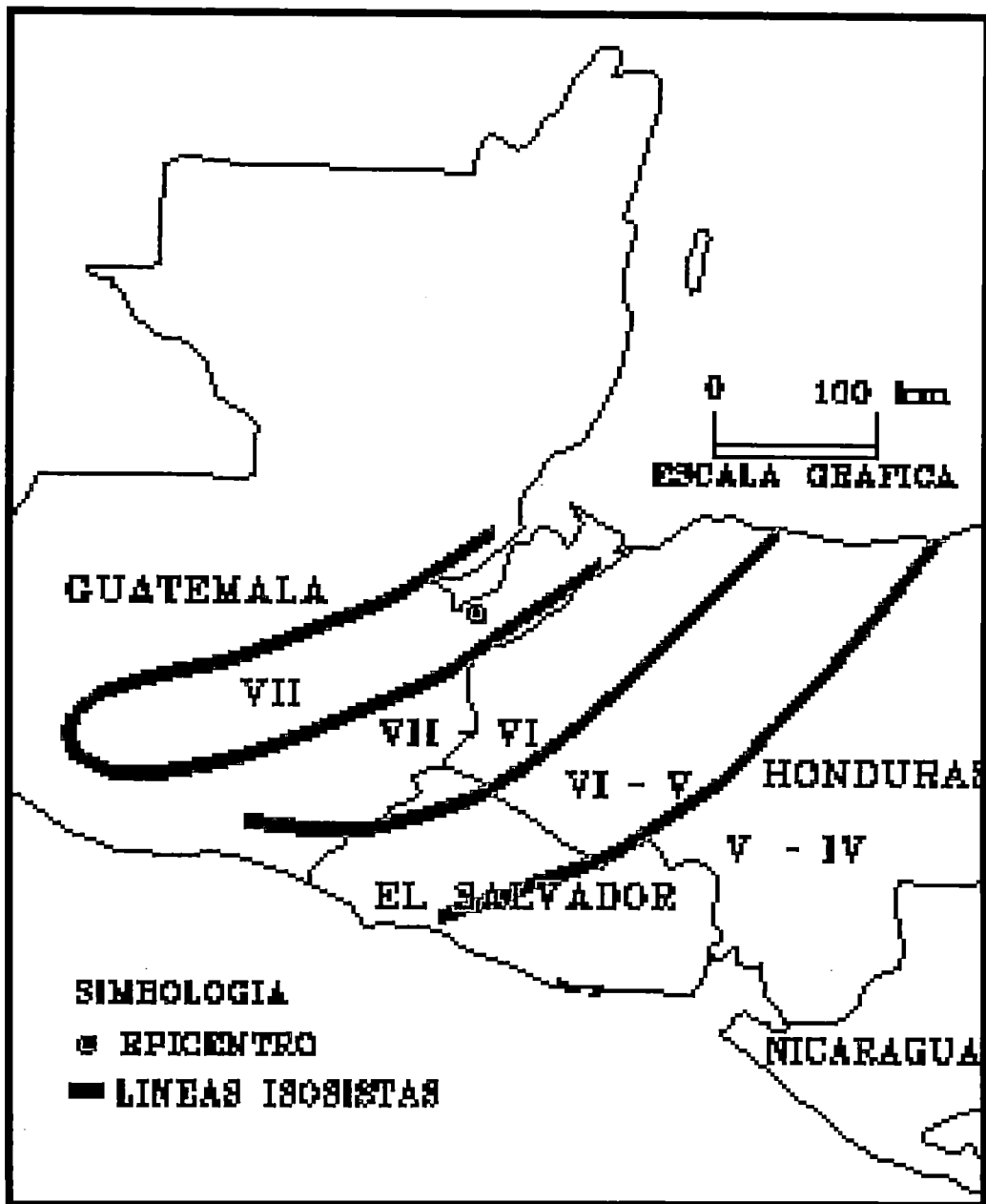


**MAPA DE ISOSISTAS EN ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA
SISMO DEL 19 DE JUNIO DE 1982 (Alvarez, 1982)**



MAPA DE ISOSISTAS EN ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA

SISMO DEL 7 DE SEPTIEMBRE DE 1915 (Grases, 1994)



MAPA DE ISOSISTAS EN ESCALA DE MERCALLI MODIFICADA

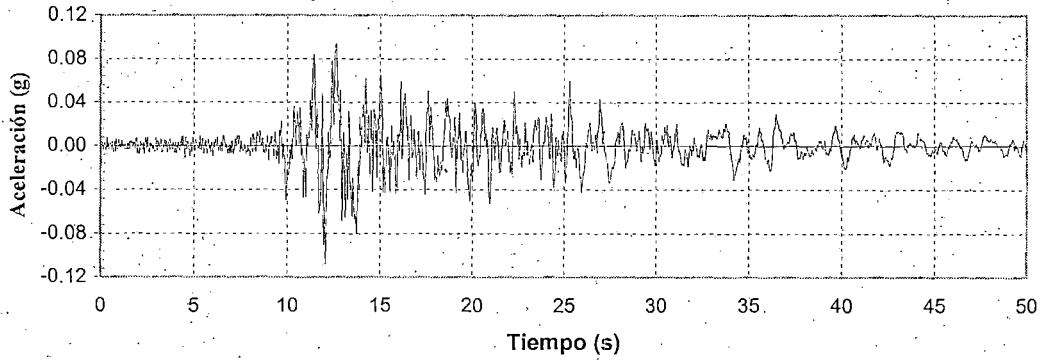
SISMO DEL 4 DE FEBRERO DE 1976 (White y Harlow, 1993)

ANEXO C

REGISTROS ACELEROGRAFICOS DISPONIBLES DE LOS SISMOS DE ENERO Y FEBEREO DEL 2001

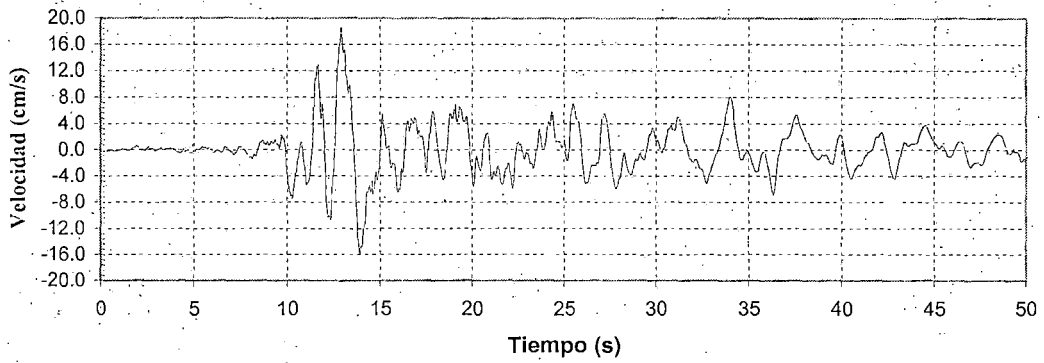
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.108 \text{ g}$ $t = 12.07 \text{ s}$



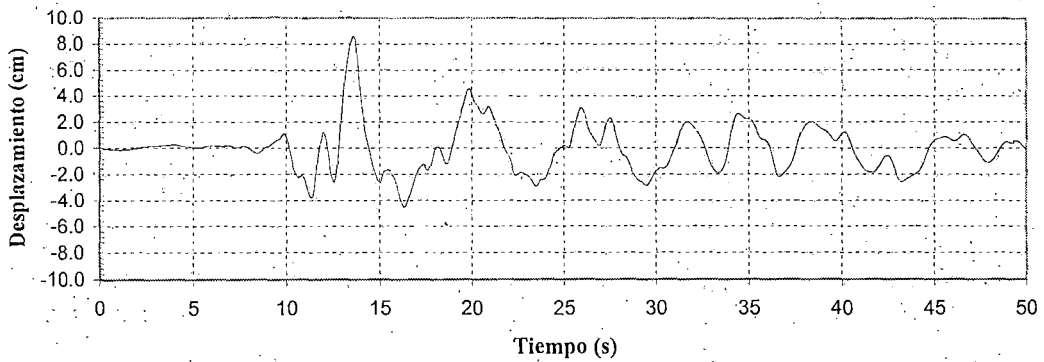
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 18.555 \text{ cm/s}$ $t = 12.90 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 8.552 \text{ cm}$ $t = 13.59 \text{ s}$



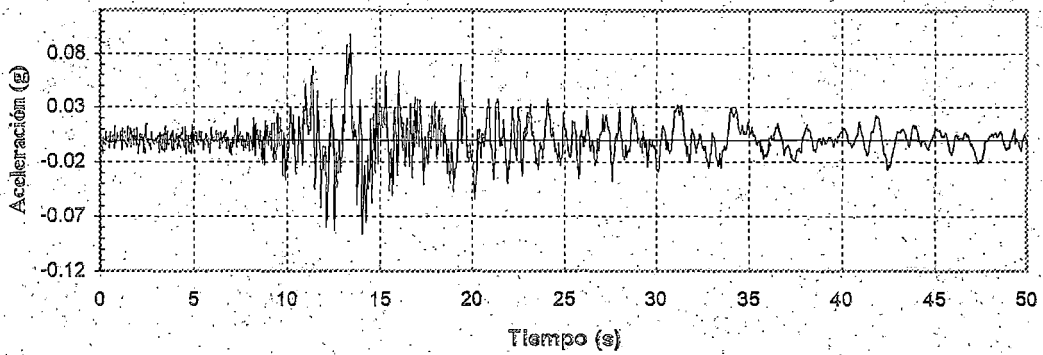
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. ACAJUTIA CEPA COMP. 90°

Sismo 2001 - Acajutia Ceba

$dt = 0.005 \text{ s}$

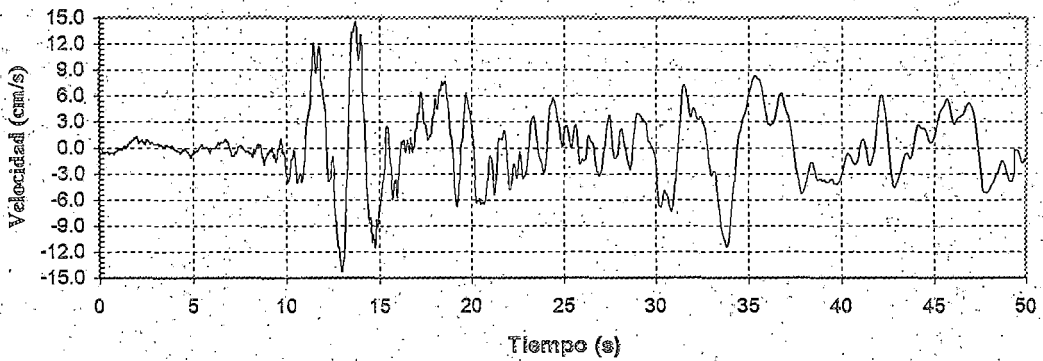
Aceleración - Tiempo Historia

$a = 0.098 \text{ g}$ $t = 13.38 \text{ s}$



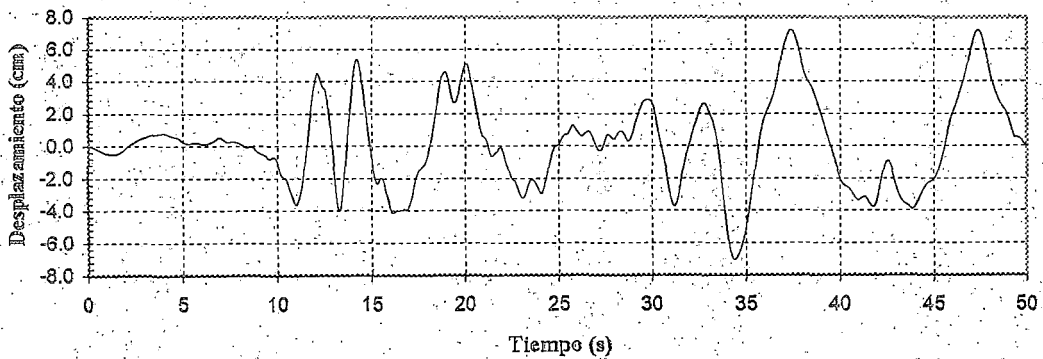
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 14.567 \text{ cm/s}$ $t = 13.70 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 7.168 \text{ cm}$ $t = 37.40 \text{ s}$

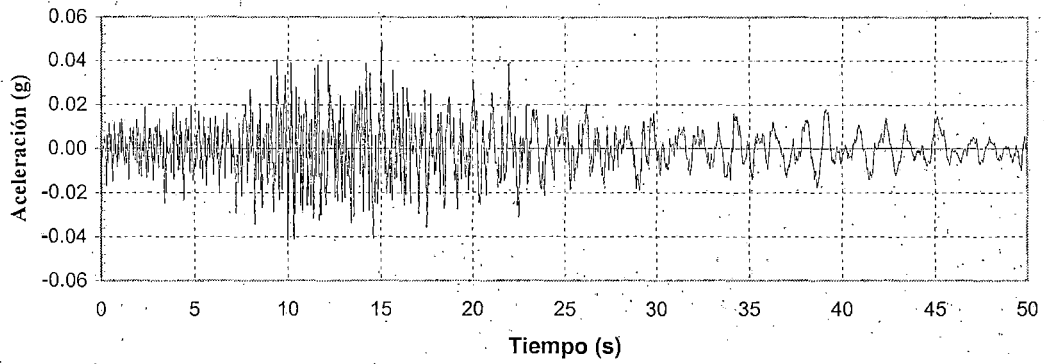


SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. ACAJUTIA. CBPA. COMP. 360

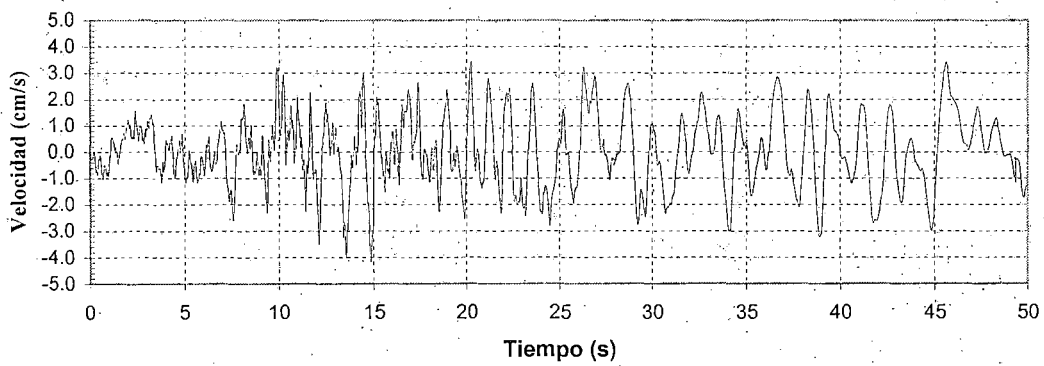
Sismo 2001 - Acajutia Cepa

$dt = 0.005 \text{ s}$

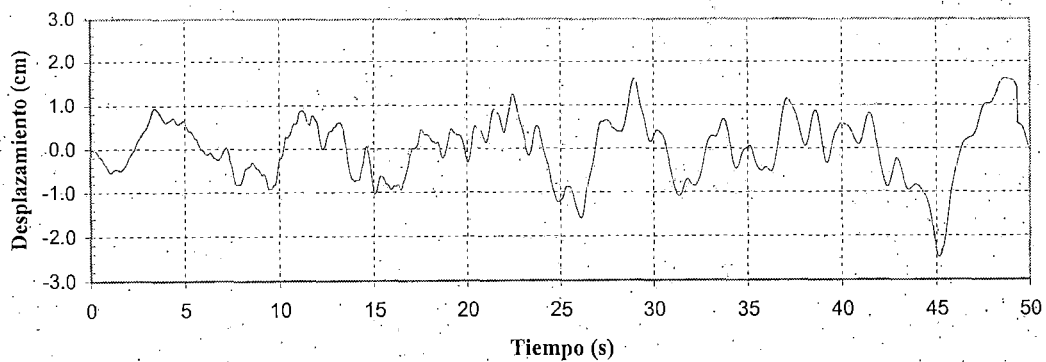
Aceleración - Tiempo Historia
 $a=0.050\text{ g}$ $t=15.04\text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v=4.177\text{ cm/s}$ $t=14.87\text{ s}$



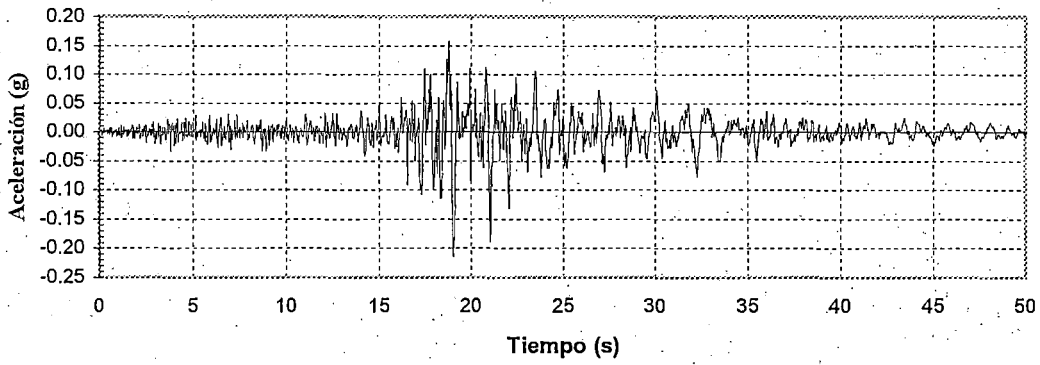
Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d=-2.497\text{ cm}$ $t=45.16\text{ s}$



SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. ACAJUTIA CEPA COMP. VERTICAL
Sismo 2001 - Acajutia Cepa
 $dt=0.005\text{ s}$

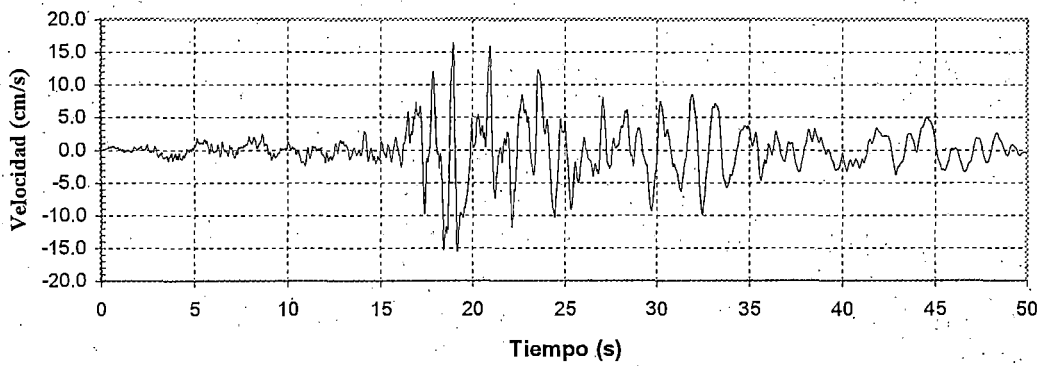
Aceleración - Tiempo Historia

a= -0.214g t= 19.01 s



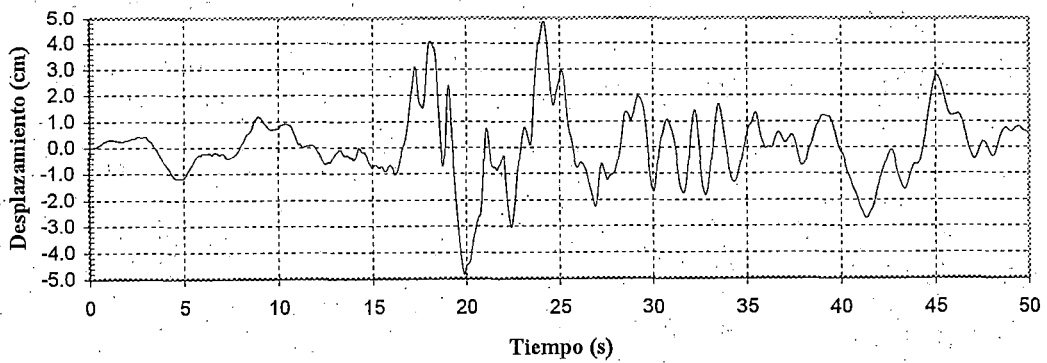
Velocidad - Tiempo Historia

v=16.552 cm/s t= 18.92s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d= 4.862 cm t= 24.15s

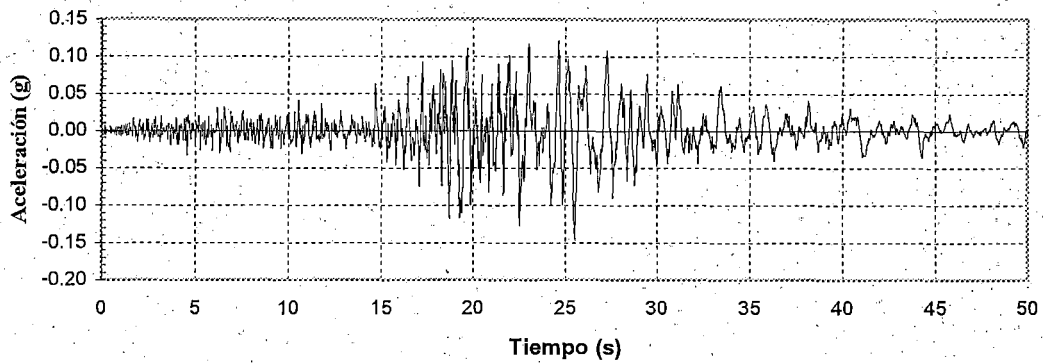


SAN SALVADOR, 13 ENE 2001, AHUACHAPAN COMP. 90°

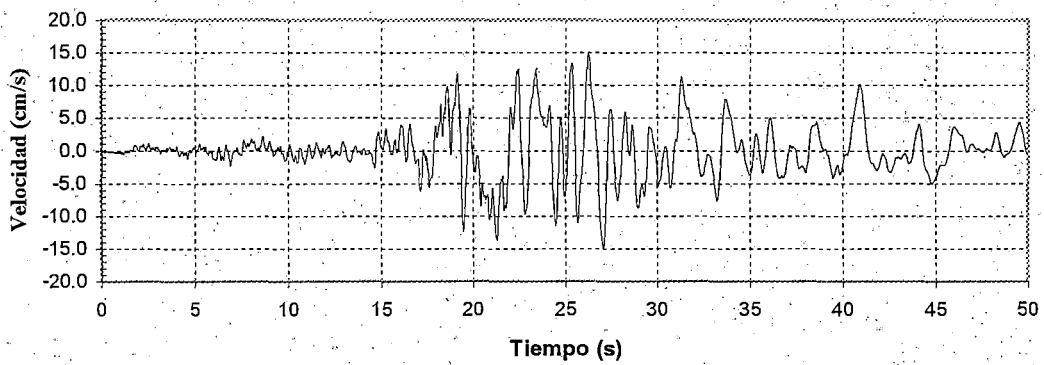
Sismo 2001 - Ahuachapán

dt=0.005s

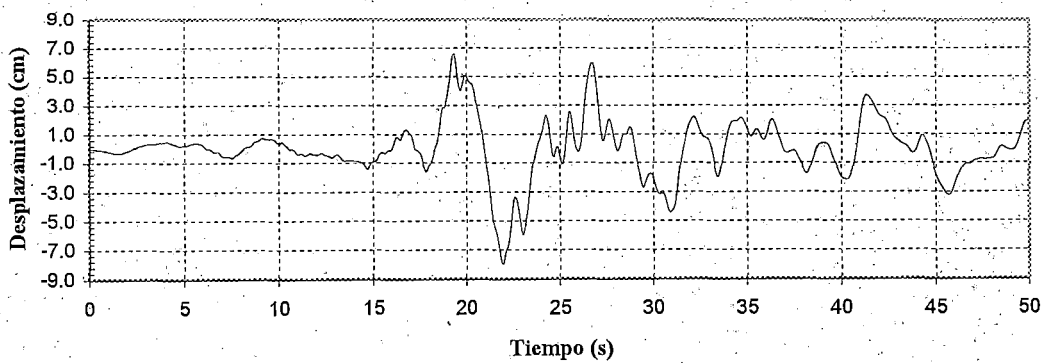
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = -0.146 \text{ g}$ $t = 25.53 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 14.883 \text{ cm/s}$ $t = 27.07 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = -7.986 \text{ cm}$ $t = 21.92 \text{ s}$



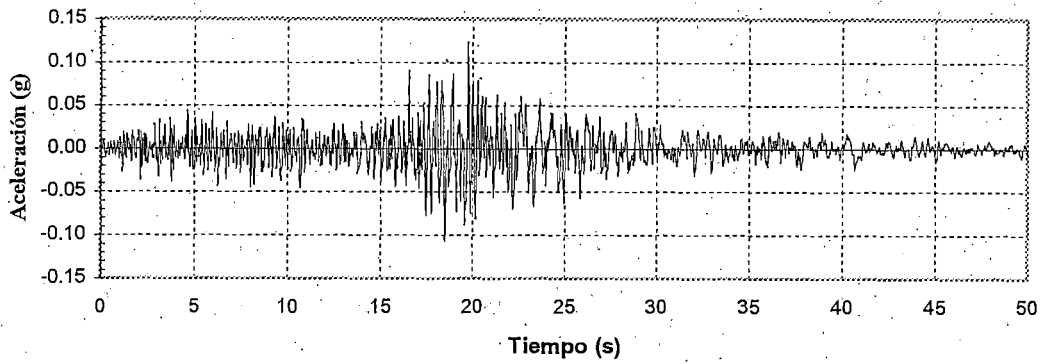
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. AHUACHAPAN COMP. 360°

Sismo 2001 - Ahuachapán

$dt = 0.005 \text{ s}$

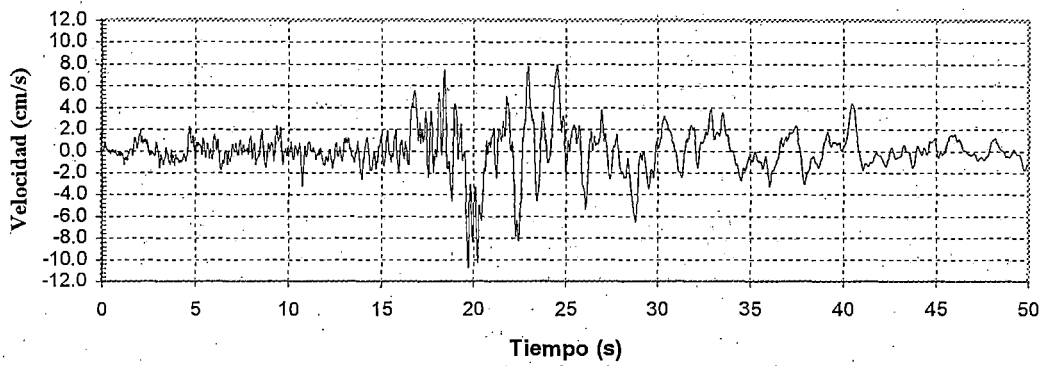
Aceleración - Tiempo Historia

$a = 0.124 \text{ g}$ $t = 19.73 \text{ s}$



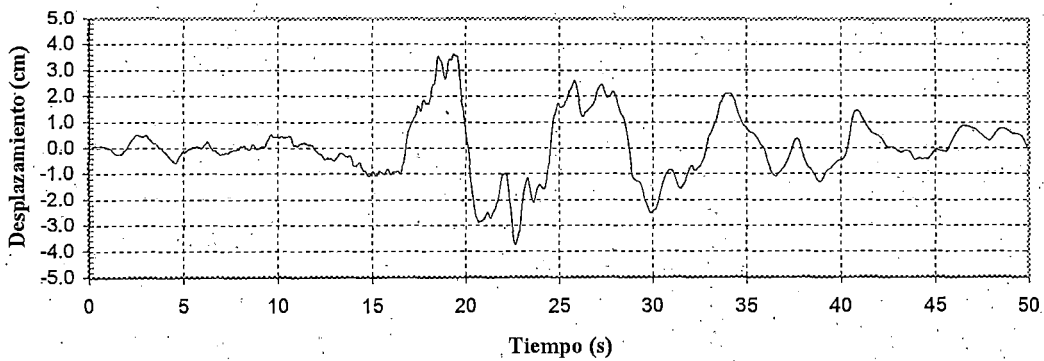
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 10.747 \text{ cm/s}$ $t = 19.69 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = -3.737 \text{ cm}$ $t = 22.66 \text{ s}$



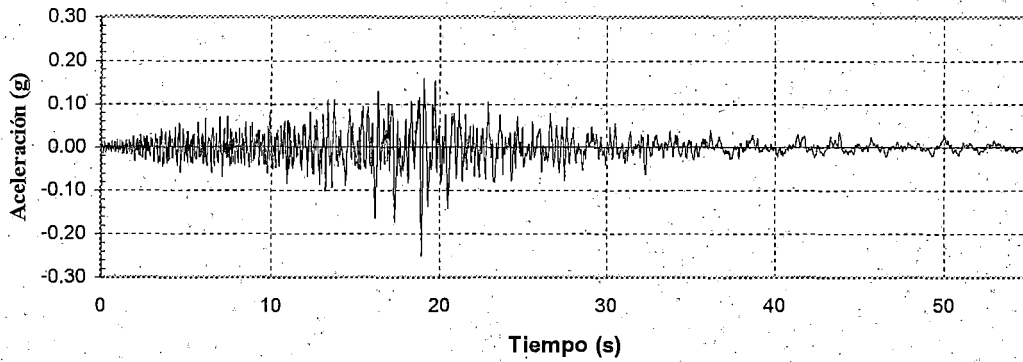
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. AHUACHAPAN COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - Ahuachapán

$dt = 0.005 \text{ s}$

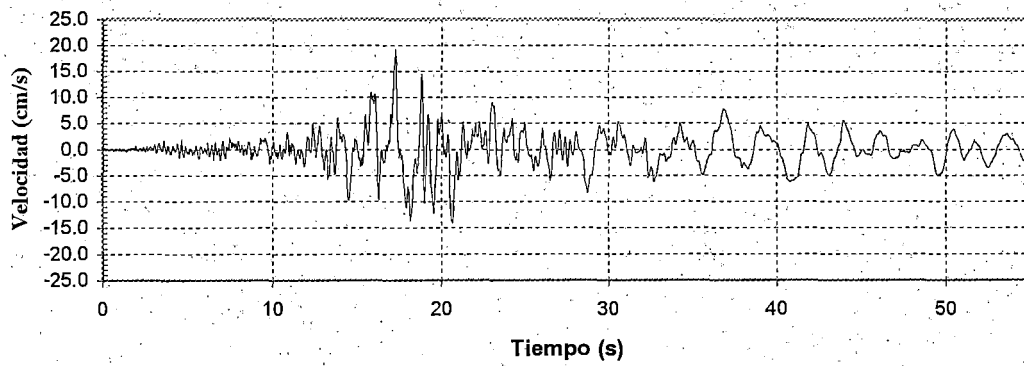
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.250\text{ g}$ $t = 18.91\text{ s}$



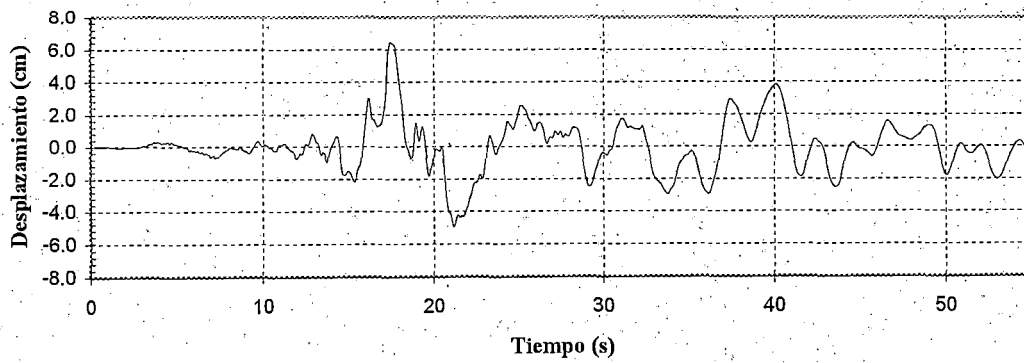
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 19.211\text{ cm/s}$ $t = 17.23\text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 6.449\text{ cm}$ $t = 17.42\text{ s}$



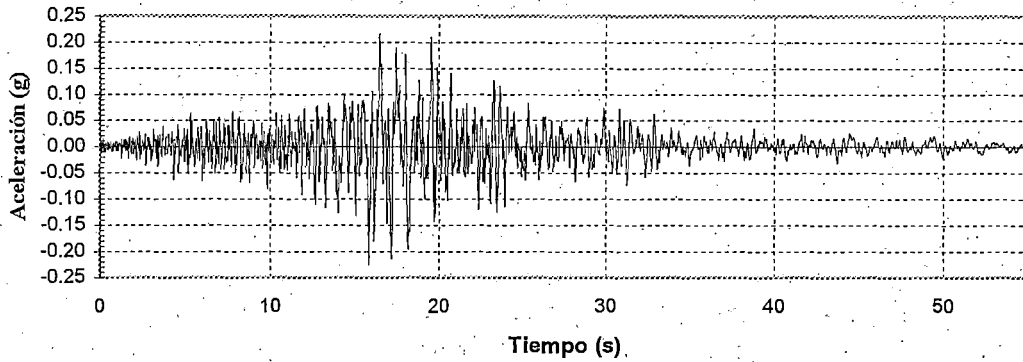
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. CIUDELA DON BOSCO COMP. 90°

Sismo 2001 - Ciudadela Don Bosco

$dt = 0.005\text{ s}$

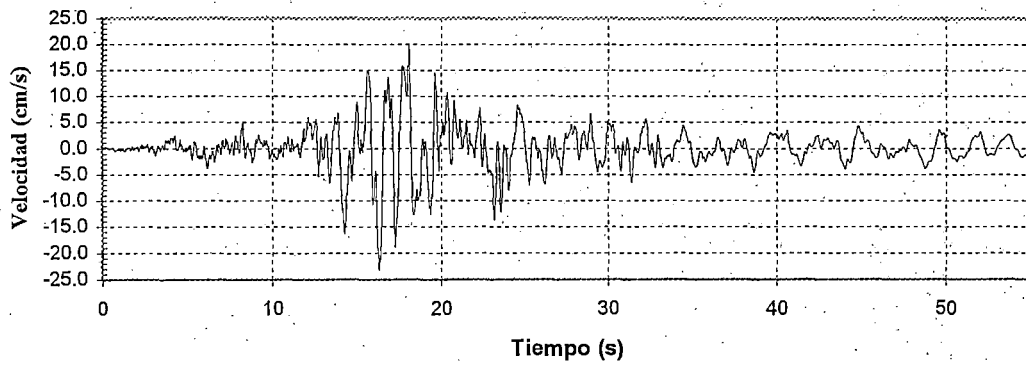
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.225 \text{ g}$ $t = 15.81 \text{ s}$



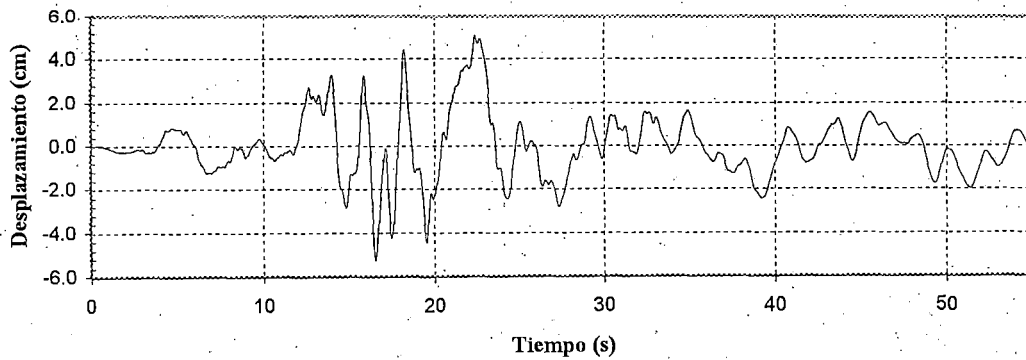
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 23.240 \text{ cm/s}$ $t = 16.29 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = -5.264 \text{ cm}$ $t = 16.52 \text{ s}$



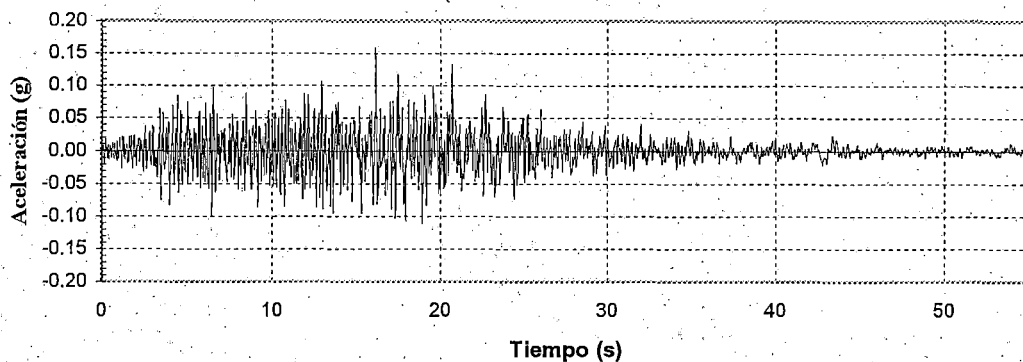
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. CIUDADELA DON BOSCO COMP. 360°

Sismo 2001 - Ciudadela Don Bosco

$dt = 0.005 \text{ s}$

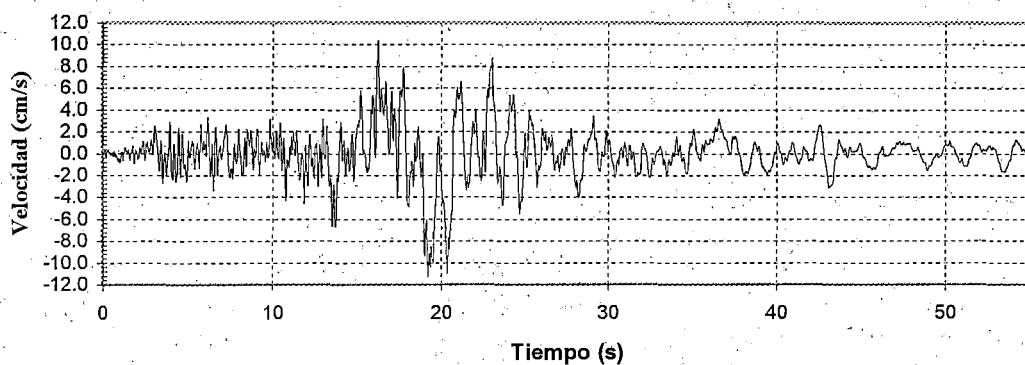
Aceleración - Tiempo Historia

$a = 0.160 \text{ g}$ $t = 16.12 \text{ s}$



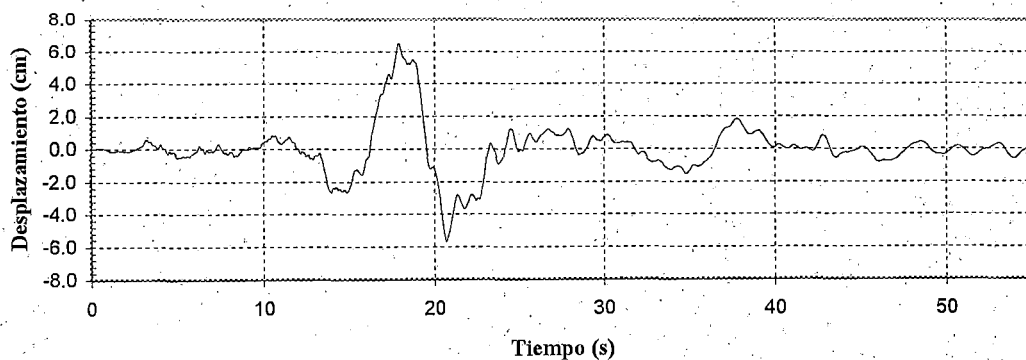
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 11.307 \text{ cm/s}$ $t = 19.21 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 6.501 \text{ cm}$ $t = 17.89 \text{ s}$



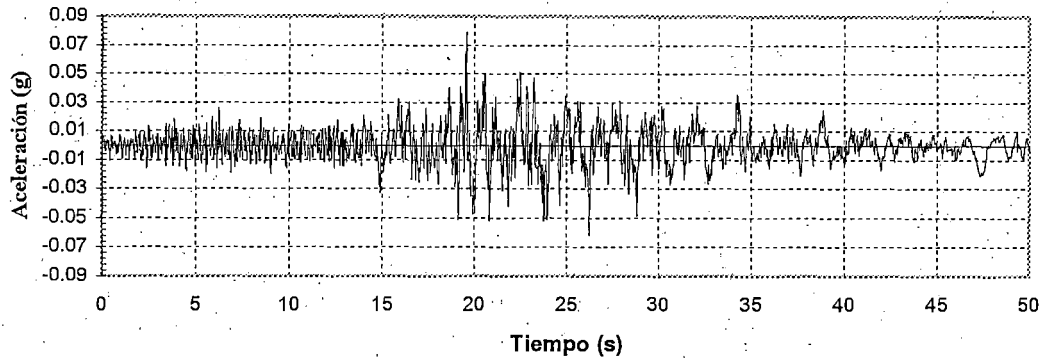
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. CIUDADELA DON BOSCO COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - Ciudadela Don Bosco

$dt = 0.005 \text{ s}$

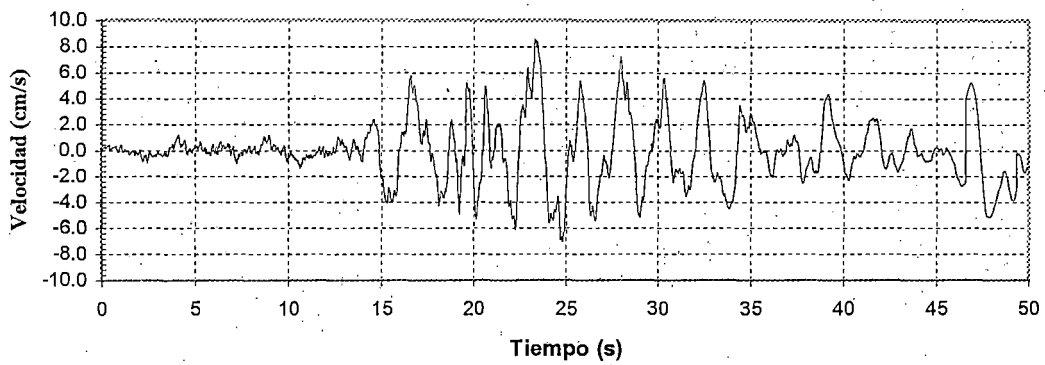
Aceleración - Tiempo Historia

$a = 0.079 \text{ g}$ $t = 19.56 \text{ s}$



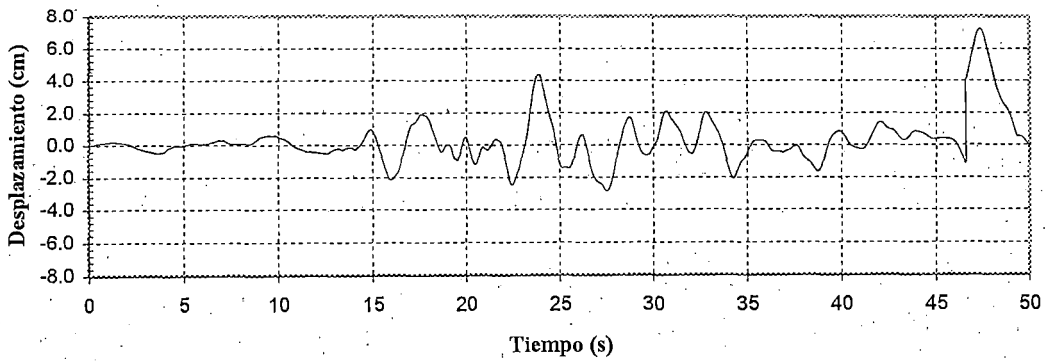
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 8.617 \text{ cm/s}$ $t = 23.29 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

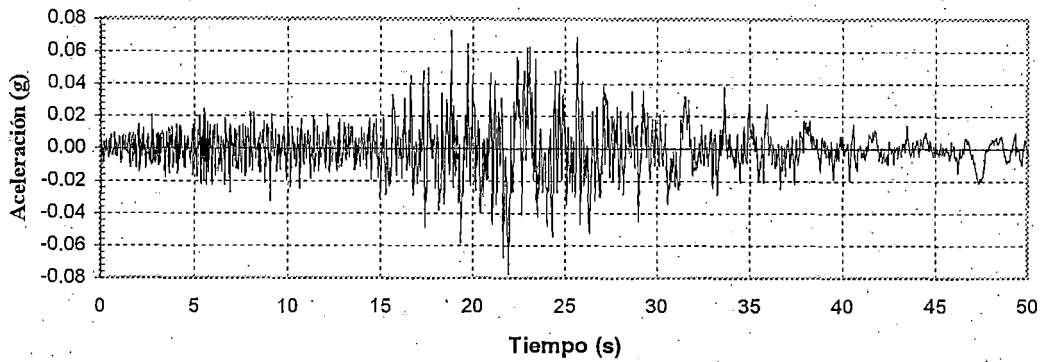
$d = 7.167 \text{ cm}$ $t = 47.36 \text{ s}$



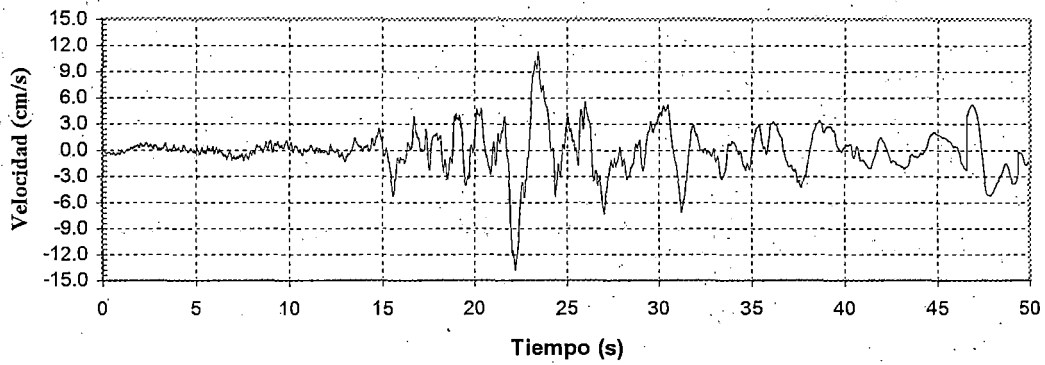
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. CUTUCO COMP. 90°

Sismo 2001 - Cutuco
 $dt = 0.005 \text{ s}$

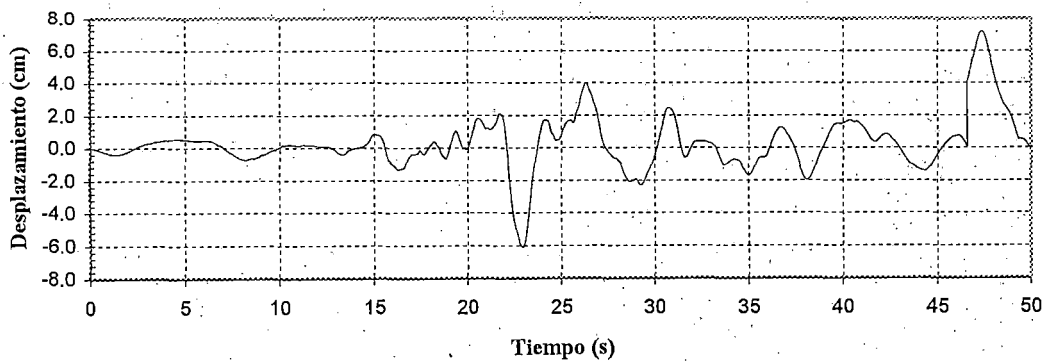
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = -0.078 \text{ g}$ $t = 21.94 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 13.835 \text{ cm/s}$ $t = 22.20 \text{ s}$

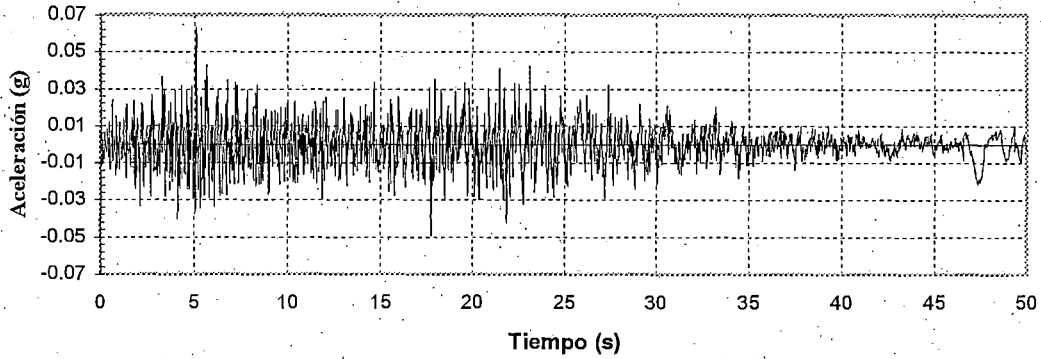


Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 7.167 \text{ cm}$ $t = 47.36 \text{ s}$

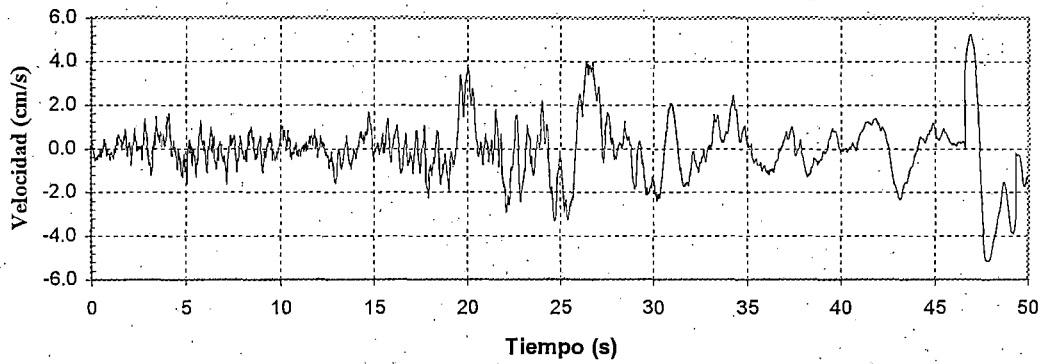


SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. CUTUCO COMP. 360°
Sismo 2001 - Cutuco
dt=0.005s

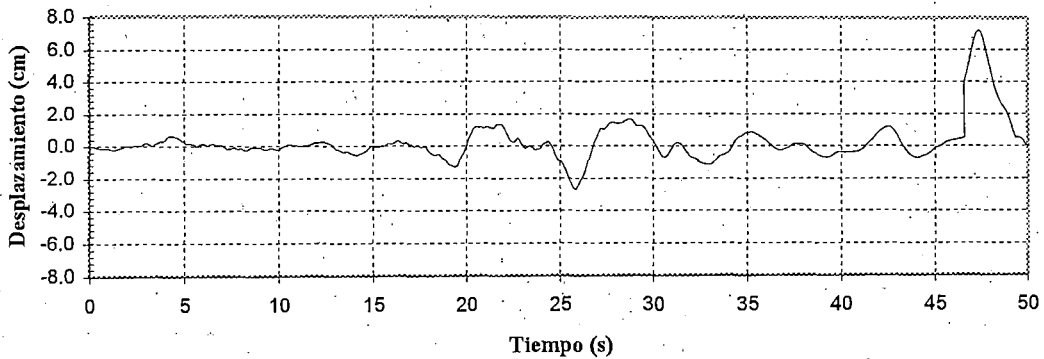
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.063 \text{ g}$ $t = 5.08 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 5.249 \text{ cm/s}$ $t = 46.86 \text{ s}$

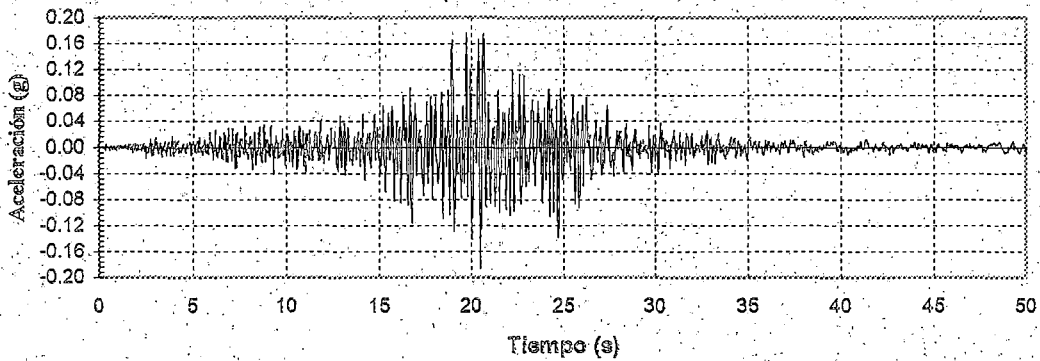


Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 7.167 \text{ cm}$ $t = 47.36 \text{ s}$

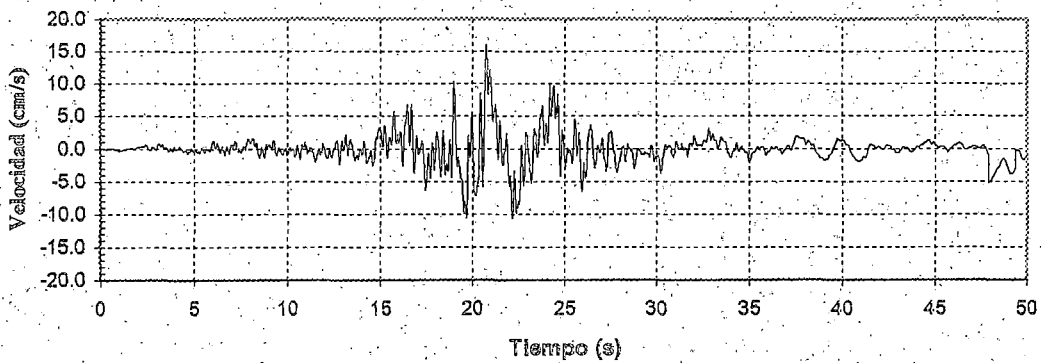


SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. CUTUCO COMP. VERTICAL
Sismo 2001 - Cutuco
dt=0.005s

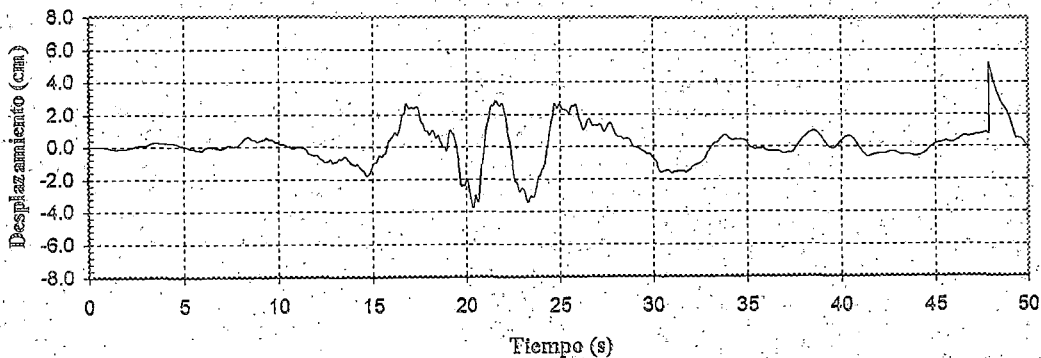
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = -0.187 \text{ g}$ $t = 20.49 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 16.027 \text{ cm/s}$ $t = 20.74 \text{ s}$

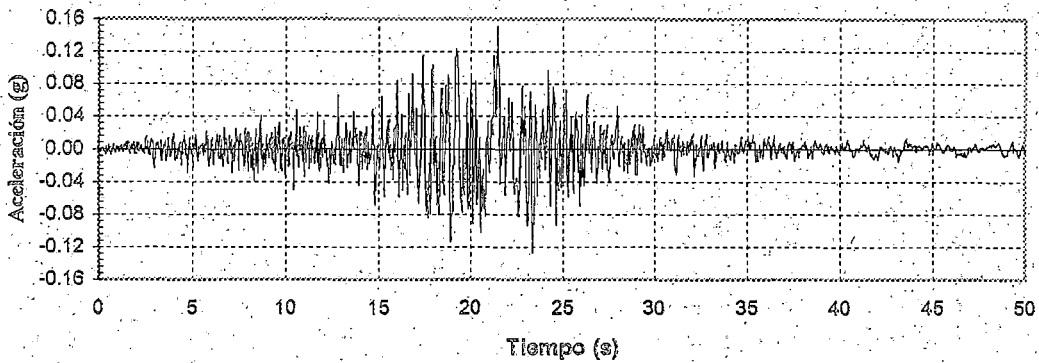


Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 5.205 \text{ cm}$ $t = 47.88 \text{ s}$

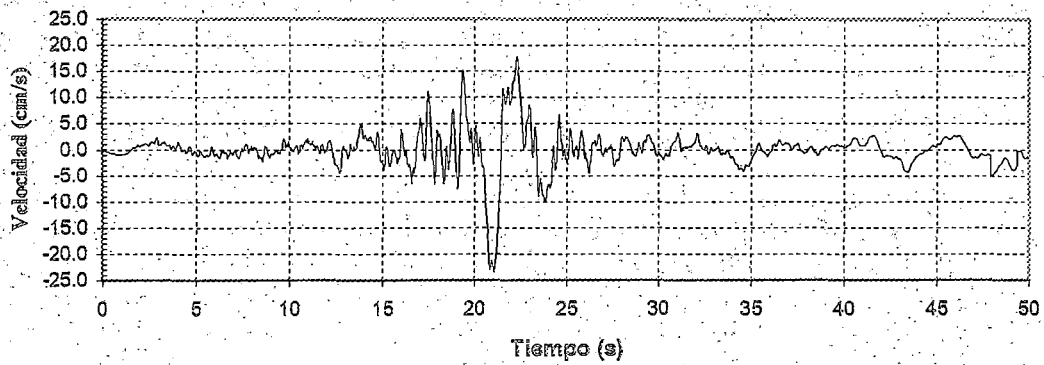


SAN SALVADOR, 13 ENE 2001. PRESA 15 DE SETIEMBRE COMP. 90°
Sismo 2001 - Presa 15 de Setiembre
 $dt = 0.005 \text{ s}$

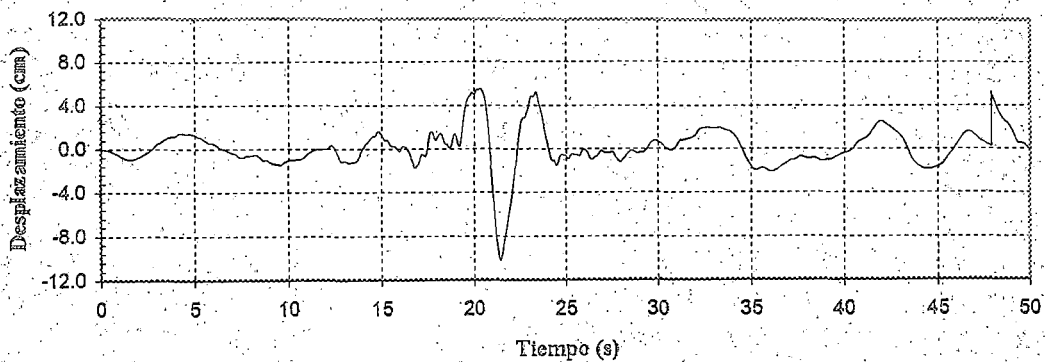
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.152 \text{ g}$ $t = 21.47 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 23.466 \text{ cm/s}$ $t = 21.06 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = -10.194 \text{ cm}$ $t = 21.45 \text{ s}$



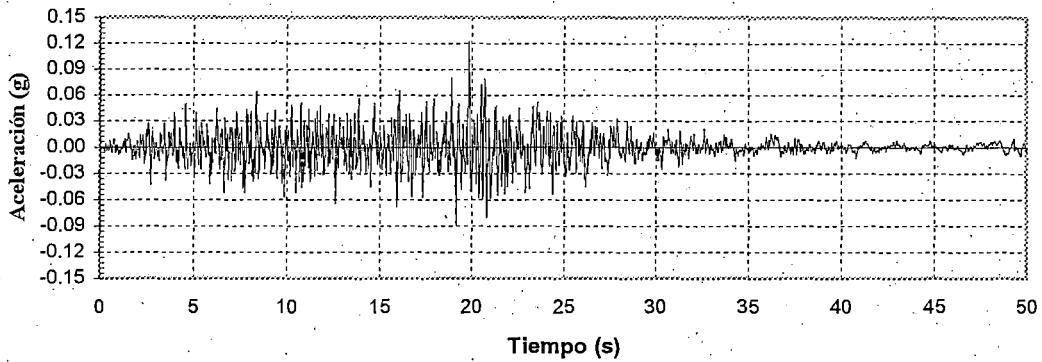
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. PRESA 15 DE SETIEMBRE COMP. 360°

Sismo 2001 - Presa 15 de Setiembre

$\Delta t = 0.005 \text{ s}$

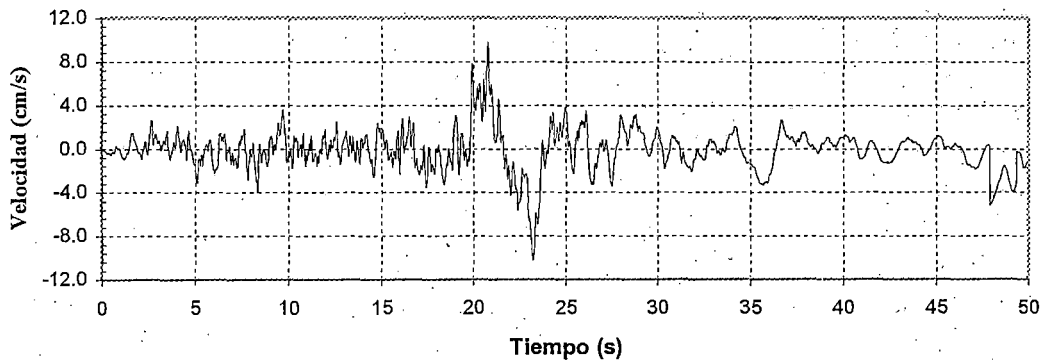
Aceleración - Tiempo Historia

$a = 0.122 \text{ g}$ $t = 19.83 \text{ s}$



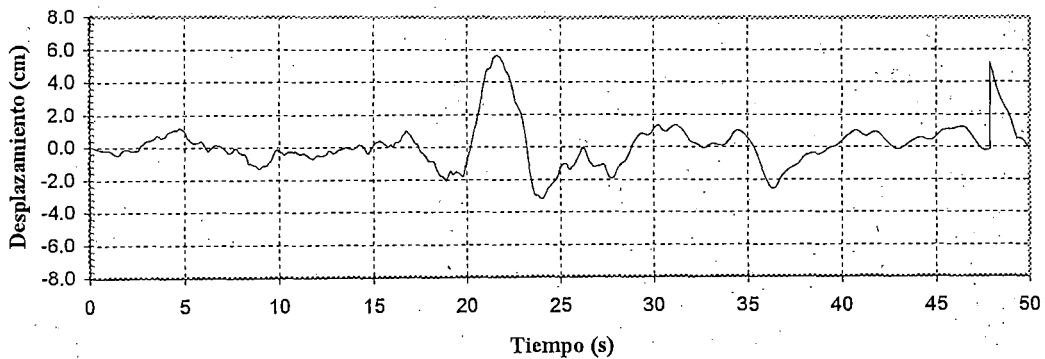
Velocidad - Tiempo Historia

$v = -10.241 \text{ cm/s}$ $t = 23.20 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 5.644 \text{ cm}$ $t = 21.62 \text{ s}$

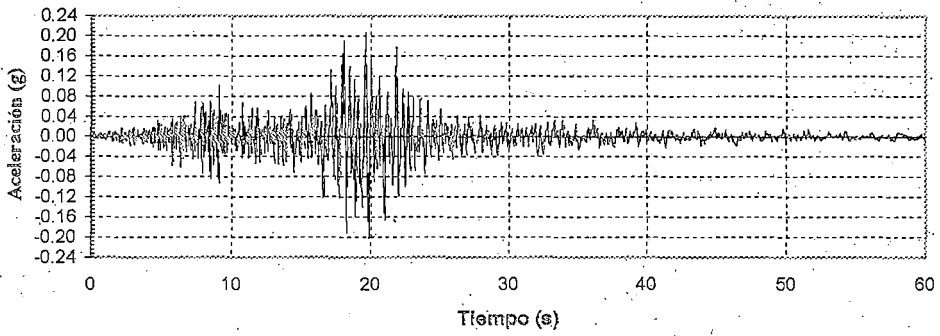


SAN SALVADOR, 13 ENE 2001. PRESA 15 DE SETIEMBRE COMP. VERTICAL

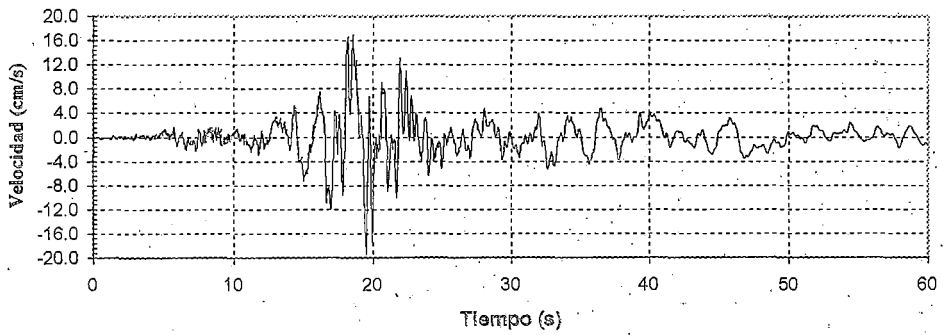
Sismo 2001 - Presa 15 de Setiembre

$dt = 0.005 \text{ s}$

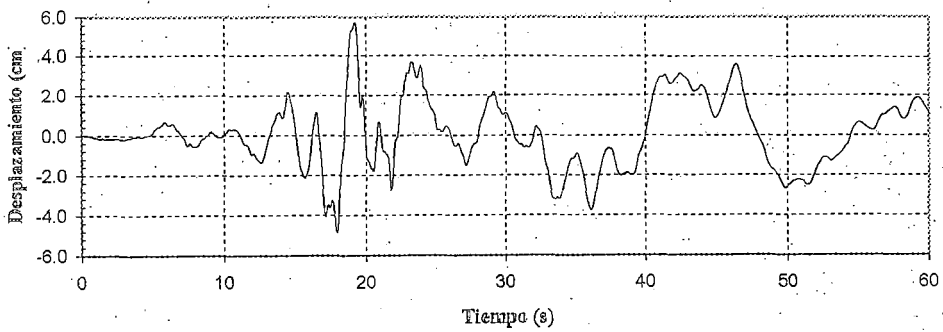
Acceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.208 \text{ g}$ $t = 19.61 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 16.879 \text{ cm/s}$ $t = 19.63 \text{ s}$

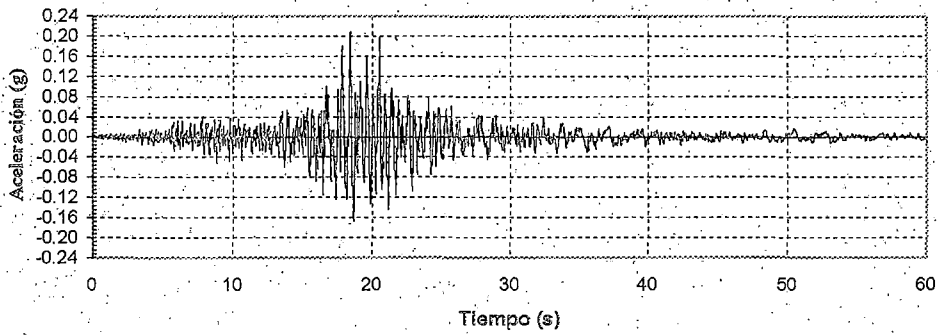


Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 6.706 \text{ cm}$ $t = 19.26 \text{ s}$

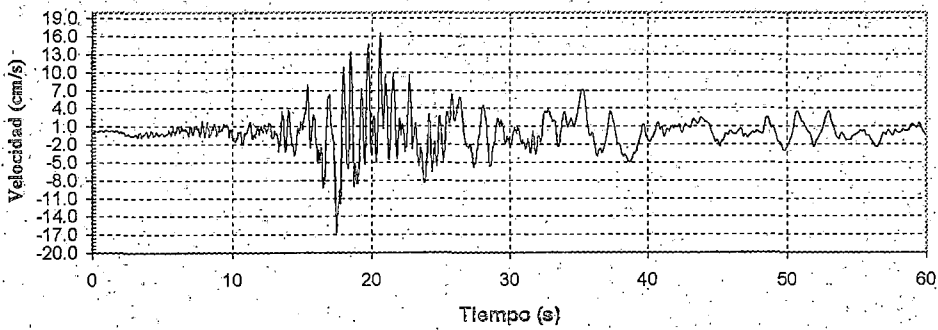


SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. RELACIONES EXTERIORES (FONDO) COMP. 90°
Sismo 2001 - Relaciones Exteriores
 $dt = 0.005 \text{ s}$

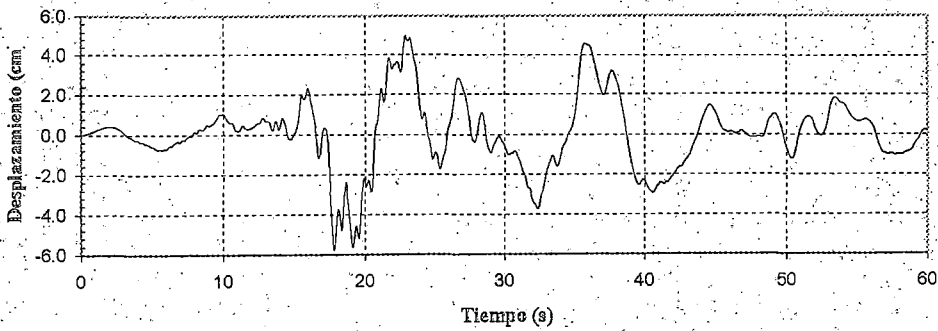
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.209 \text{ g}$ $t = 18.40 \text{ s}$



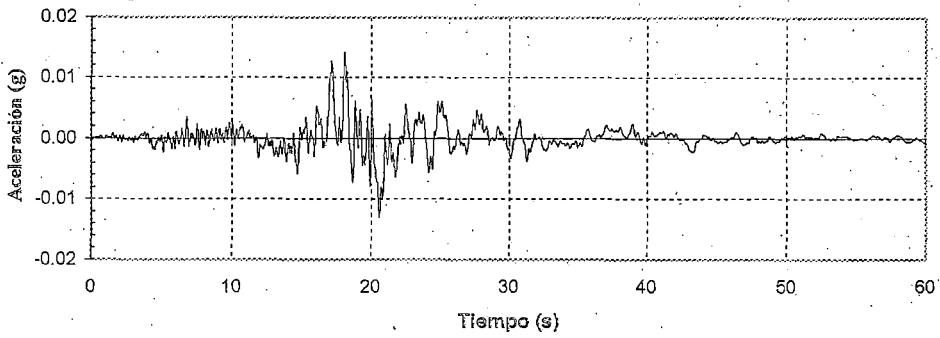
Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 16.621 \text{ cm/s}$ $t = 17.44 \text{ s}$



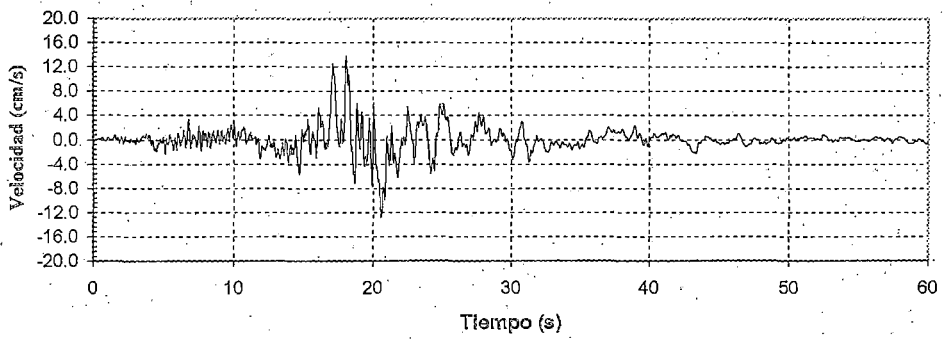
Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = -5.791 \text{ cm}$ $t = 17.82 \text{ s}$



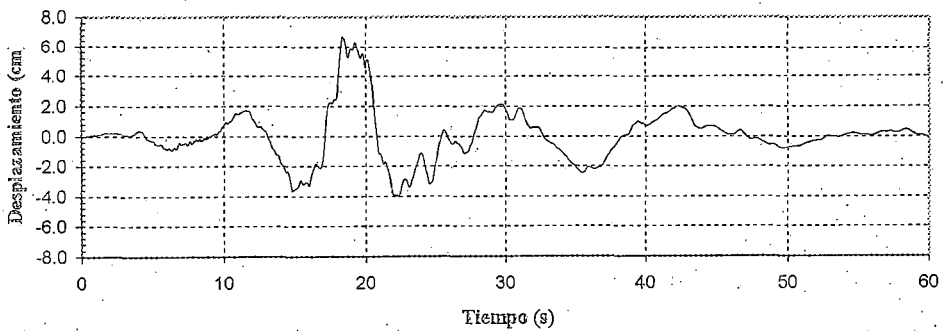
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.014 \text{ g}$ $t = 18.05 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 13.903 \text{ cm/s}$ $t = 18.05 \text{ s}$

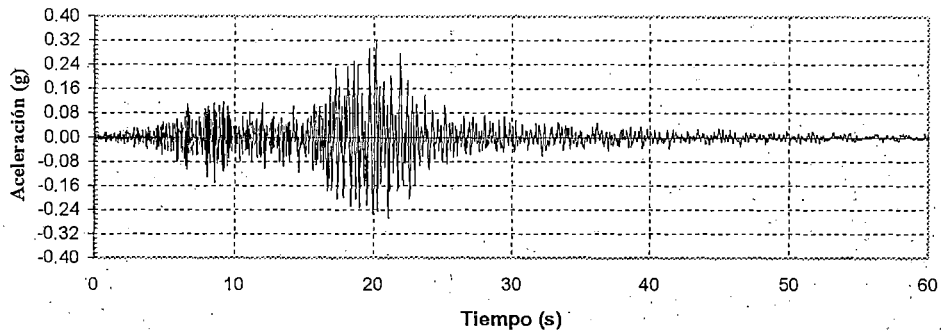


Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 6.693 \text{ cm}$ $t = 18.38 \text{ s}$

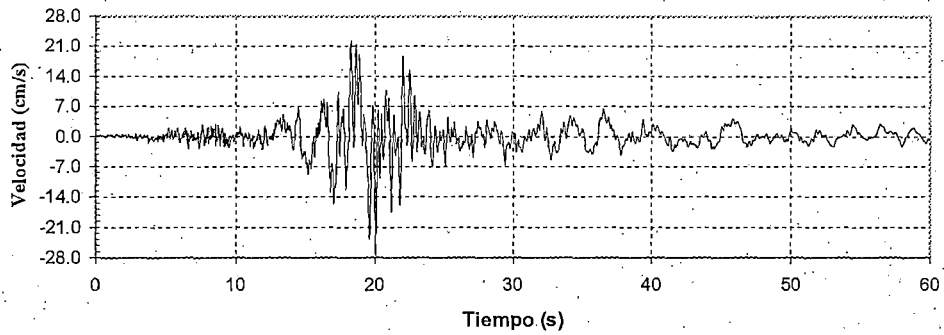


SAN SALVADOR, 13 ENE 2001. RELACIONES EXTERIORES (FONDO) COMP. VERTICAL
Sismo 2001 - Relaciones Exteriores
 $dt = 0.005 \text{ s}$

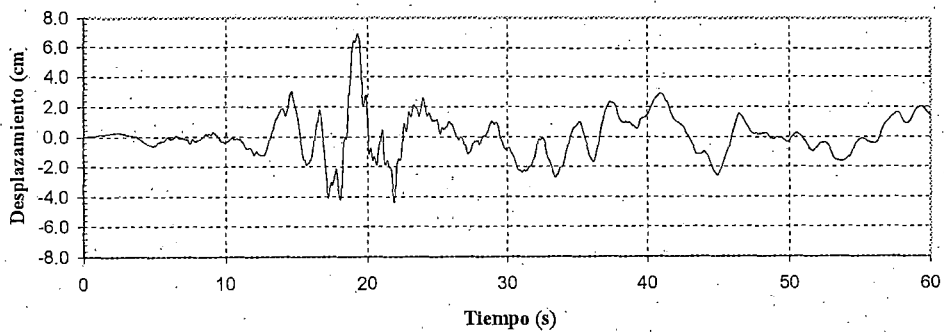
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.323 \text{ g}$ $t = 20.12 \text{ s}$



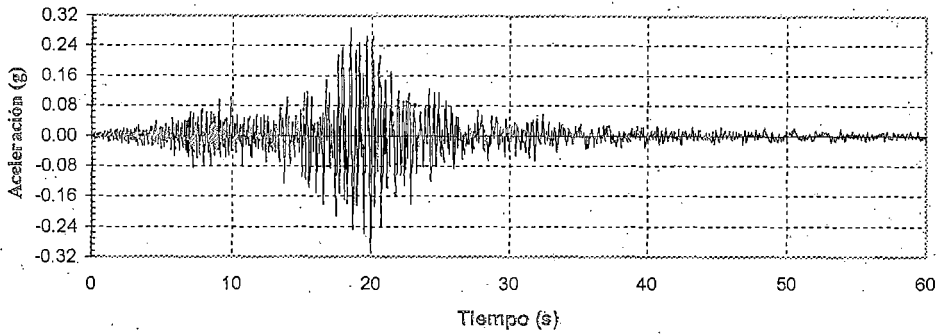
Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 27.583 \text{ cm/s}$ $t = 20.02 \text{ s}$



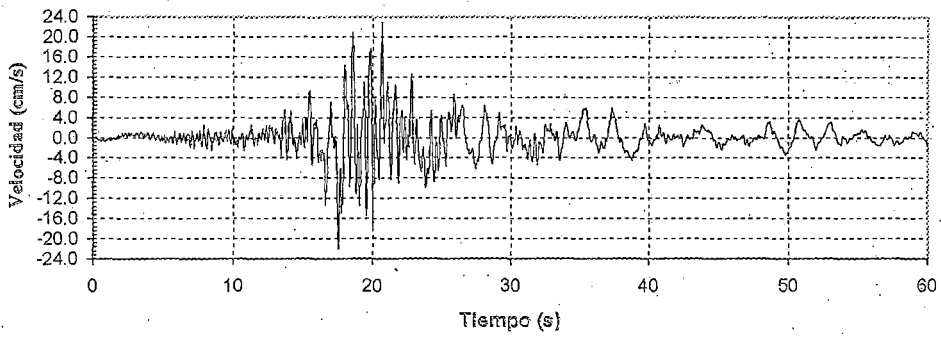
Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 6.967 \text{ cm}$ $t = 19.28 \text{ s}$



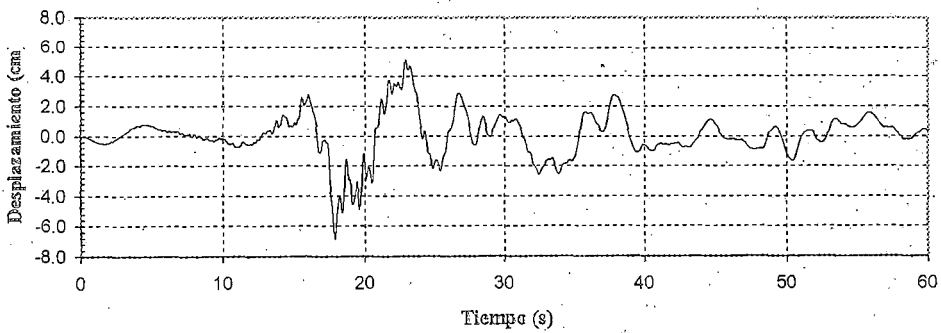
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = -0.304g$ $t = 19.94s$



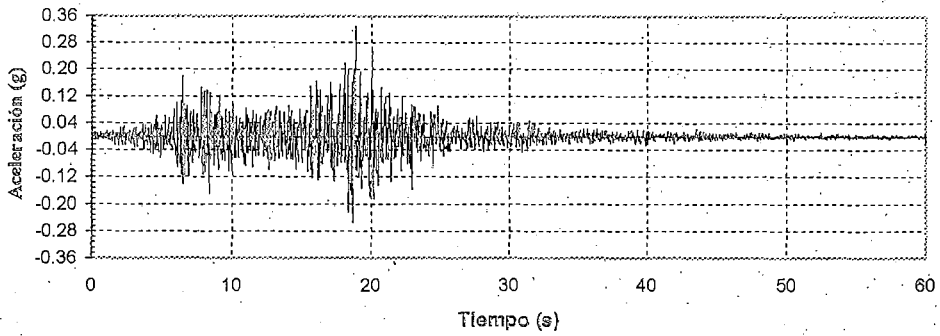
Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 22.917 \text{ cm/s}$ $t = 20.66s$



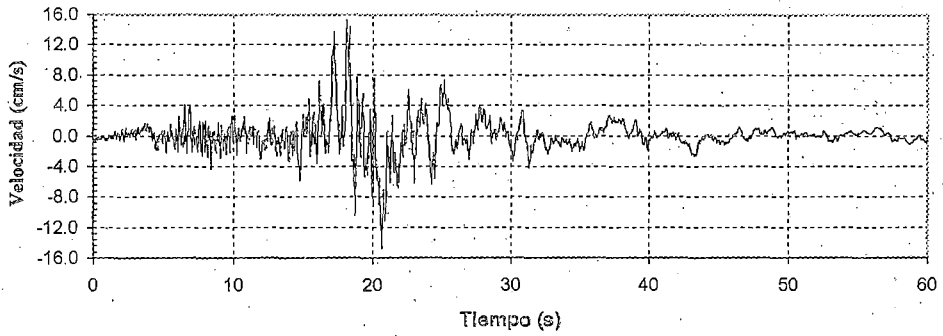
Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = -6.904 \text{ cm}$ $t = 17.88s$



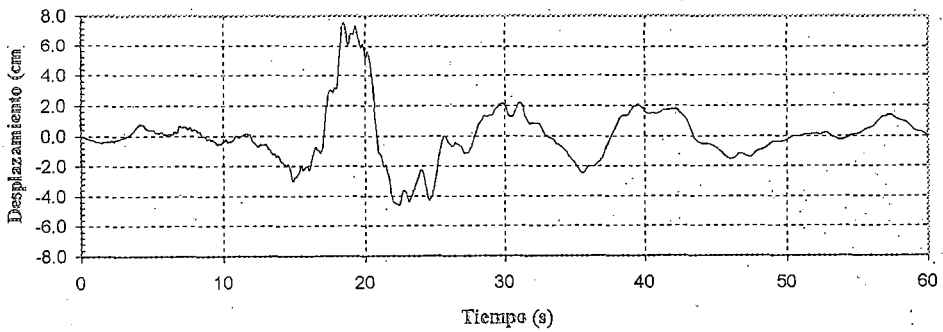
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.329 \text{ g}$ $t = 18.82 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 15.342 \text{ cm/s}$ $t = 18.08 \text{ s}$



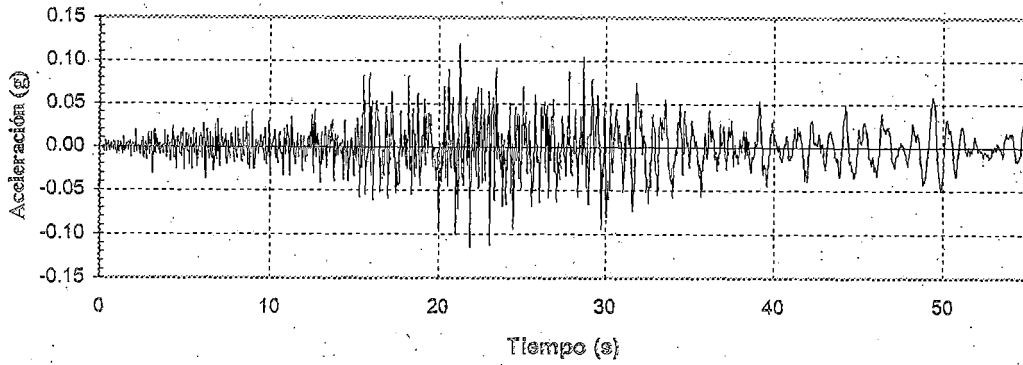
Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 7.644 \text{ cm}$ $t = 18.44 \text{ s}$



SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. RELACIONES EXTERIORES (SUPERF) COMP. VERTICAL
Sismo 2001 - Relaciones Exteriores
 $dt = 0.005 \text{ s}$

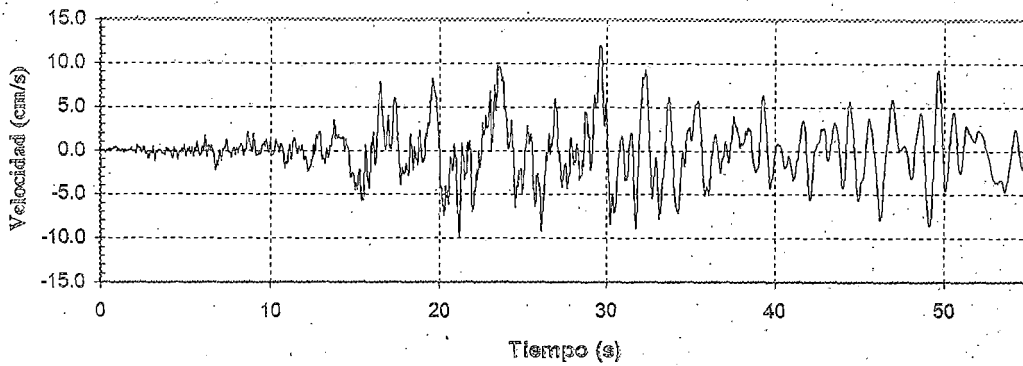
Aceleración - Tiempo Historia

$a = 0.120 \text{ g}$ $t = 21.25 \text{ s}$



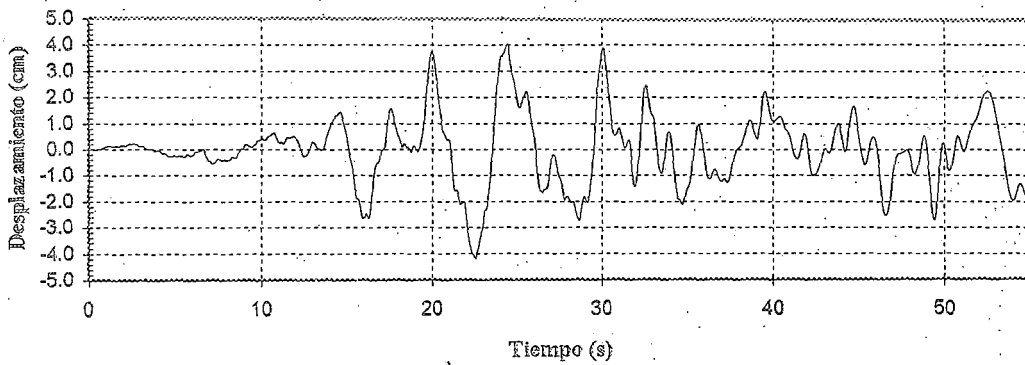
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 12.101 \text{ cm/s}$ $t = 29.64 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = -4.188 \text{ cm}$ $t = 22.51 \text{ s}$



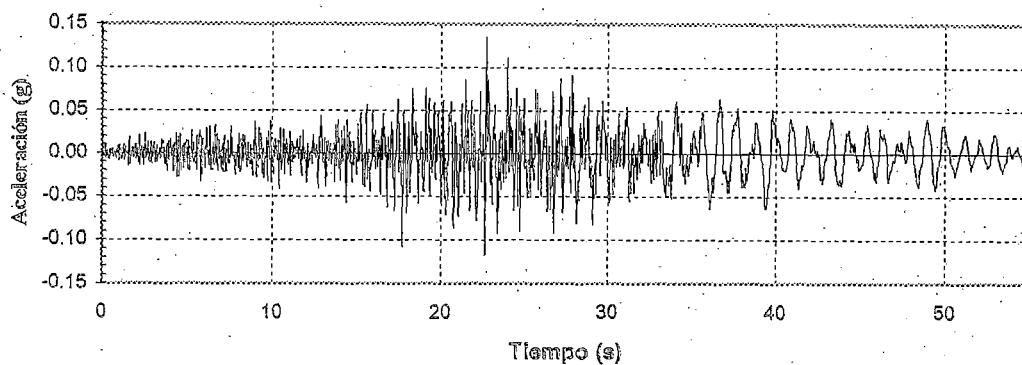
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SAN MIGUEL COMP. 90°

Sismo 2001 - San Miguel

$dt = 0.005 \text{ s}$

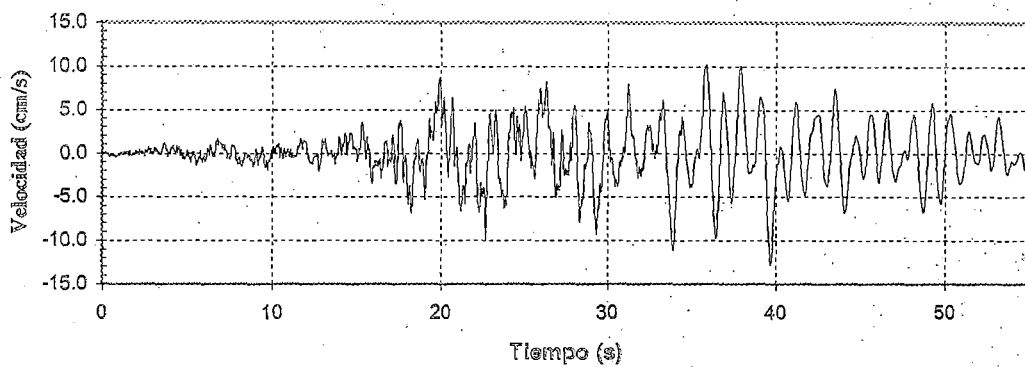
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.117g$ $t = 22.65s$



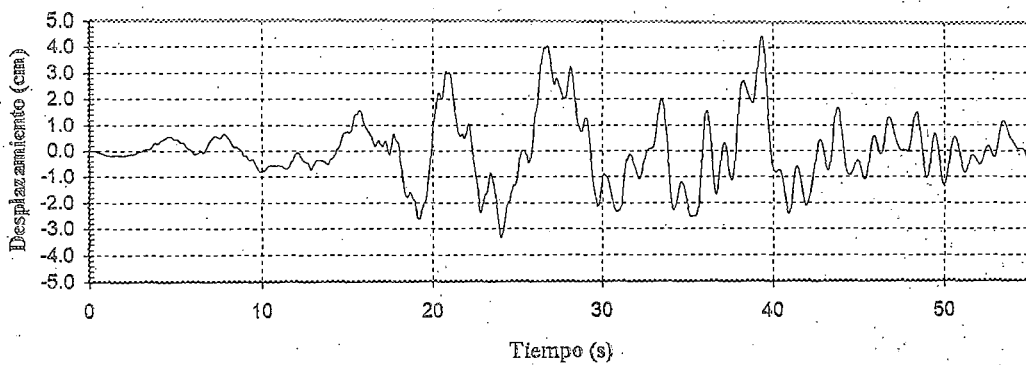
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 12.767$ cm/s $t = 39.68s$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 4.387$ cm $t = 39.36s$



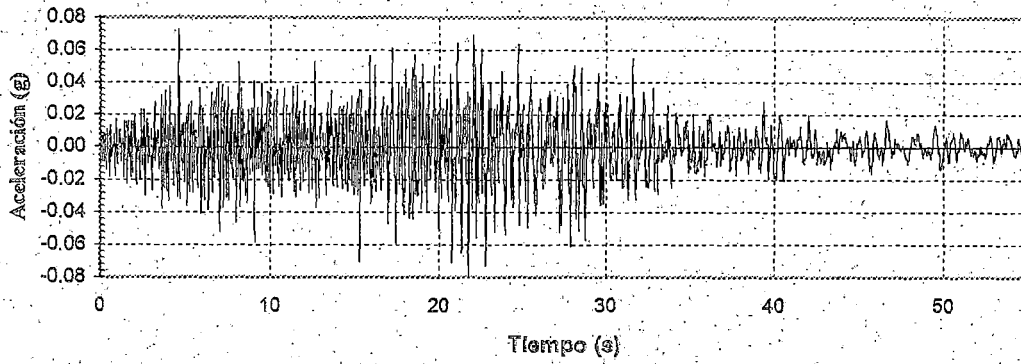
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SAN MIGUEL COMP. 360°

Sismo 2001 - San Miguel

$dt = 0.005s$

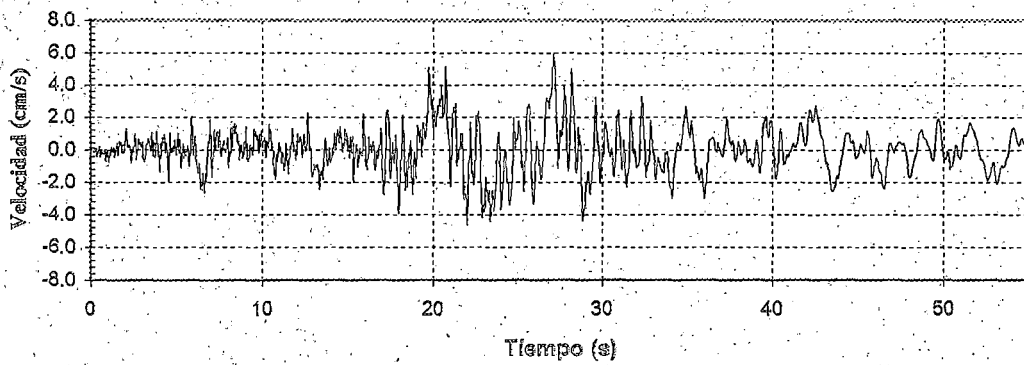
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.089g$ $t = 21.76s$



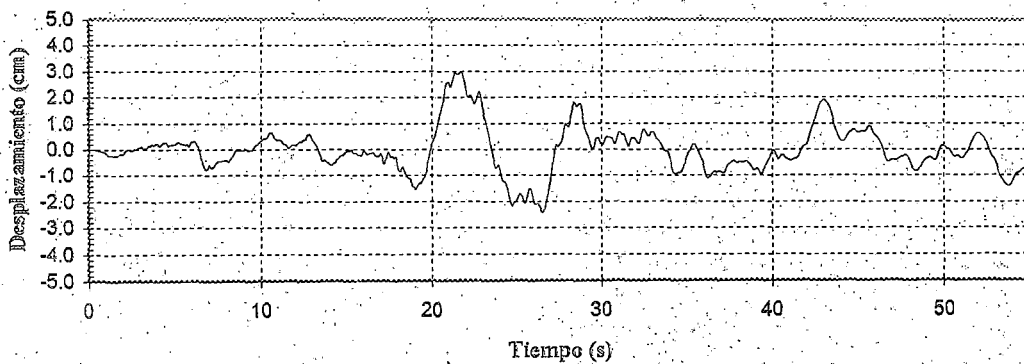
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 5.989$ cm/s $t = 27.11s$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 2.993$ cm $t = 21.74s$



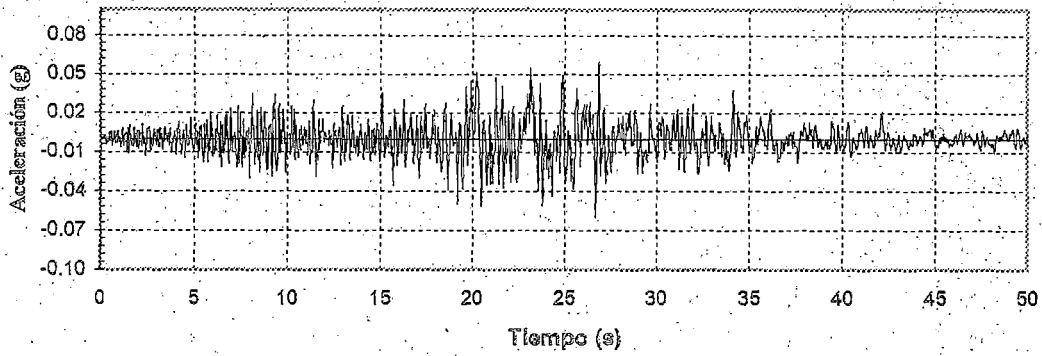
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SAN MIGUEL COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - San Miguel

$dt = 0.005s$

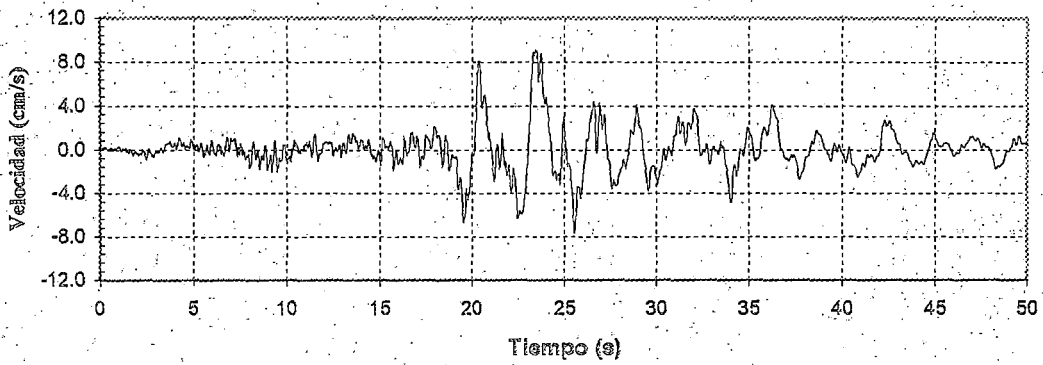
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.061g$ $t = 26.70s$



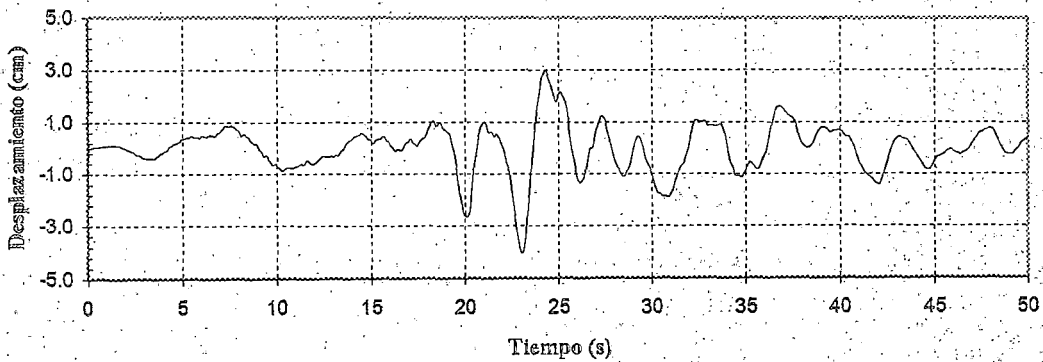
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 9.141$ cm/s $t = 23.44s$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = -4.041$ cm $t = 23.04s$

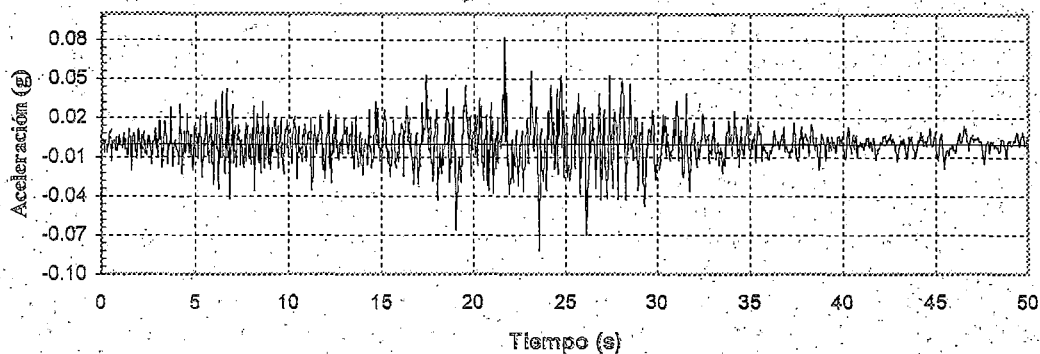


SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SENSUTEPEQUE COMP. 90°

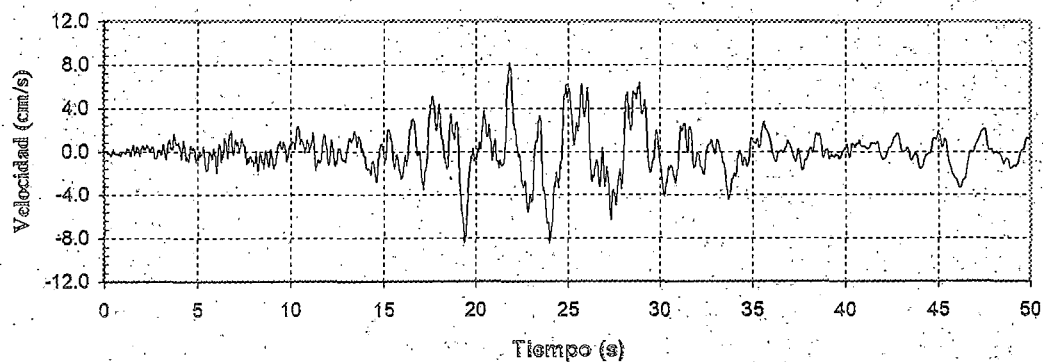
Sismo 2001 - Sensutepeque

$dt=0.005s$

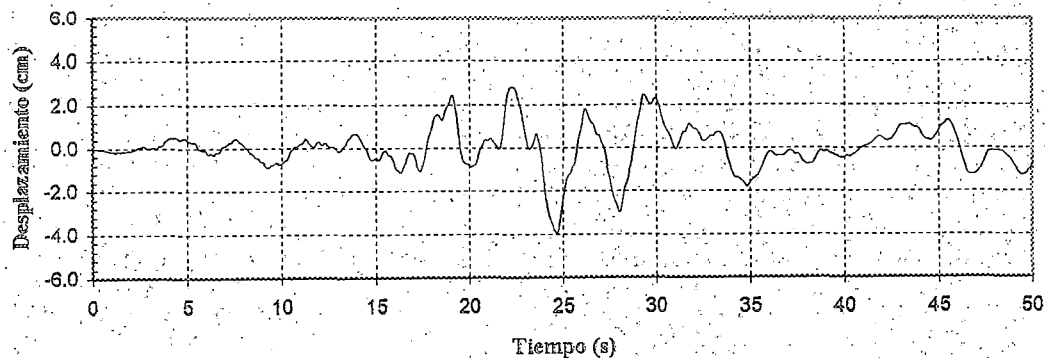
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.082 \text{ g}$ $t = 21.66 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = -8.456 \text{ cm/s}$ $t = 24.01 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = -3.970 \text{ cm}$ $t = 24.67 \text{ s}$

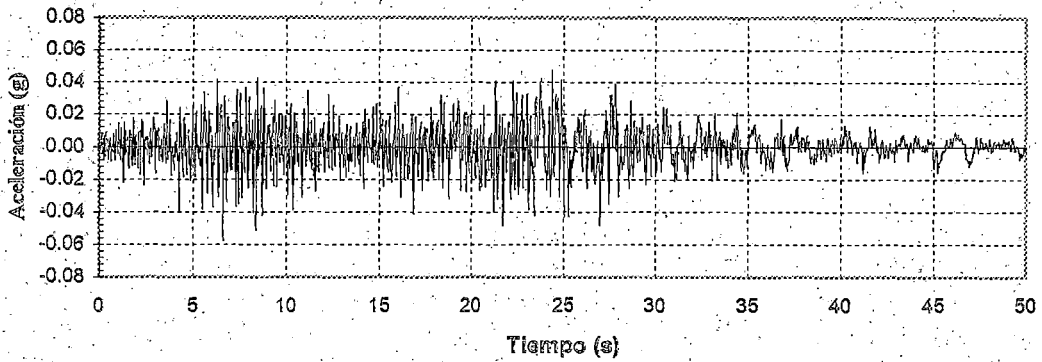


SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SENSUTEPEQUE COMP. 360°

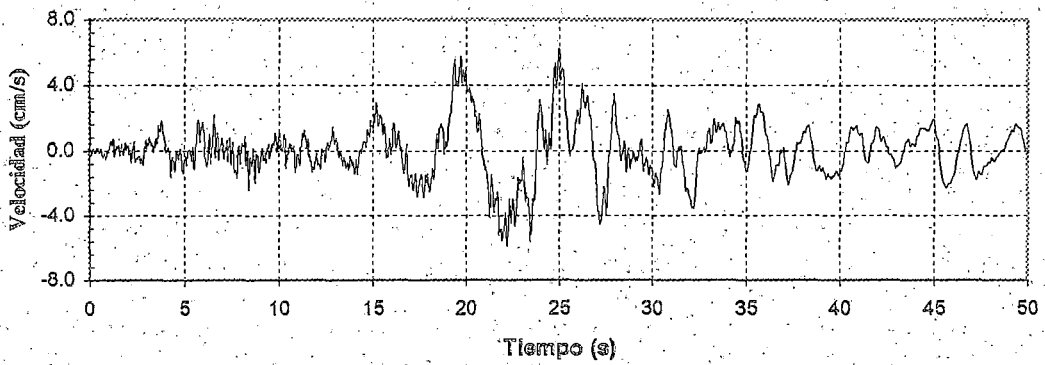
Sismo.2001 - Sensutepeque

$dt=0.005\text{s}$

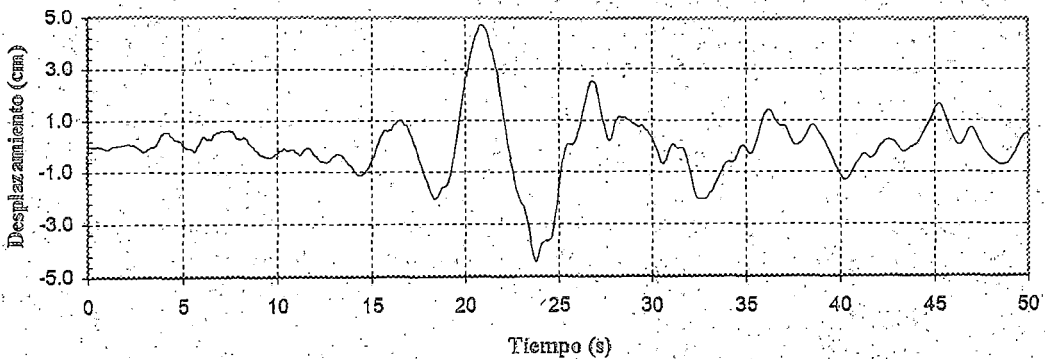
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = -0.058g$ $t = 6.62s$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 6.236$ cm/s $t = 24.96s$



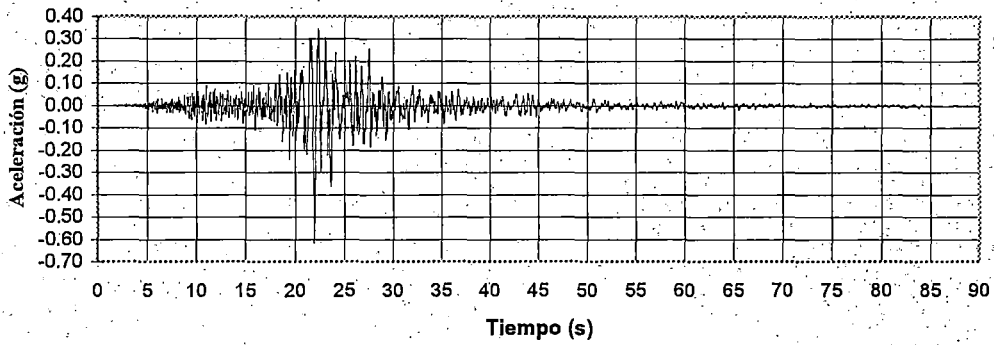
Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 4.697$ cm $t = 20.85s$



SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SENSUTEPEQUE COMP. VERTICAL
Sismo 2001 - Sensutepeque
 $dt=0.005s$

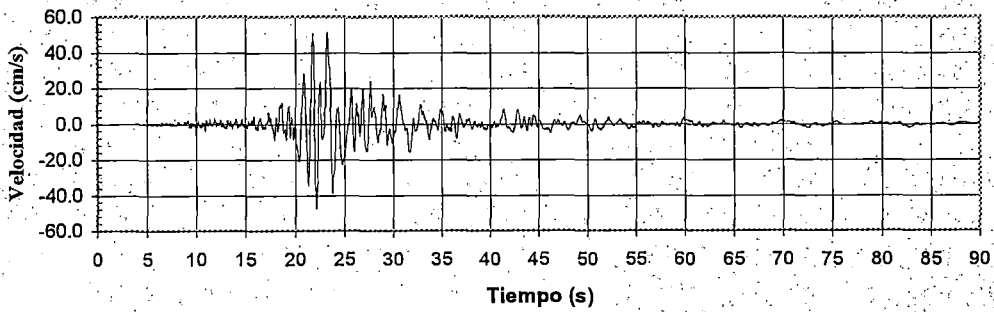
Aceleración -Tiempo Historia

$a = -0.615 \text{ g}$ $t = 21.945 \text{ s}$



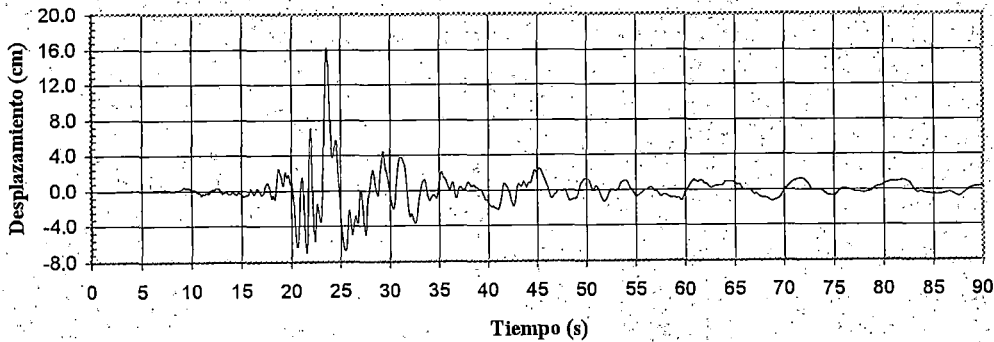
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 51.052 \text{ cm/s}$ $t = 23.230 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 46.171 \text{ cm}$ $t = 23.605 \text{ s}$



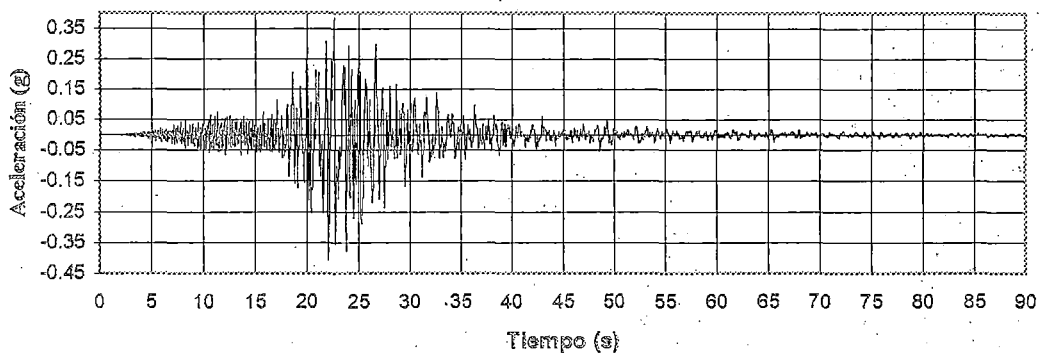
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. ARMENIA COMP. E-W

Sismo 2001 - UCA Longitudinal

$dt = 0.005 \text{ s}$

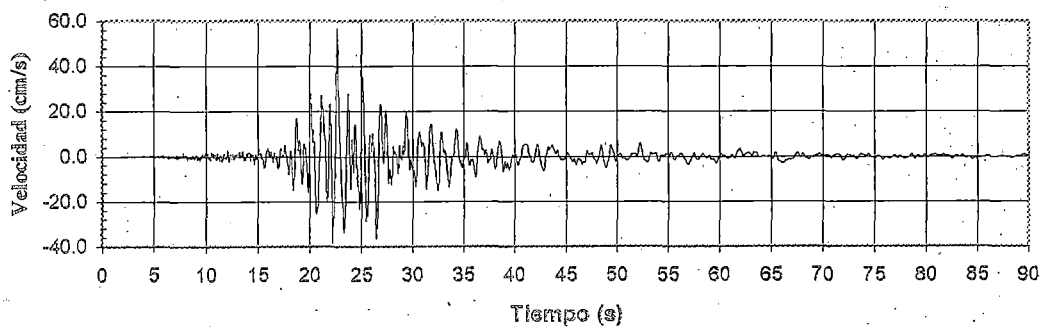
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.408 \text{ g}$ $t = 22.07 \text{ s}$



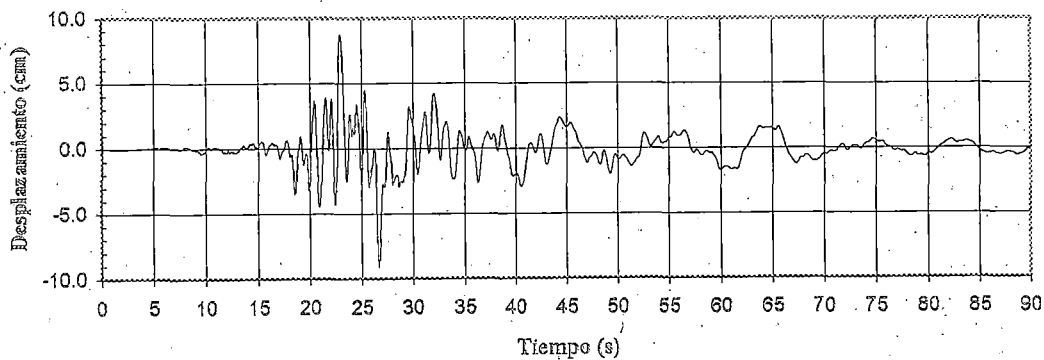
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 56.734 \text{ cm/s}$ $t = 22.645 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 9.088 \text{ cm}$ $t = 26.640 \text{ s}$



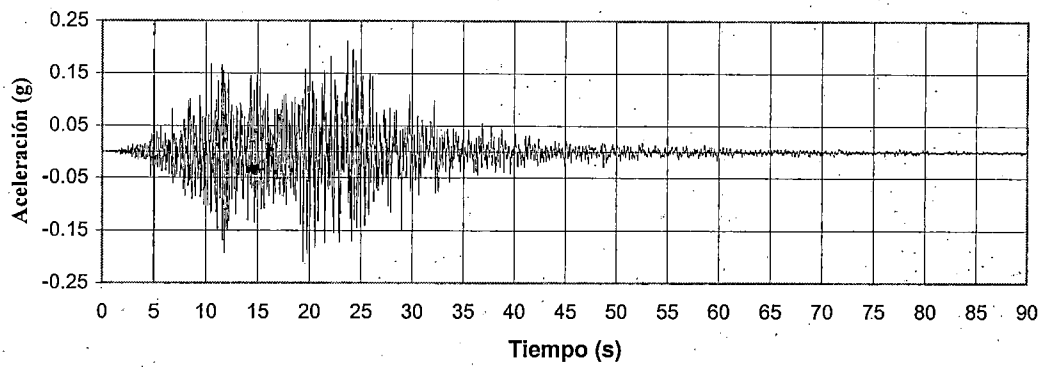
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. ARMENIA COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

$dt = 0.005 \text{ s}$

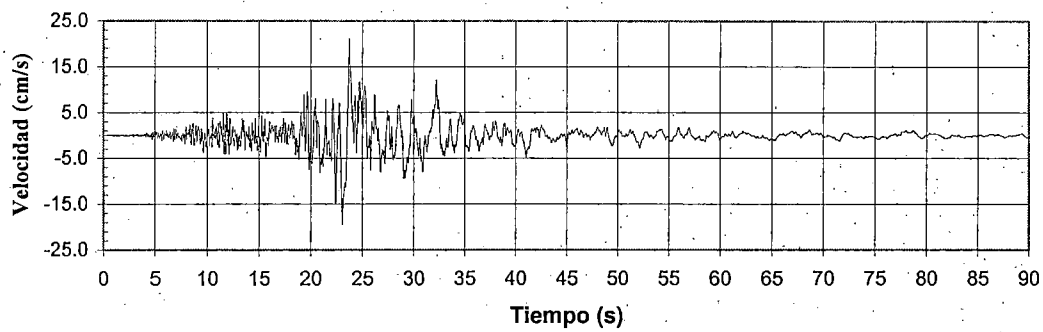
Aceleración -Tiempo Historia

$a= 0.213 \text{ g}$ $t= 23.645\text{s}$



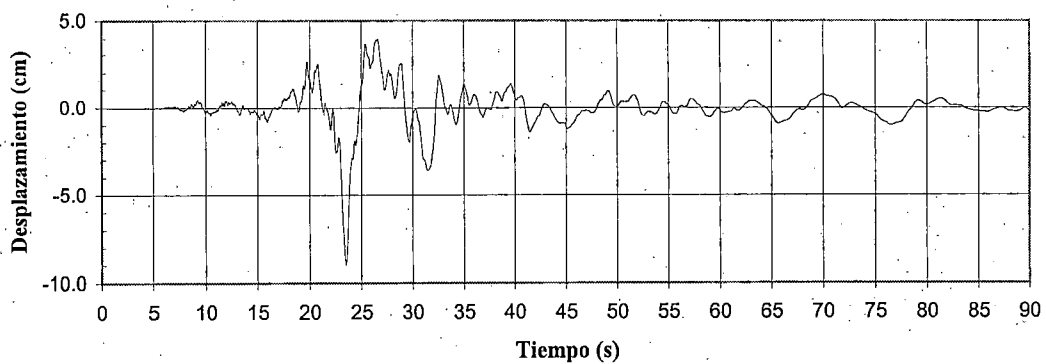
Velocidad - Tiempo Historia

$v=21.213 \text{ cm/s}$ $t= 23.705\text{s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=8.957 \text{ cm}$ $t=23.495\text{s}$

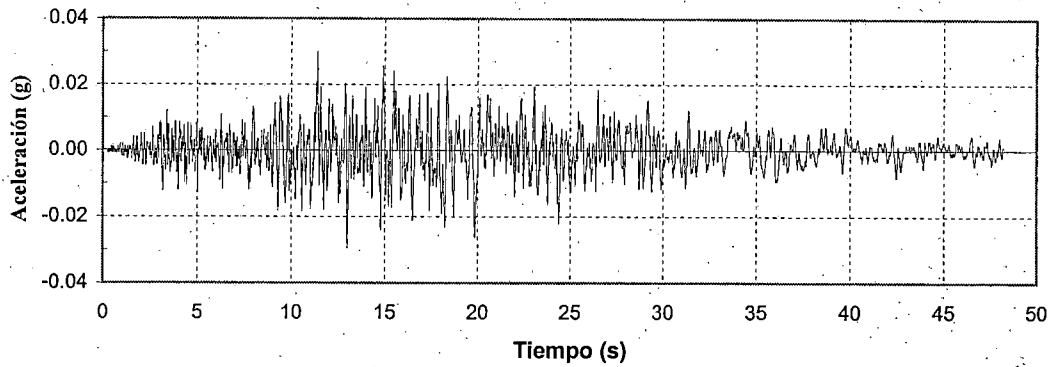


SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. ARMENIA COMP. VERTICAL

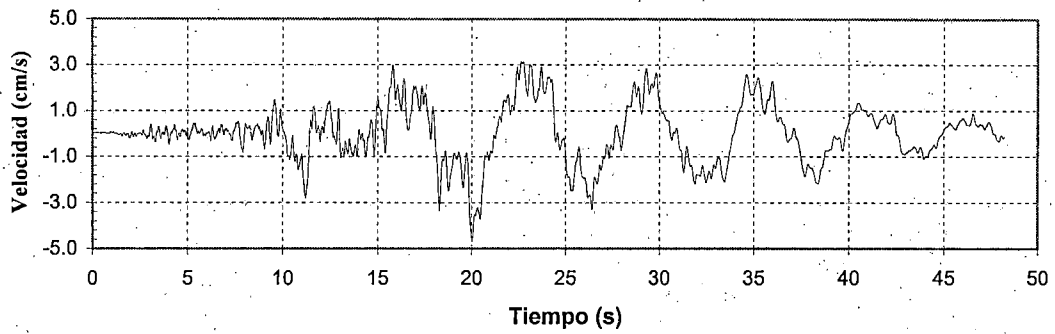
Sismo 2001 - UCA Vertical

$dt=0.005\text{s}$

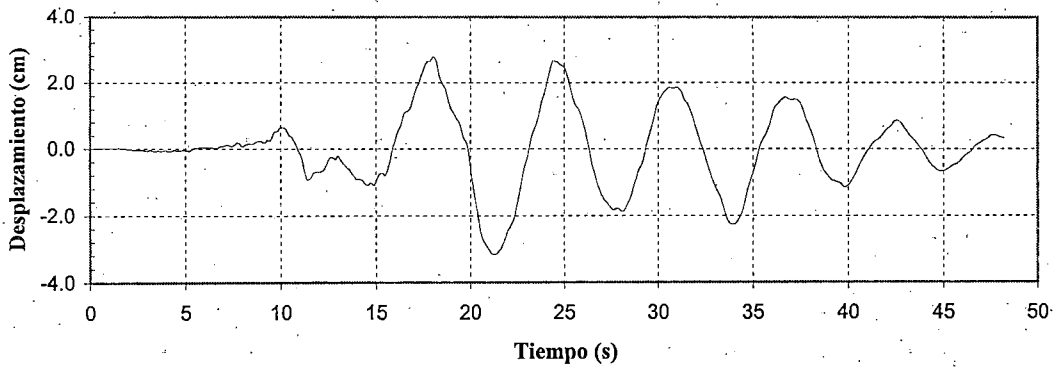
Aceleración -Tiempo Historia
a= 0.030 g t= 11.39s



Velocidad - Tiempo Historia
v=-4.682cm/s t= 20.02s



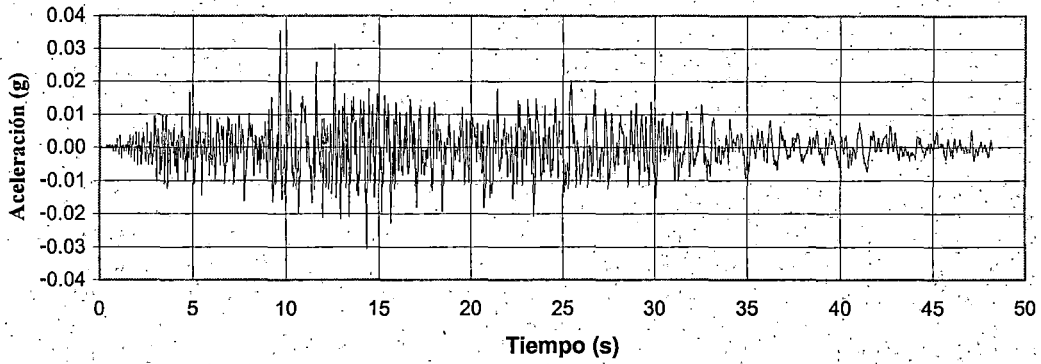
Desplazamiento - Tiempo Historia
d=-3.172cm t= 21.30s



SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. ARMENIA COMP. E-W
Sismo 2001 - UCA Longitudinal
dt=0.005s

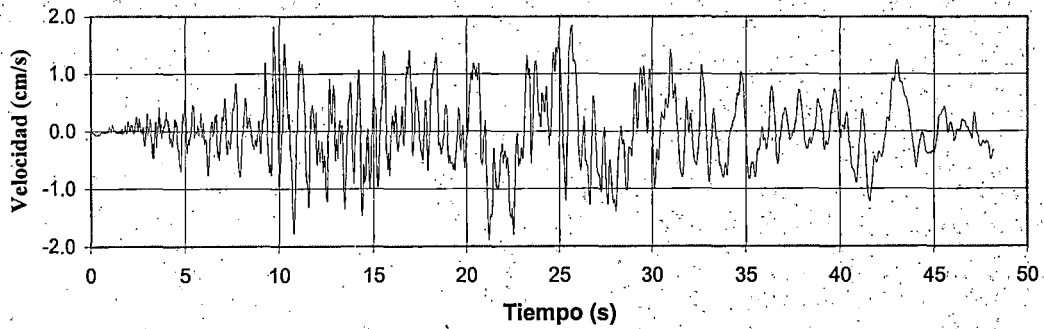
Aceleración -Tiempo Historia

a= 0.036 g t= 9.665 s



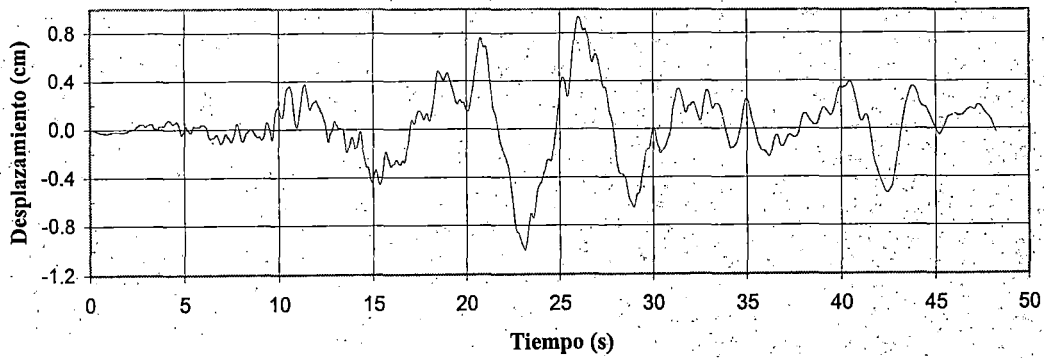
Velocidad - Tiempo Historia

v=1.891 cm/s t= 21.200s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=1.005cm t= 23.100s



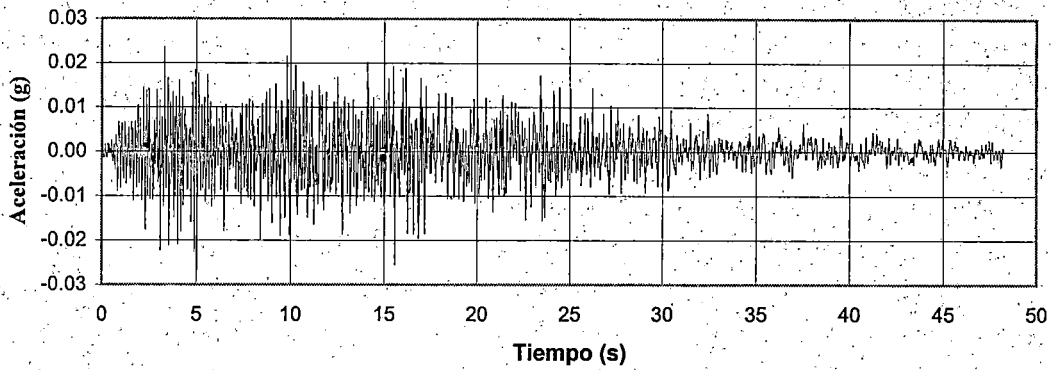
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. ARMENIA COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

dt=0.005s

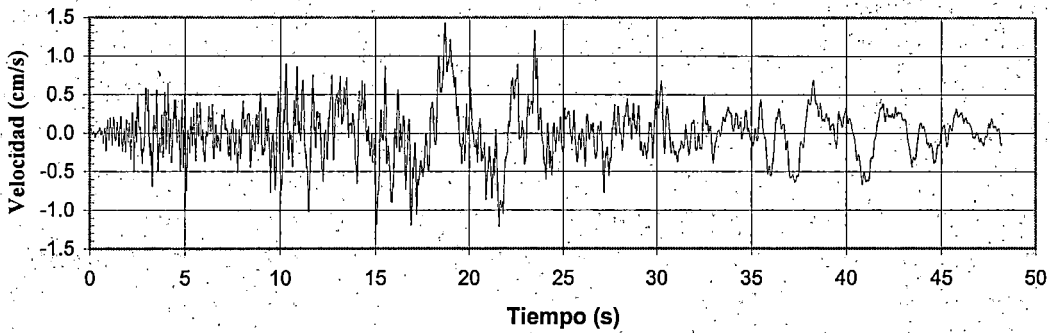
Aceleración - Tiempo Historia

a= -0.027 g t= 5.035s



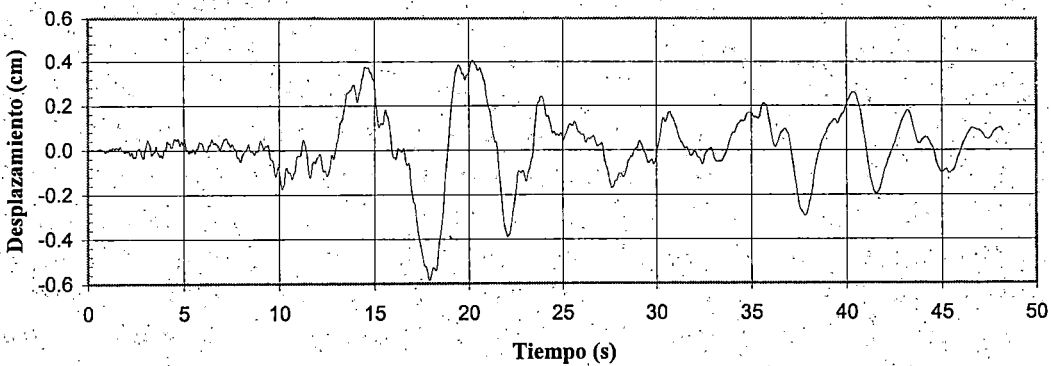
Velocidad - Tiempo Historia

v= 1.438 cm/s t= 18.690s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d= -0.586cm t= 17.905s



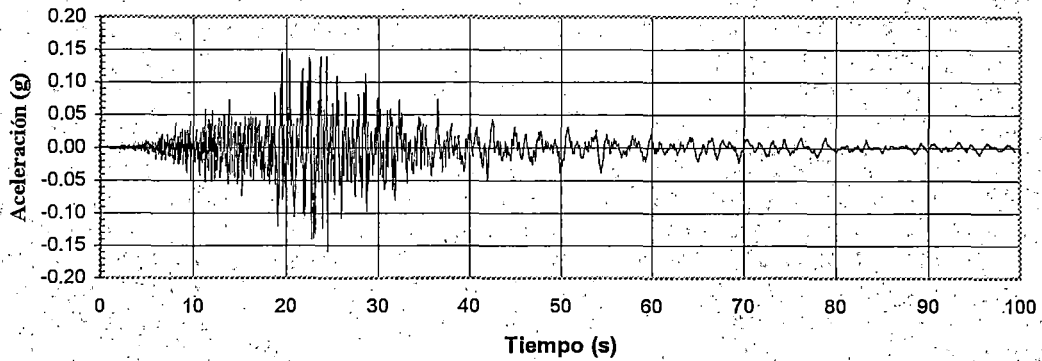
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. ARMENIA COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - UCA Vertical

dt=0.005s

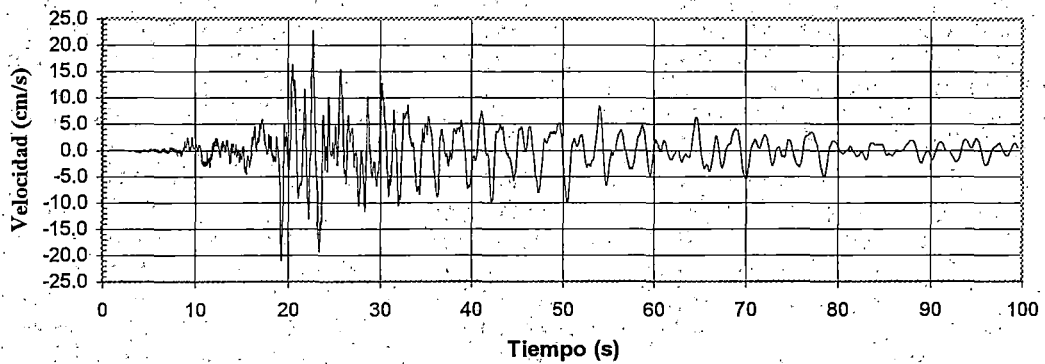
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.159\text{ g}$ $t = 24.490\text{ s}$



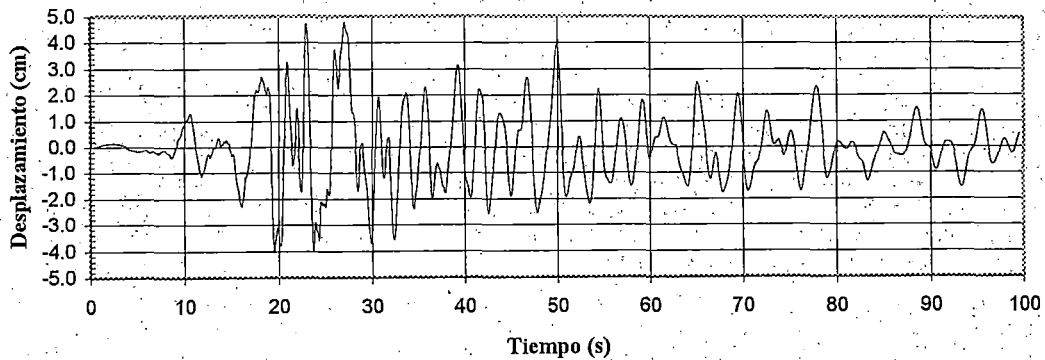
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 22.702\text{ cm/s}$ $t = 22.675\text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 4.790\text{ cm}$ $t = 27.050\text{ s}$



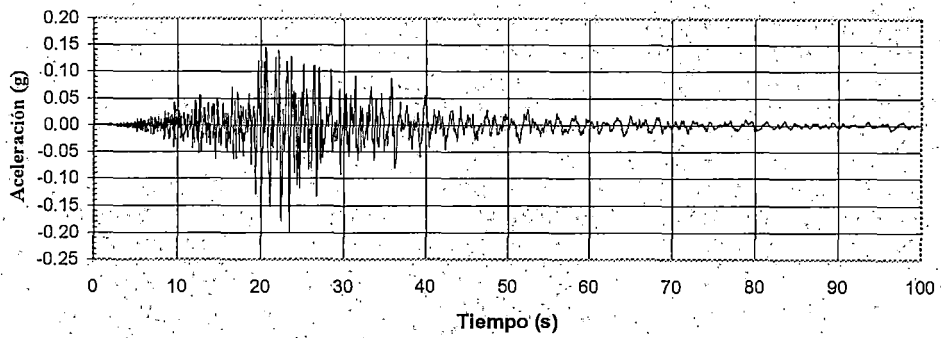
SAN SALVADOR, 13 ENE 2001. HOSPITAL SAN BARTOLO COMP. E-W

Sismo 2001 - Hospital San Bartolo Longitudinal

$dt = 0.005\text{ s}$

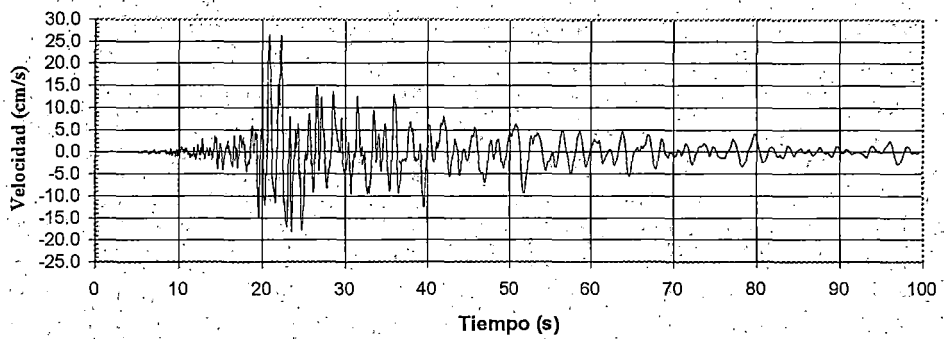
Aceleración - Tiempo Historia

a= -0.201 g t= 23.420s



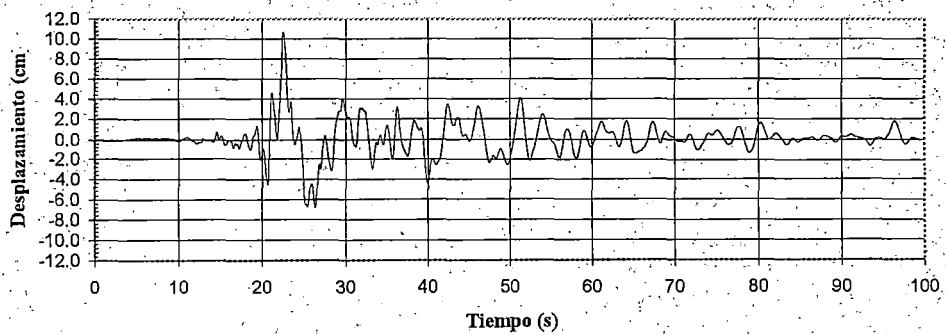
Velocidad - Tiempo Historia

v= 26.507 cm/s t= 20.855s



Desplazamiento - Tiempo Historia

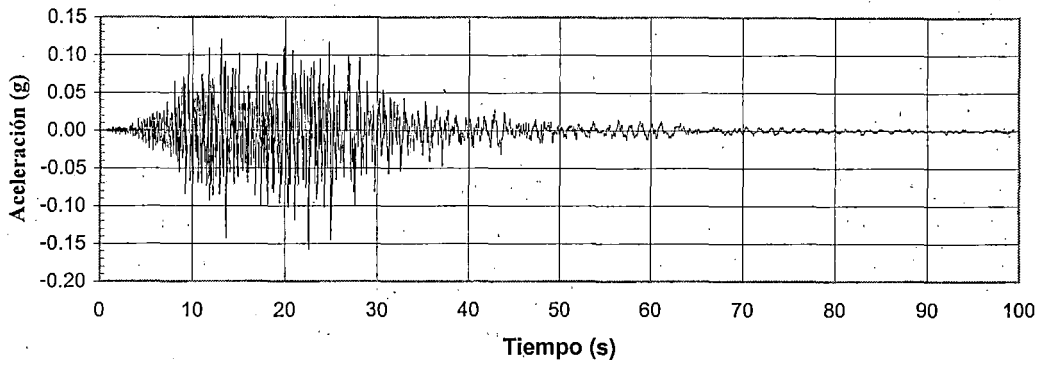
d= 10.673 cm t= 22.500s



SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. HOSPITAL SAN BARTOLO COMP. N-S
Sismo 2001 - Hospital San Bartolo Transversal
dt=0:005s

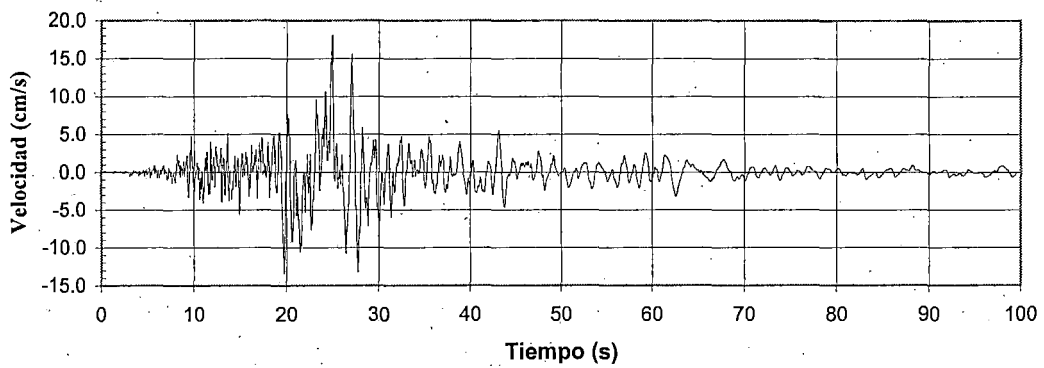
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.158 \text{ g}$ $t = 22.580 \text{ s}$



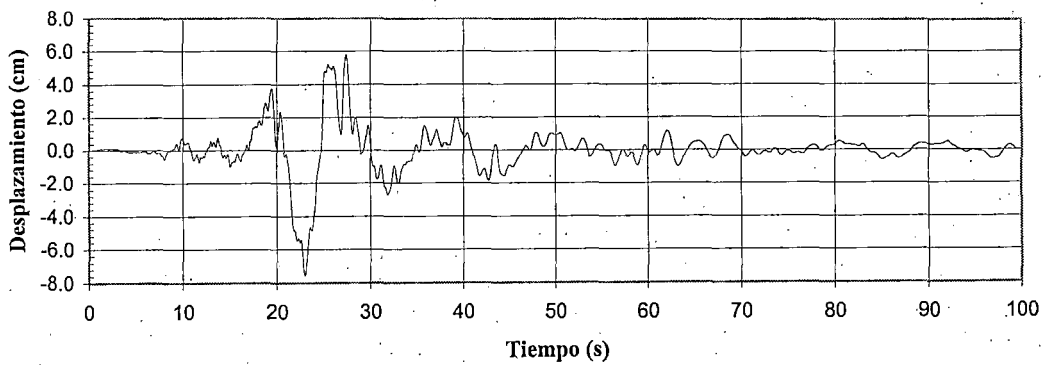
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 18.152 \text{ cm/s}$ $t = 24.920 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = -7.563 \text{ cm}$ $t = 23.020 \text{ s}$



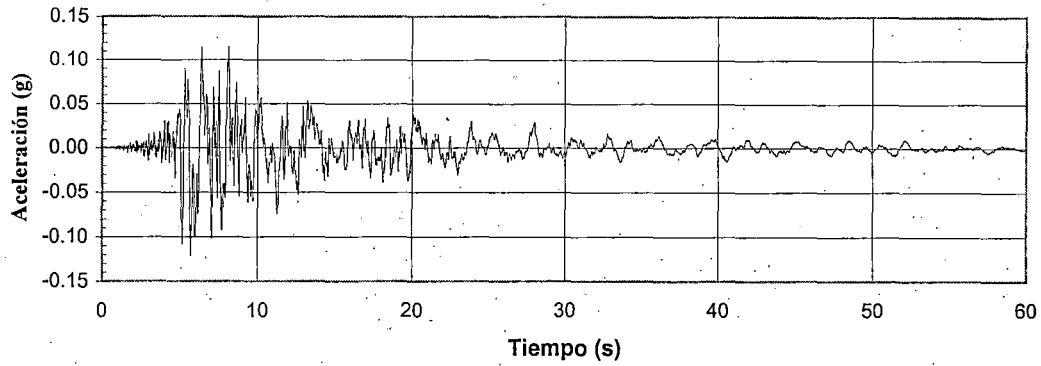
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. HOSPITAL SAN BARTOLO COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - Hospital San Bartolo Vertical

dt=0.005s

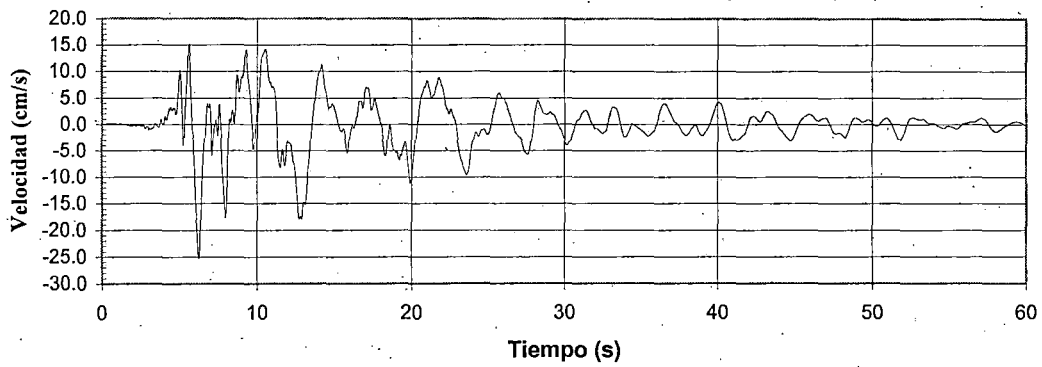
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.121 \text{ g}$ $t = 5.705 \text{ s}$



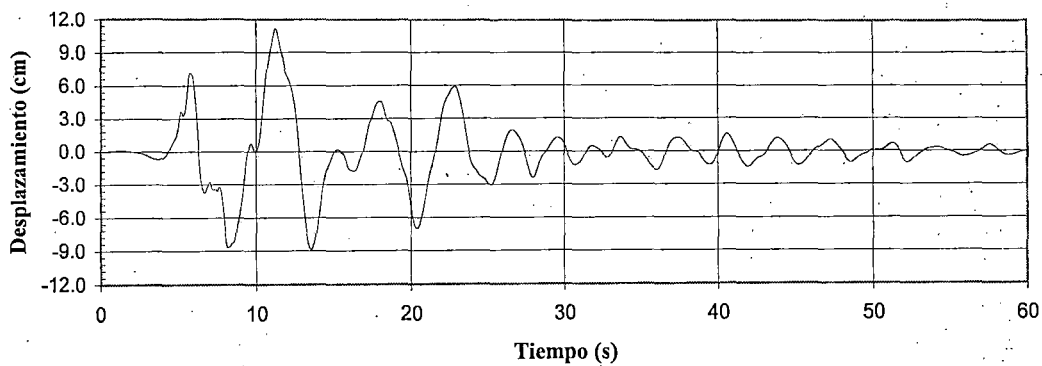
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 25.313 \text{ cm/s}$ $t = 6.245 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 11.168 \text{ cm}$ $t = 11.255 \text{ s}$



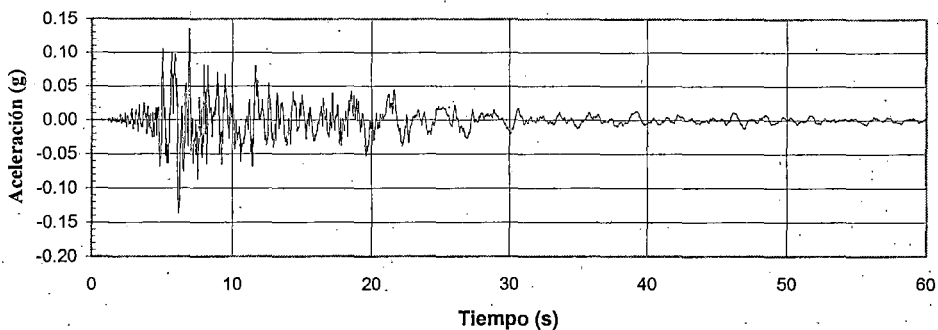
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL SAN BARTOLO COMP. E-W

Sismo 2001 - Hospital San Bartolo Longitudinal

dt=0.005s

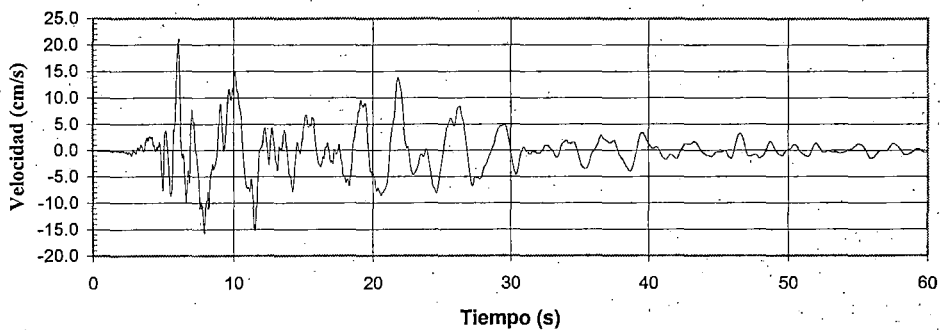
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.137 \text{ g}$ $t = 6.140 \text{ s}$



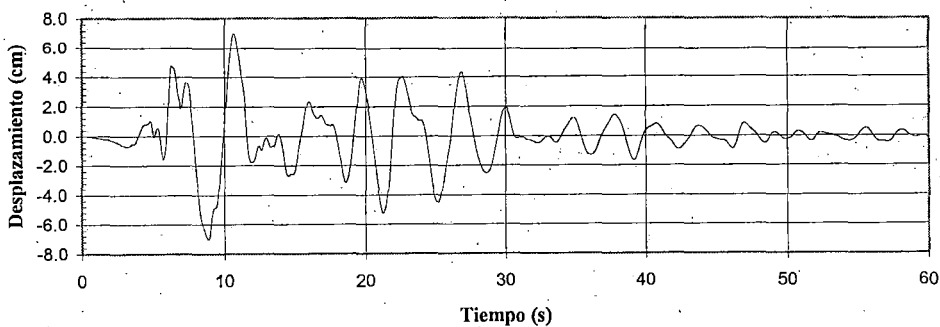
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 21.107 \text{ cm/s}$ $t = 6.075 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = -7.029 \text{ cm}$ $t = 8.855 \text{ s}$



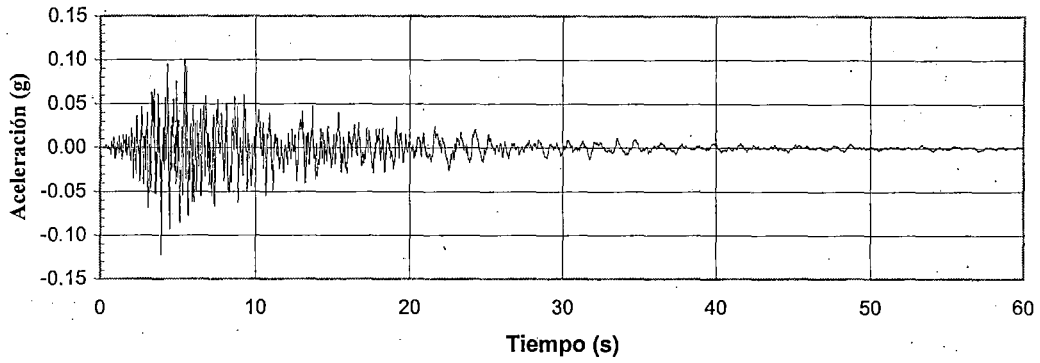
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL SAN BARTOLO COMP. N-S

Sismo 2001 - Hospital San Bartolo Transversal

dt=0.005s

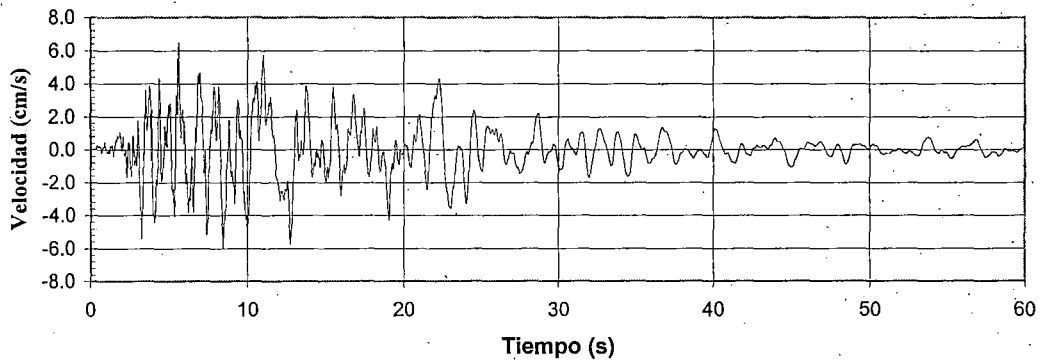
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.123 \text{ g}$ $t = 3.920 \text{ s}$



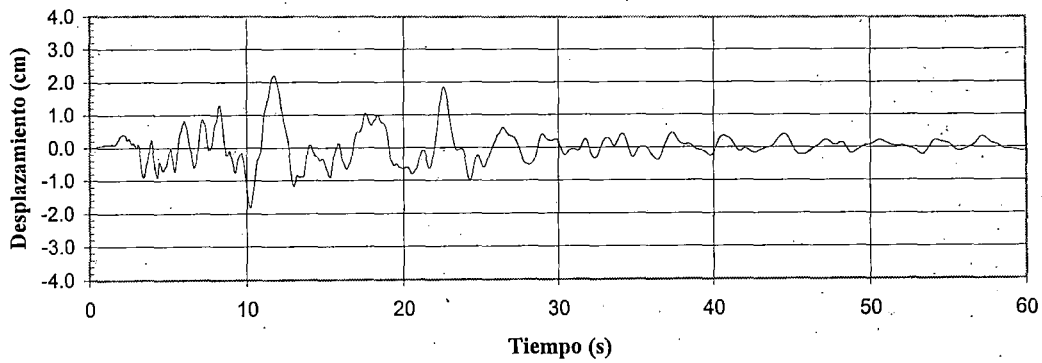
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 6.501 \text{ cm/s}$ $t = 5.605 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 2.202 \text{ cm}$ $t = 11.750 \text{ s}$

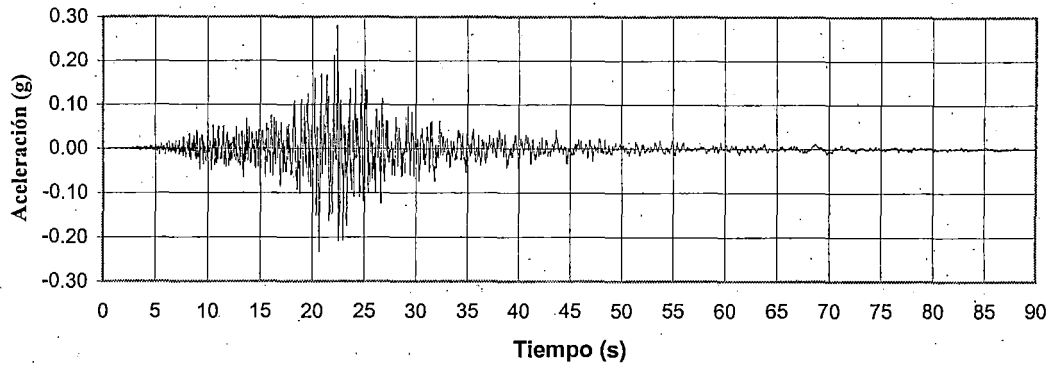


SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL SAN BARTOLO COMP. VERTICAL

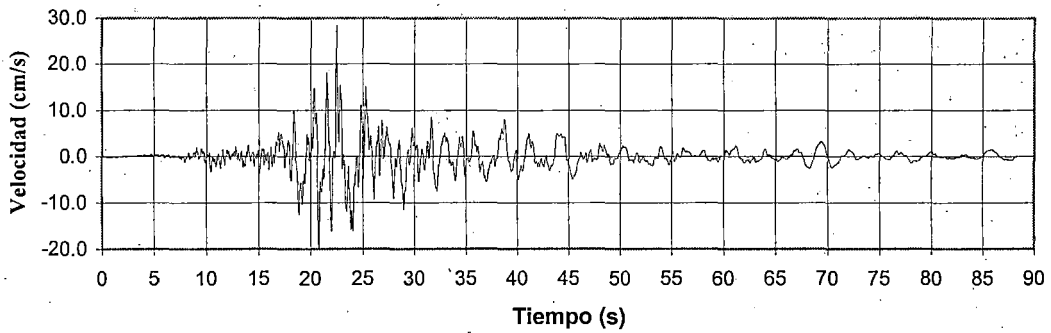
Sismo 2001 - Hospital San Bartolo Vertical

dt=0.005s

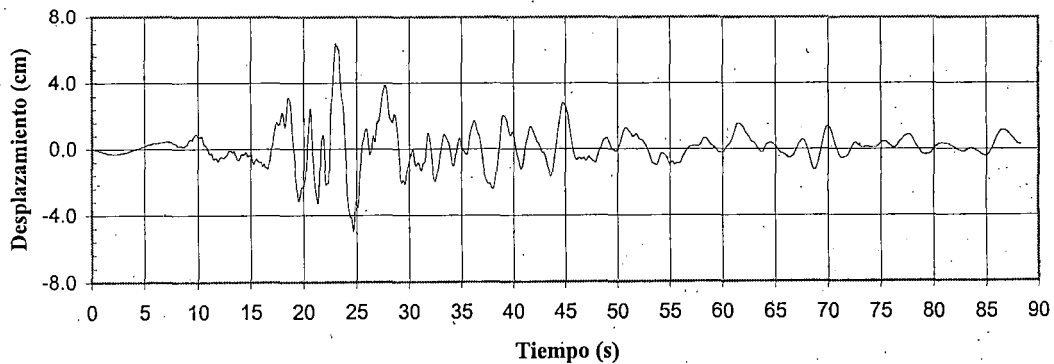
Aceleración - Tiempo Historia
 $a= 0.282 \text{ g}$ $t= 22.36\text{s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v=28.349\text{cm/s}$ $t= 22.46\text{s}$

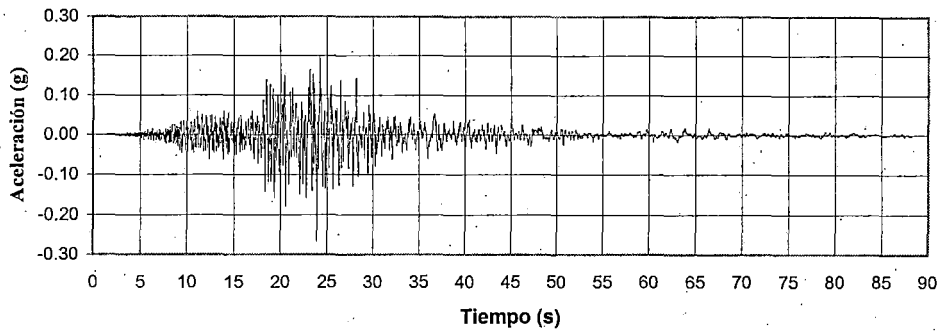


Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d=6.389\text{cm}$ $t= 22.98\text{s}$



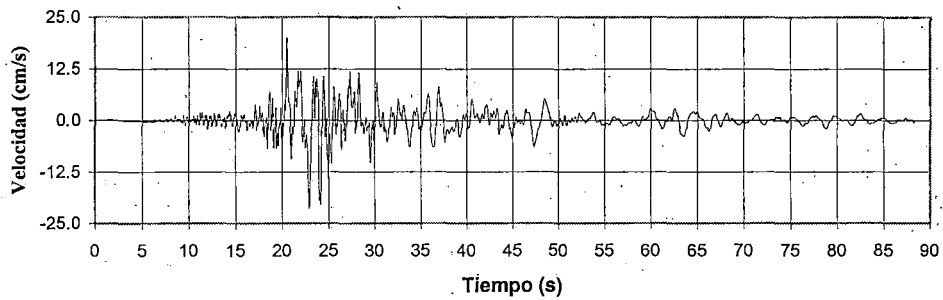
Aceleración -Tiempo Historia

a=-0.268 g t= 23.940s



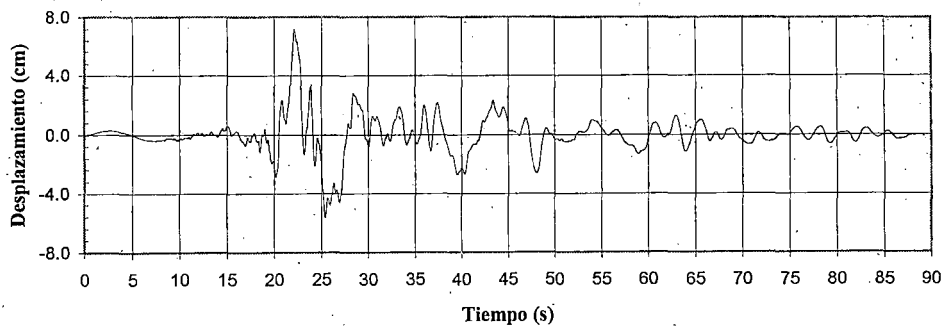
Velocidad - Tiempo Historia

v=21.447cm/s t= 22.890s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=7.180 cm t=22.115s



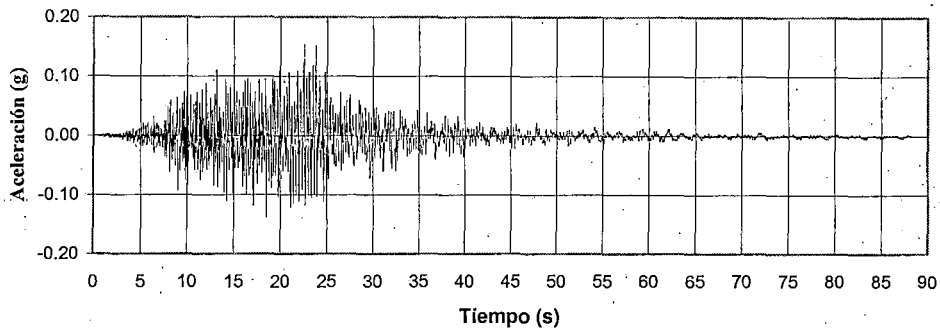
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. COLEGIO EXTERNADO SAN JOSE COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

dt=0.005s

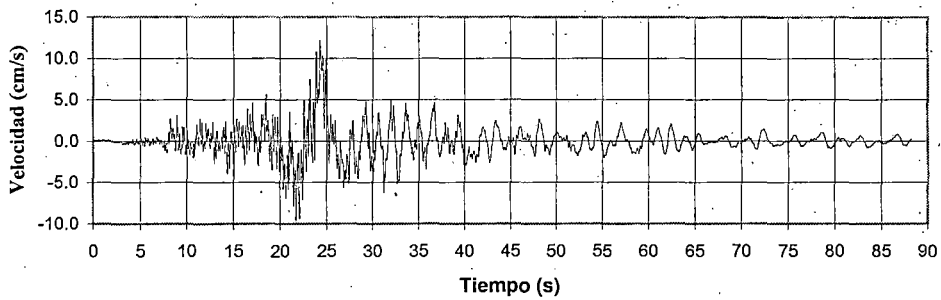
Aceleración - Tiempo Historia

$a=0.154\text{ g}$ $t=22.525\text{ s}$



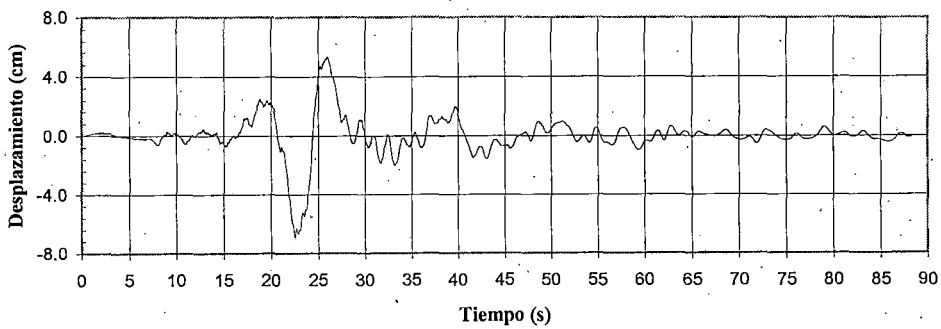
Velocidad - Tiempo Historia

$v=12.194\text{ cm/s}$ $t=24.295\text{ s}$



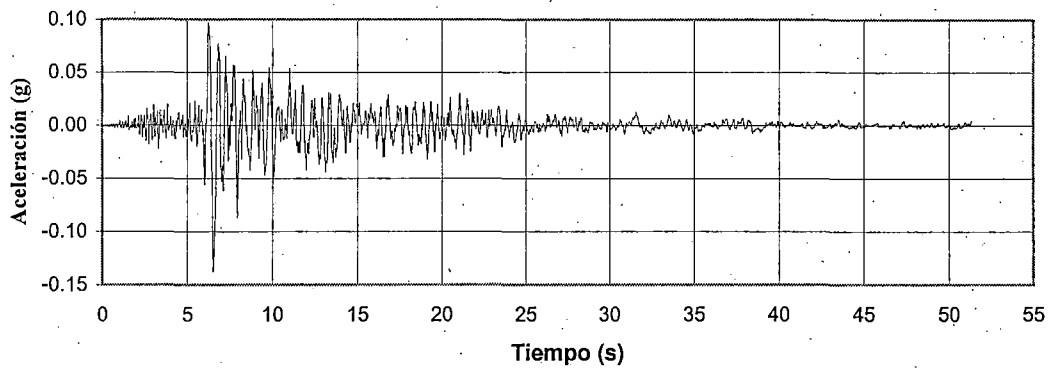
Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=6.906\text{ cm}$ $t=22.515\text{ s}$

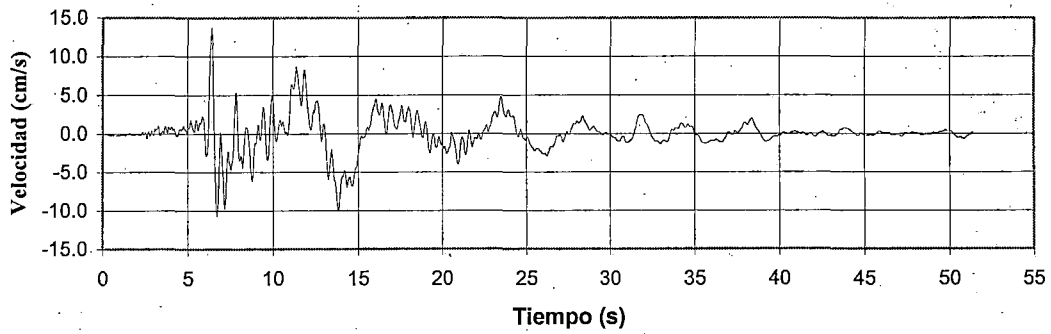


SAN SALVADOR, 13 ENE 2001, COLEGIO EXTERNADO SAN JOSE COMP. VERTICAL
Sismo 2001 - UCA Vertical
 $dt=0.005\text{ s}$

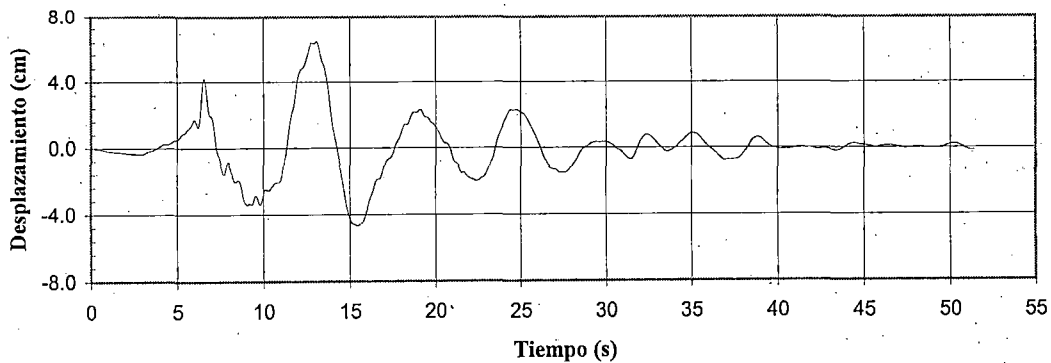
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = -0.137 \text{ g}$ $t = 6.515 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 13.780 \text{ cm/s}$ $t = 6.390 \text{ s}$

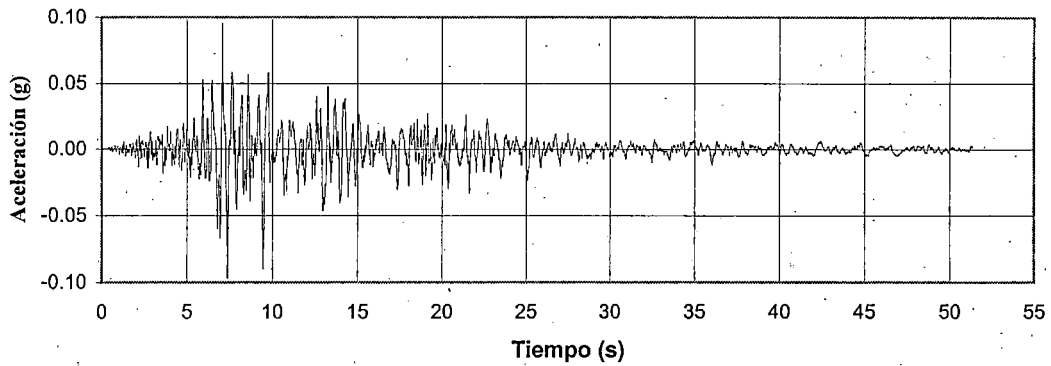


Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 6.450 \text{ cm}$ $t = 13.065 \text{ s}$



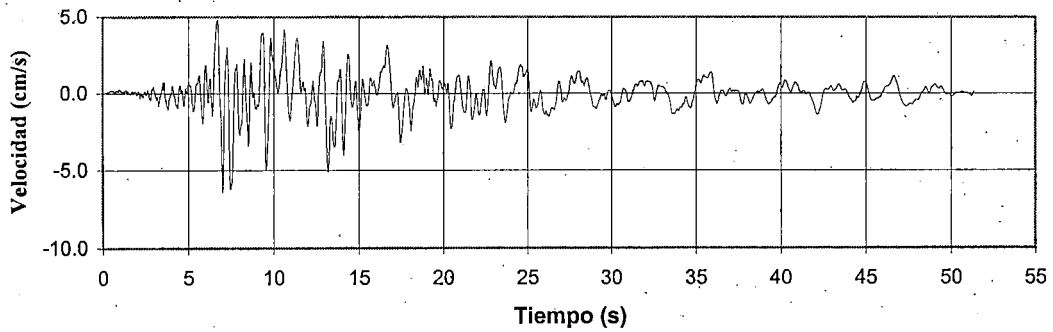
Aceleración -Tiempo Historia

$a = -0.097 \text{ g}$ $t = 7.375 \text{ s}$



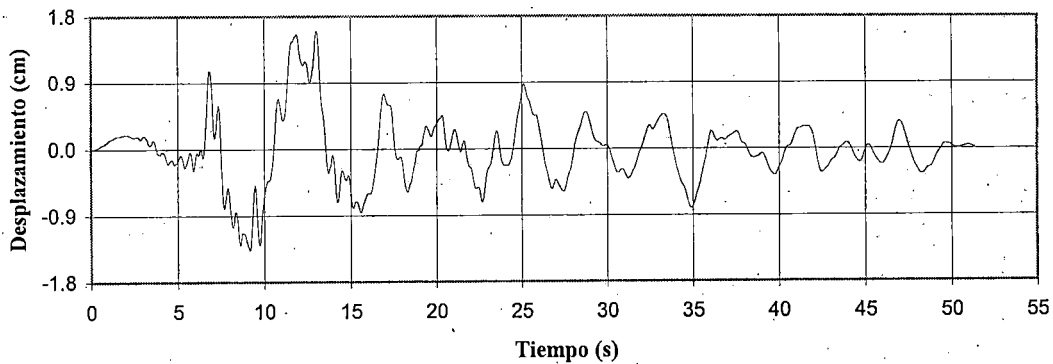
Velocidad - Tiempo Historia

$v = -6.441 \text{ cm/s}$ $t = 7.000 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 1.595 \text{ cm}$ $t = 13.005 \text{ s}$



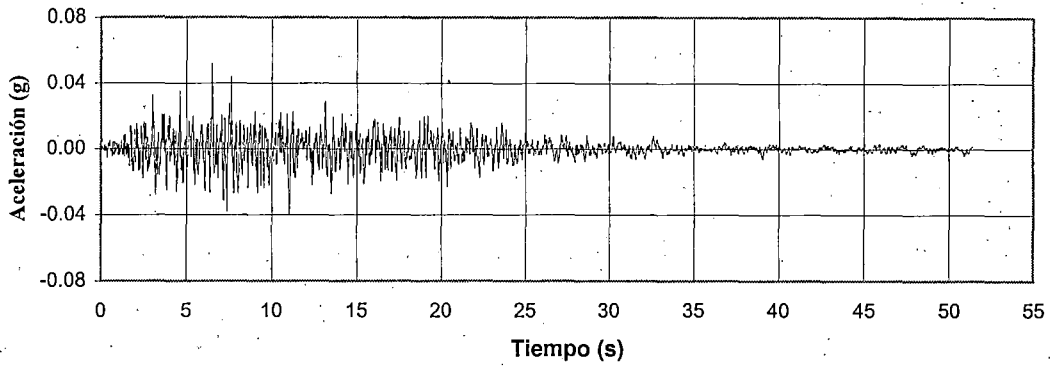
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. COLEGIO EXTERNADO SAN JOSE COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

$dt = 0.005 \text{ s}$

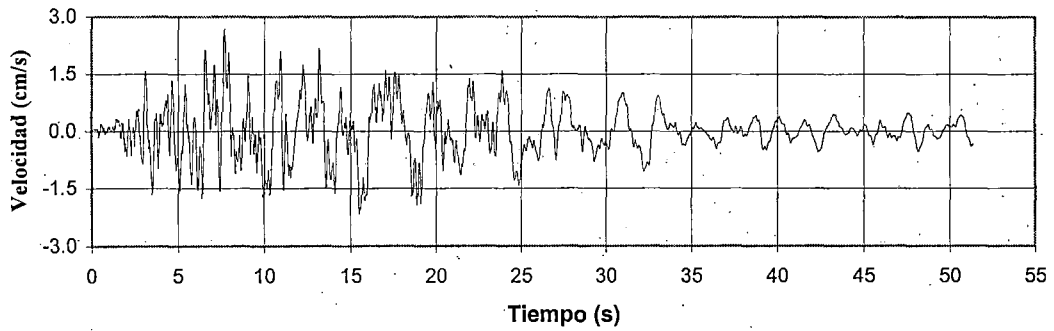
Aceleración - Tiempo Historia

a= 0.052 g t= 6.500s



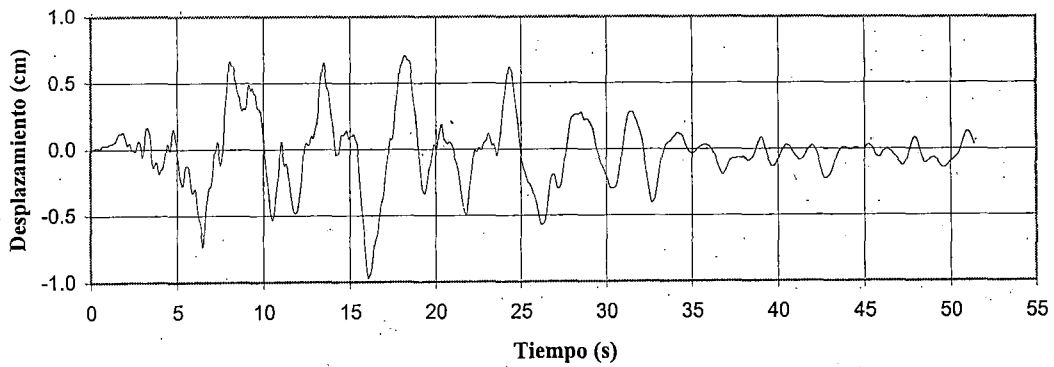
Velocidad - Tiempo Historia

v= 2.689 cm/s t= 7.675s



Desplazamiento - Tiempo Historia

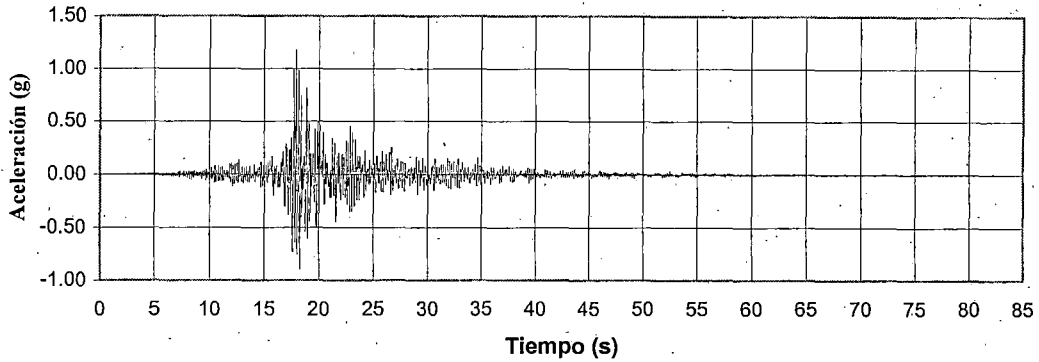
d=-0.972cm t= 16.055s



SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. COLEGIO EXTERNADO SAN JOSE VERTICAL
Sismo 2001 - UCA Vertical
dt=0.005s

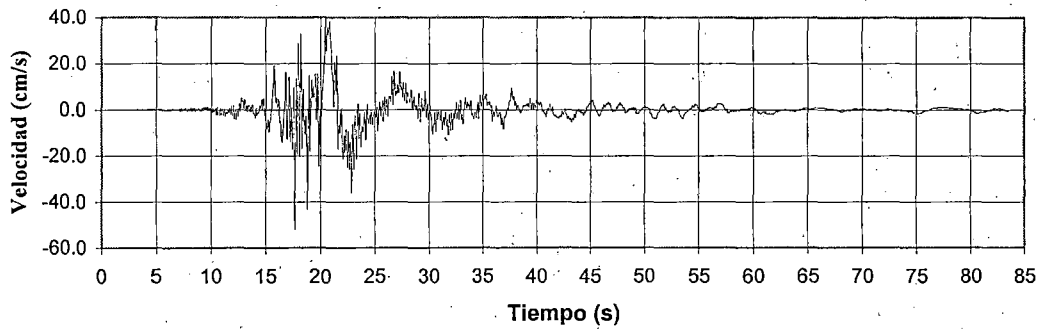
Aceleración -Tiempo Historia

a= 1.182 g t= 17.900s



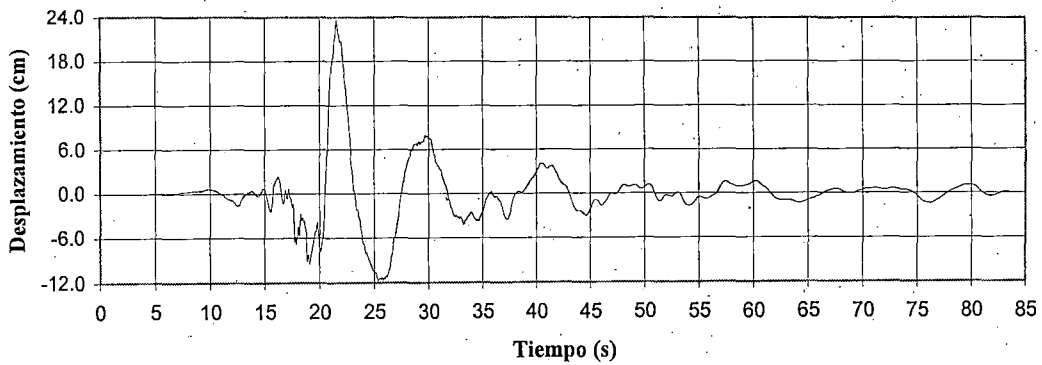
Velocidad - Tiempo Historia

v=51.978cm/s t= 17.660s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=23.658cm t=21.540s



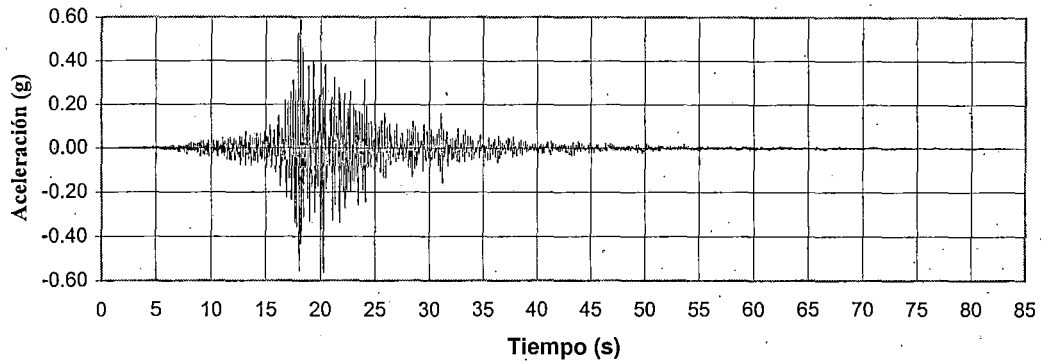
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. PUERTO DE LA LIBERTAD COMP. E-W

Sismo 2001 - UCA Longitudinal

dt=0.005s

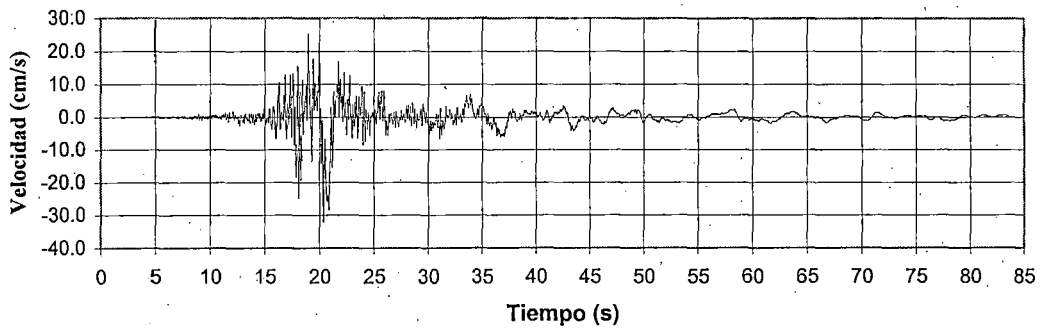
Aceleración -Tiempo Historia

a= 0.592 g t= 18.130s



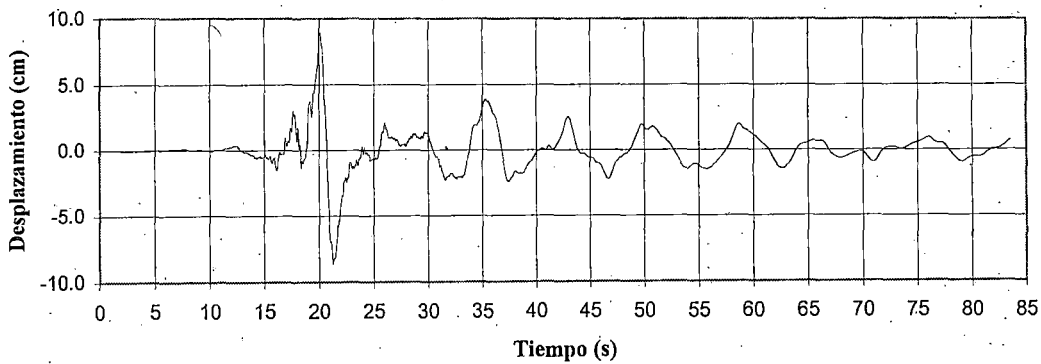
Velocidad - Tiempo Historia

v=32.036cm/s t= 20.345s



Desplazamiento.- Tiempo Historia

d=8.944 cm t=20.110s



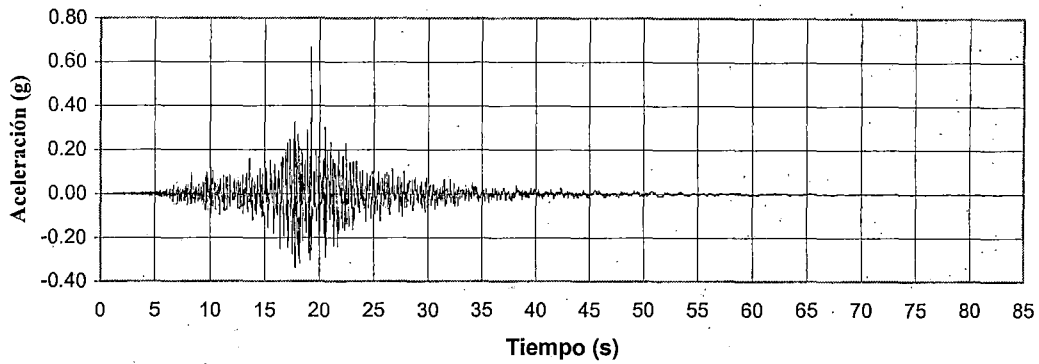
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. PUERTO DE LA LIBERTAD. COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

dt=0.005s

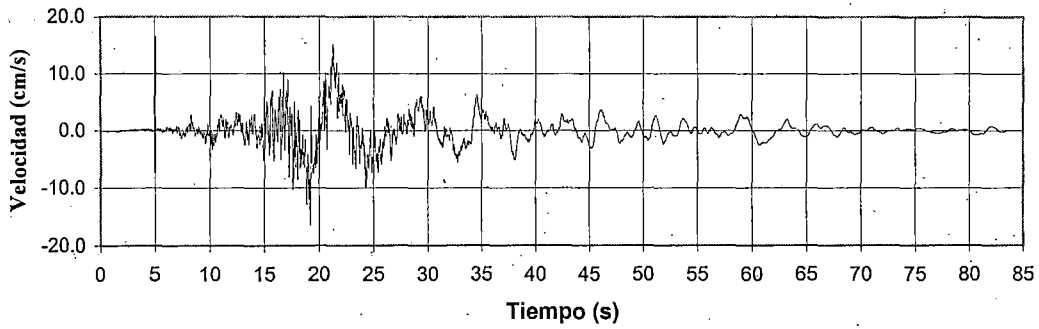
Aceleración -Tiempo Historia

a= 0.669 g t= 19.245s



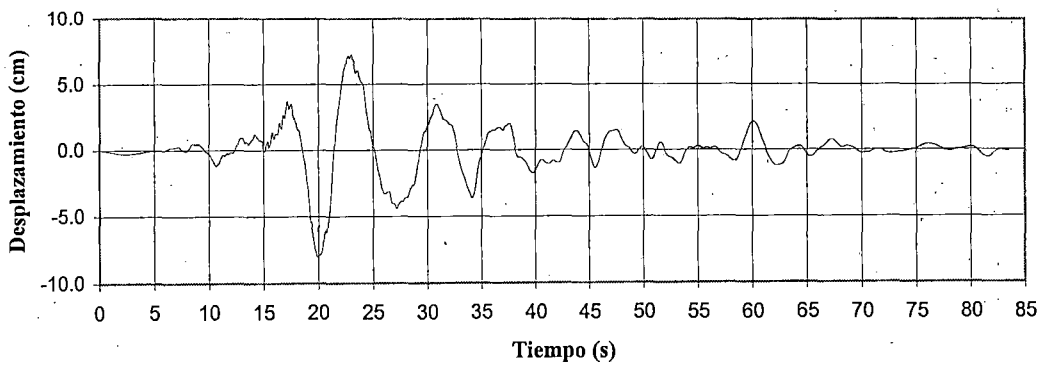
Velocidad - Tiempo Historia

v=16.498cm/s t= 19.210s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=8.070cm t=19.900s



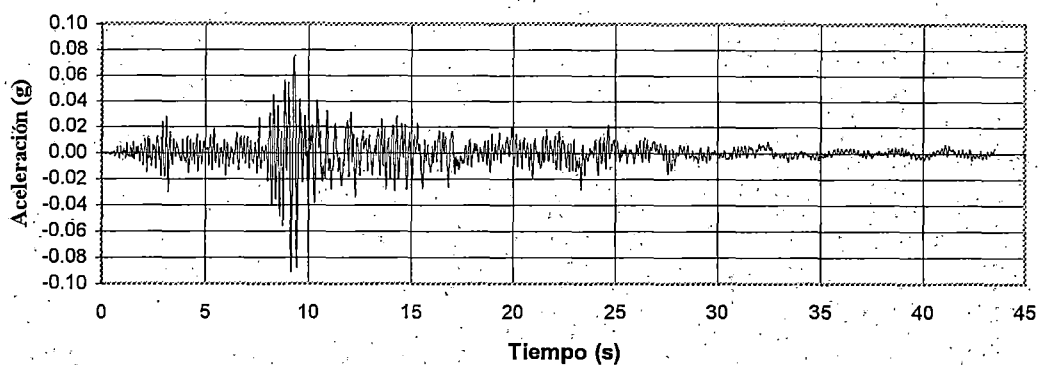
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001:PUERTO DE LA LIBERTAD COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - UCA Vertical

dt=0.005s

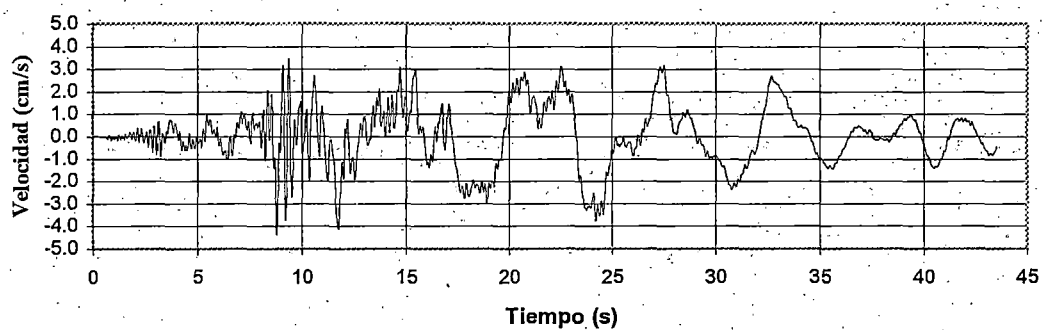
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.091 \text{ g}$ $t = 9.155 \text{ s}$



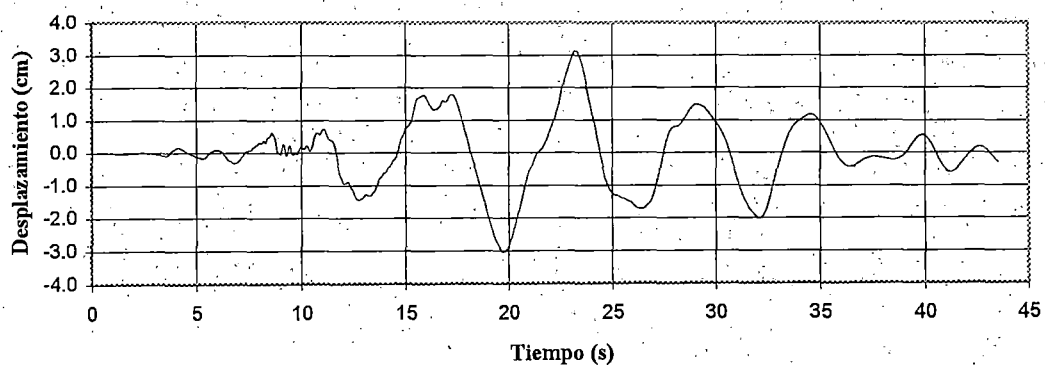
Velocidad - Tiempo Historia

$v = -4.367 \text{ cm/s}$ $t = 8.795 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 3.134 \text{ cm}$ $t = 23.275 \text{ s}$



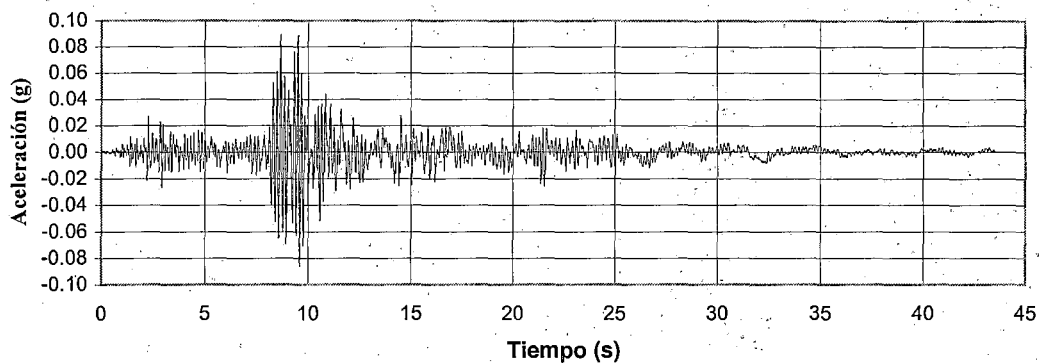
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. PUERTO DE LA LIBERTAD COMP. E-W

Sismo 2001 - UCA Longitudinal

$dt = 0.005 \text{ s}$

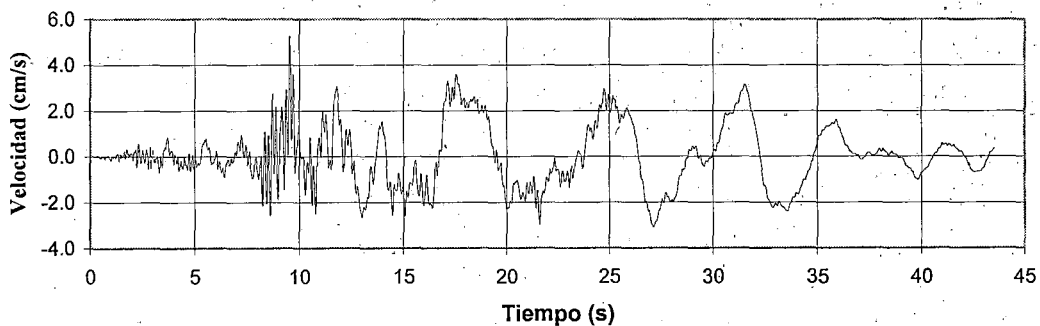
Aceleración -Tiempo Historia

a= 0.090 g t= 8.670 s



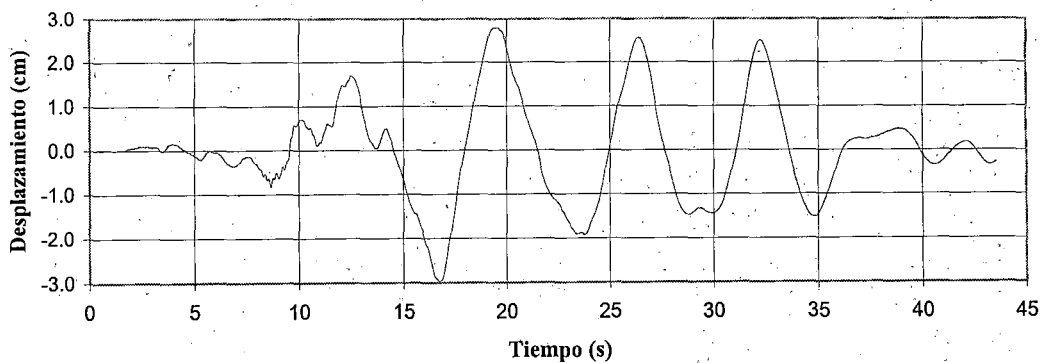
Velocidad - Tiempo Historia

v=5.259 cm/s t= 9.545 s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=2.972 cm t=16.710 s



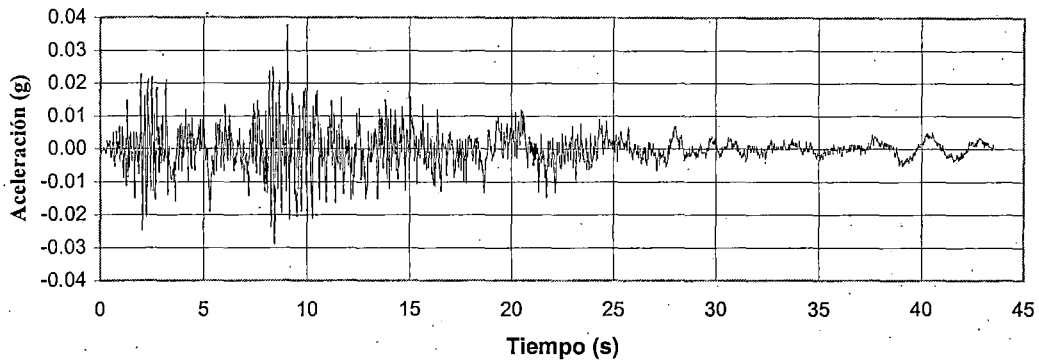
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. PUERTO DE LA LIBERTAD COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

dt=0.005s

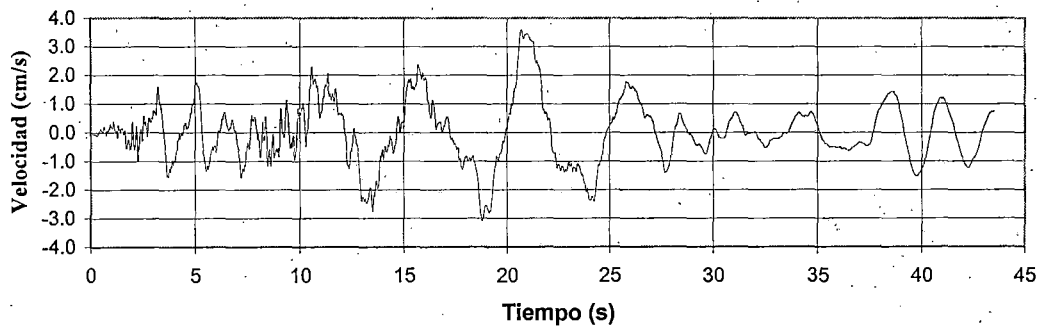
Aceleración -Tiempo Historia

a= 0.038 g t= 9.050 s



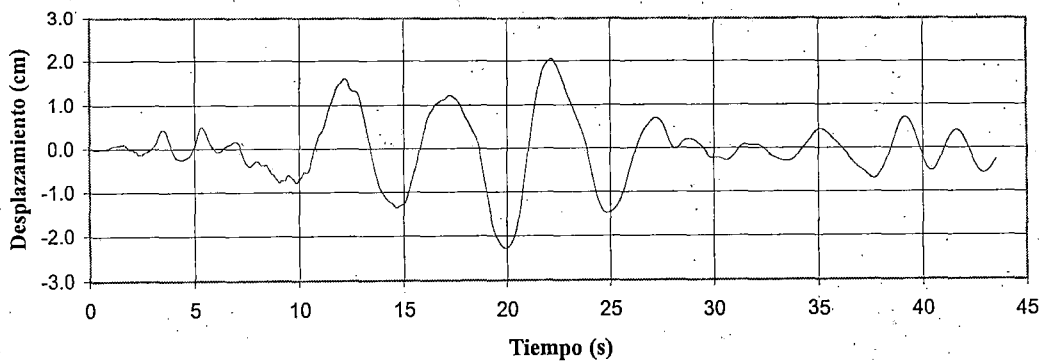
Velocidad - Tiempo Historia

v=3.580 cm/s t= 20.705 s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=2.292 cm t= 19.935 s



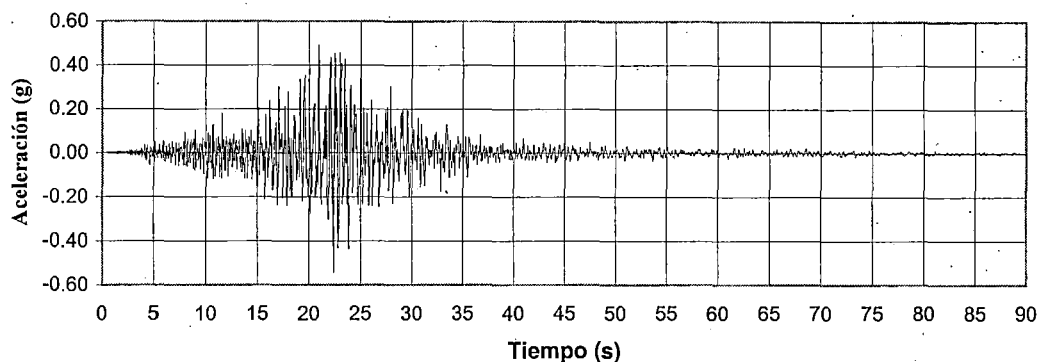
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. PUERTO DE LA LIBERTAD COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - UCA Vertical

.dt=0.005s

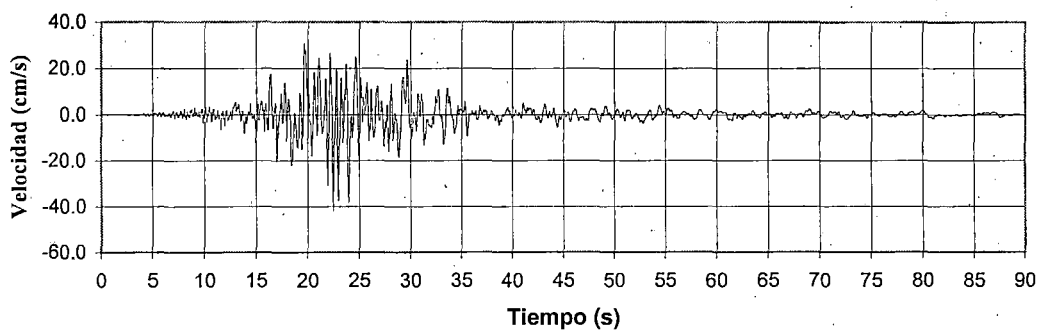
Aceleración -Tiempo Historia

a= -0.544 g t= 22.380s



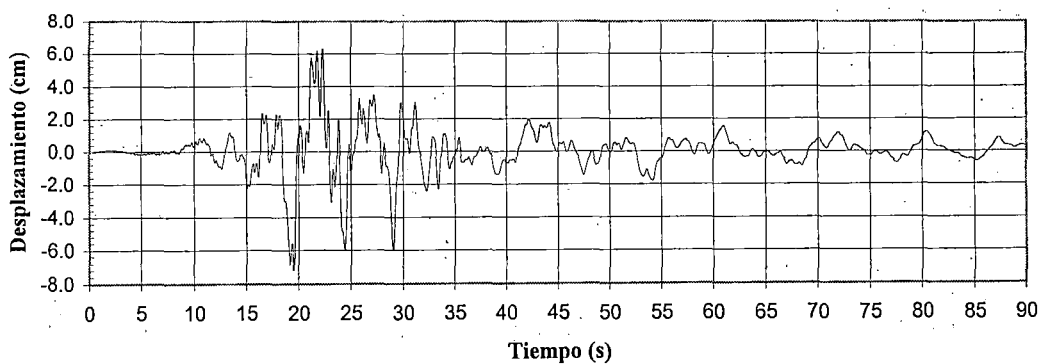
Velocidad - Tiempo Historia

v=41.757cm/s t= 22.435s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=7.177cm t=19.510s



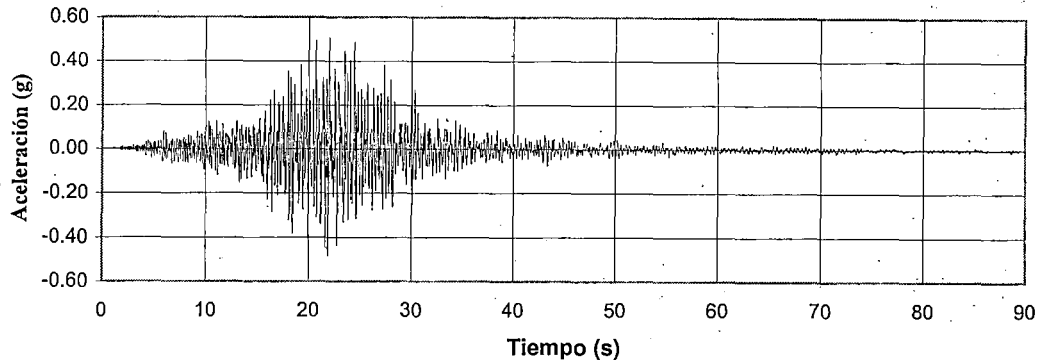
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SAN PEDRO NONUALCO COMP. E-W

Sismo 2001 - UCA Longitudinal

dt=0.005s

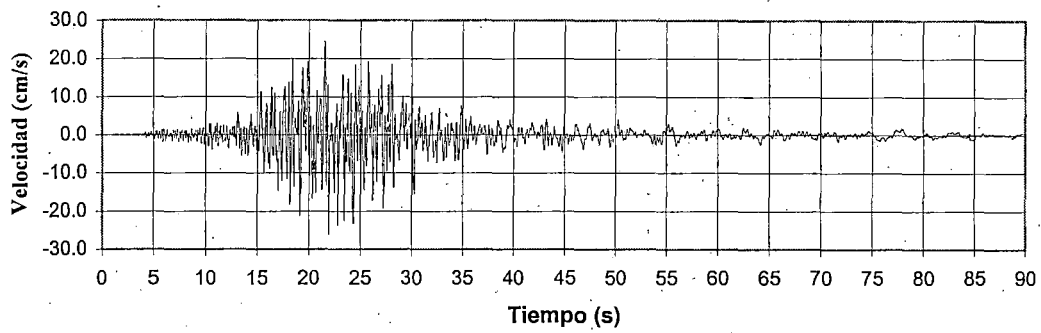
Aceleración -Tiempo Historia

a= 0.508 g t= 21.975s



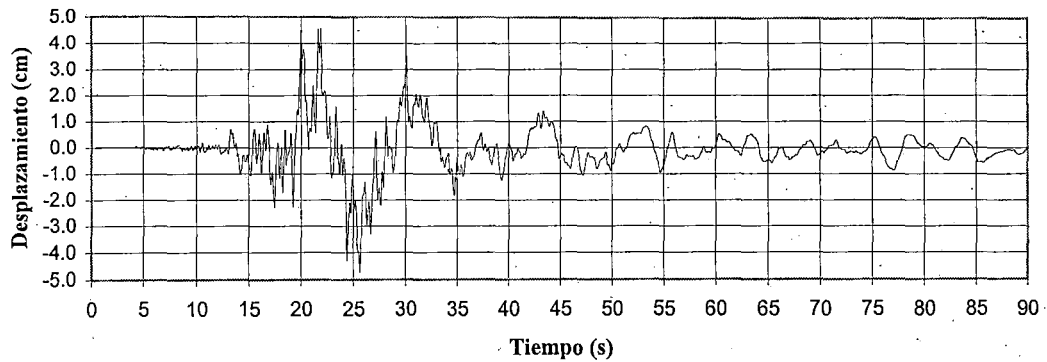
Velocidad - Tiempo Historia

v=26.041cm/s t= 21.930s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=4.726 cm t=25.640s



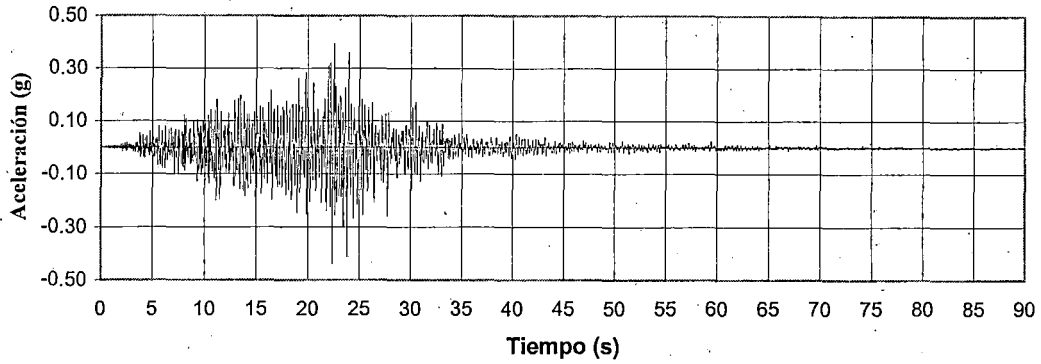
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SAN PEDRO NONUALCO COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

dt=0.005s

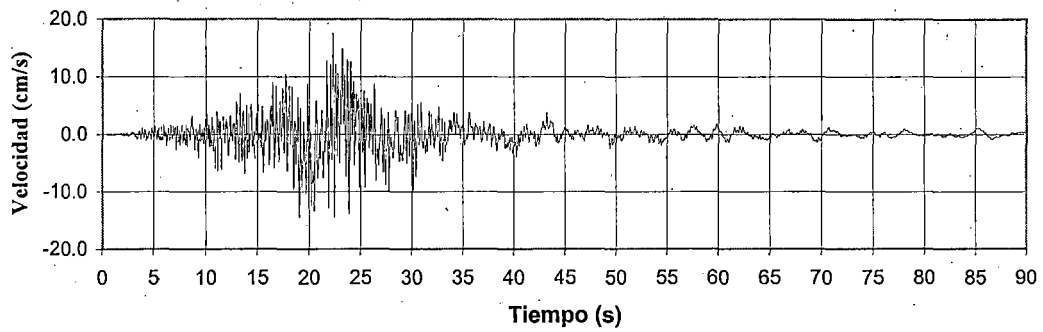
Aceleración -Tiempo Historia

$a = -0.439 \text{ g}$ $t = 22.37 \text{ s}$



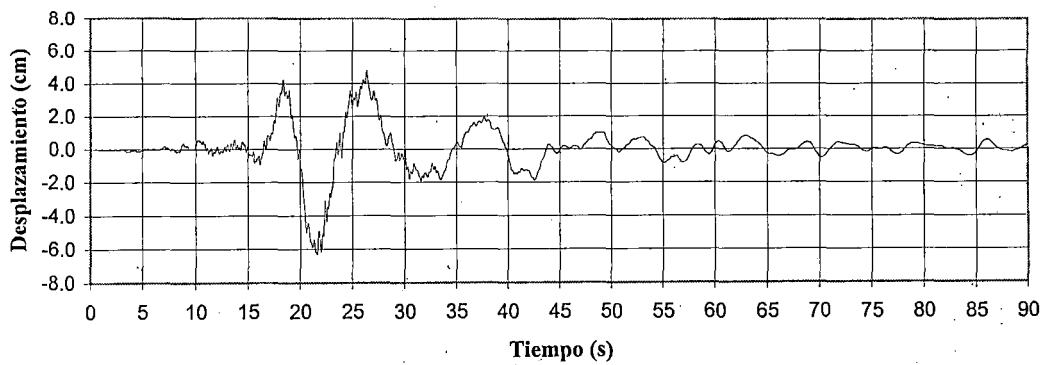
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 17.585 \text{ cm/s}$ $t = 22.29 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 6.317 \text{ cm}$ $t = 21.59 \text{ s}$



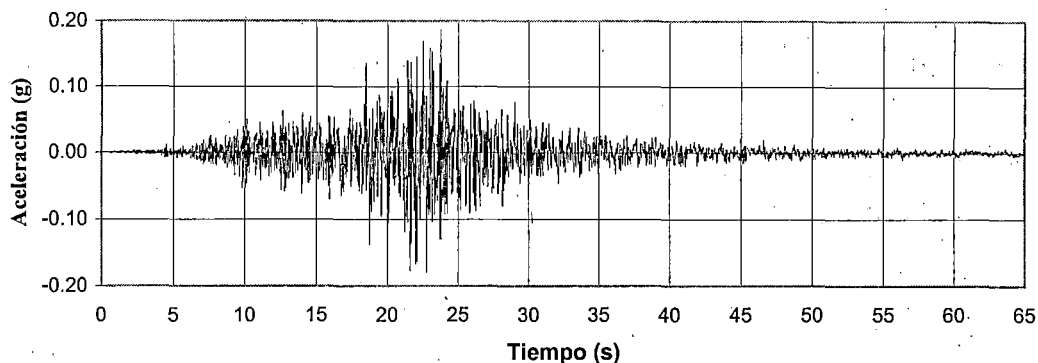
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. SAN PEDRO NONUALCO COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - UCA Vertical

$dt = 0.005 \text{ s}$

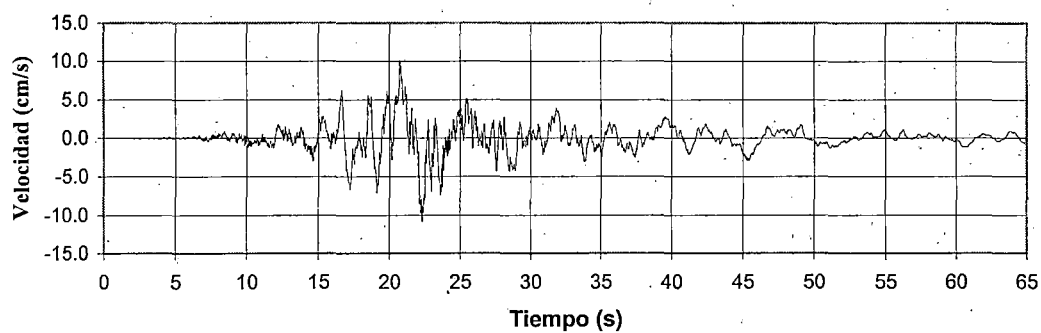
Aceleración -Tiempo Historia

$a= 0.187 \text{ g}$ $t= 23.74 \text{ s}$



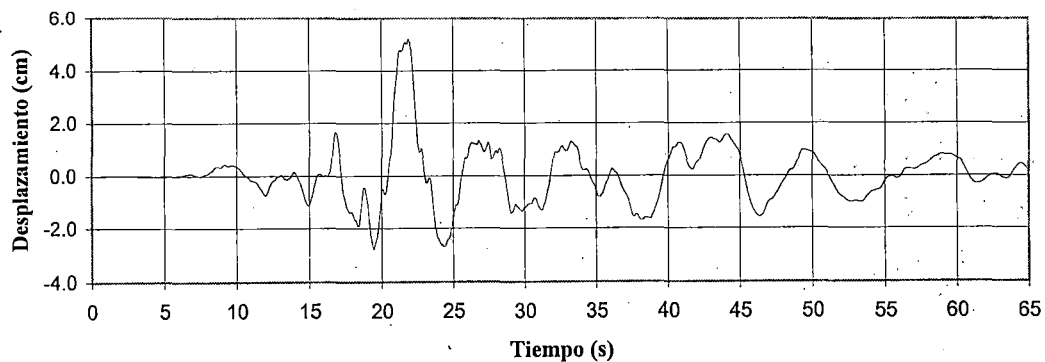
Velocidad - Tiempo Historia

$v=10.805 \text{ cm/s}$ $t= 22.32 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=5.193 \text{ cm}$ $t= 21.90 \text{ s}$



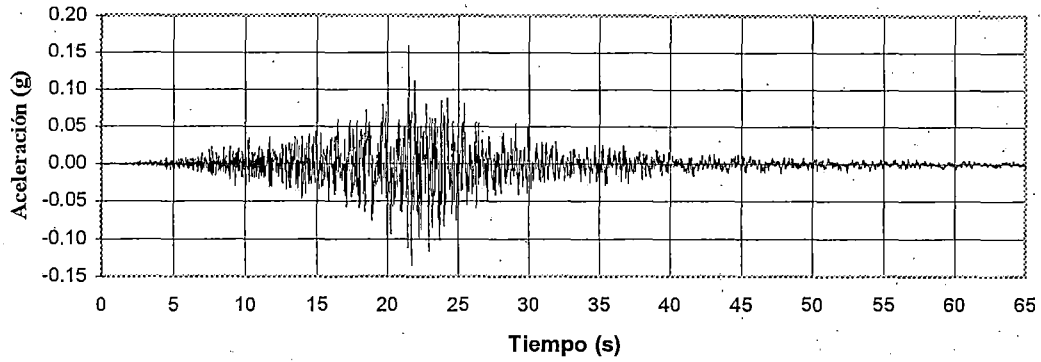
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. PACHIMALCO COMP. E-W

Sismo 2001 - UCA Longitudinal

$dt=0.005 \text{ s}$

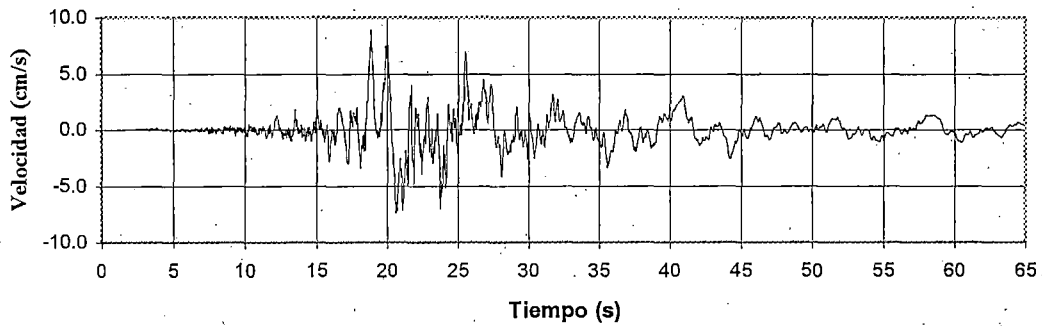
Aceleración -Tiempo Historia

a= 0.160 g t= 21.47s



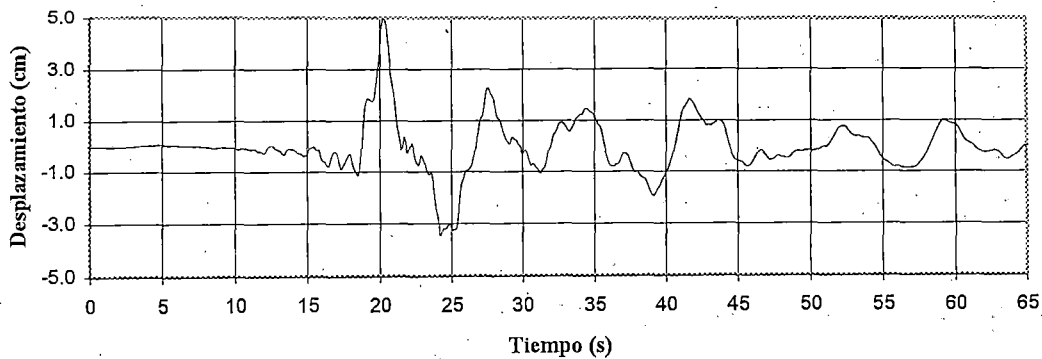
Velocidad - Tiempo Historia

v= 8.914 cm/s t= 18.83s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=-3.431cm t= 24.22 s



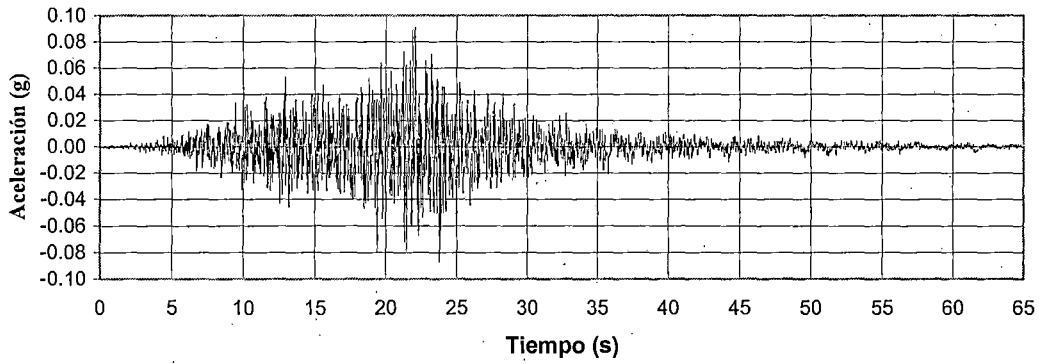
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. PACHIMALCO COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

dt=0.005s

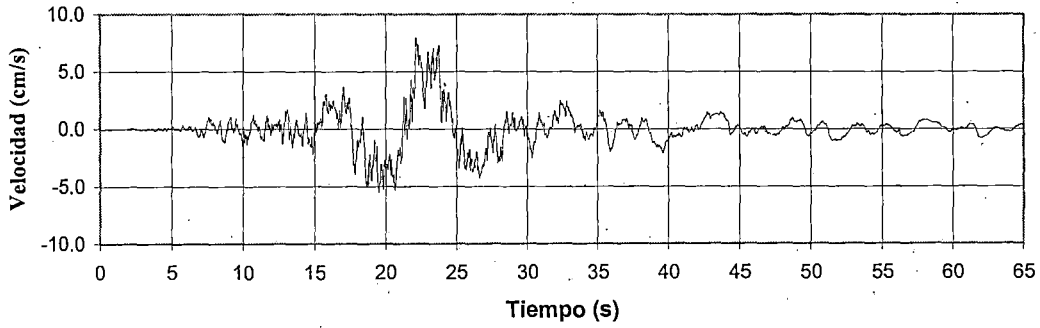
Aceleración -Tiempo Historia

a= 0.091 g t= 22.05 s



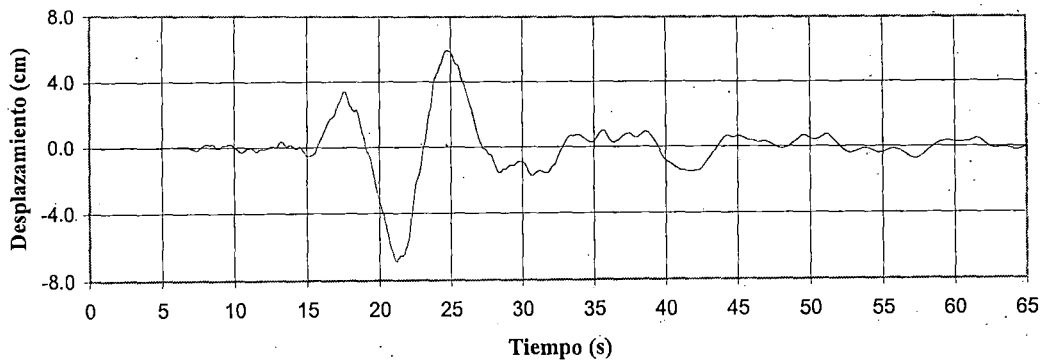
Velocidad - Tiempo Historia

v=7.968 cm/s t= 22.19 s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=6.908 cm t= 21.18 s



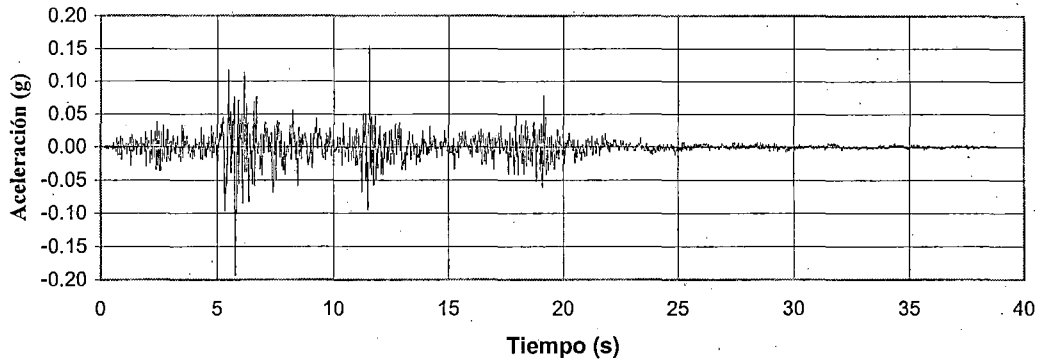
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. PANCHIMALCO COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - UCA Vertical

dt=0.005s

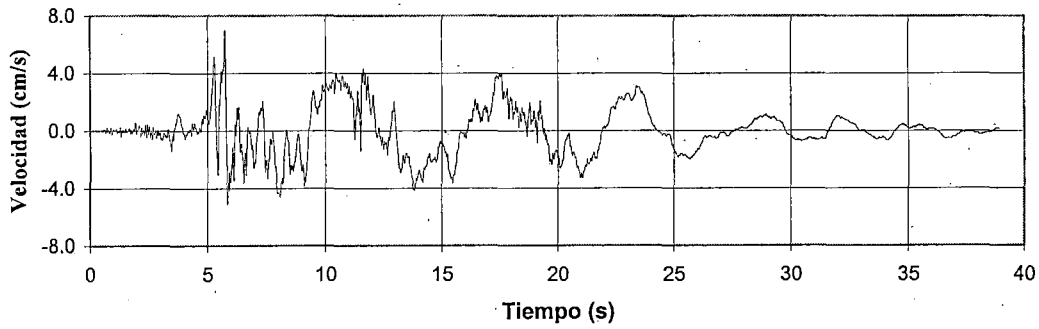
Aceleración -Tiempo Historia

$a = -0.193 \text{ g}$ $t = 5.77 \text{ s}$



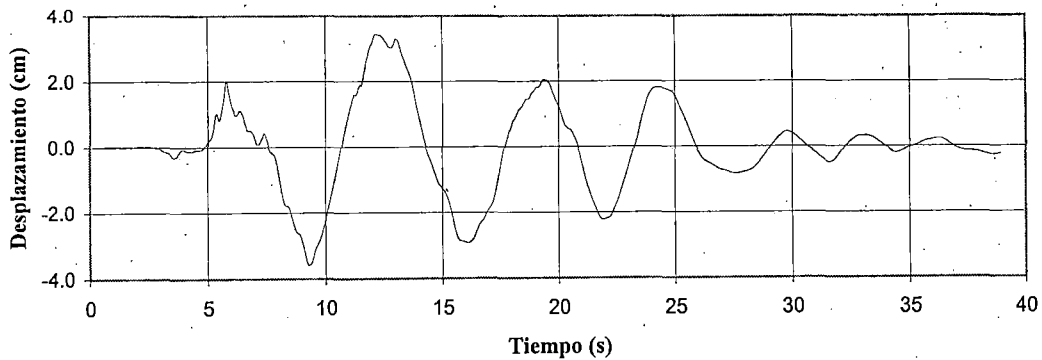
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 7.004 \text{ cm/s}$ $t = 5.74 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 3.425 \text{ cm}$ $t = 12.16 \text{ s}$



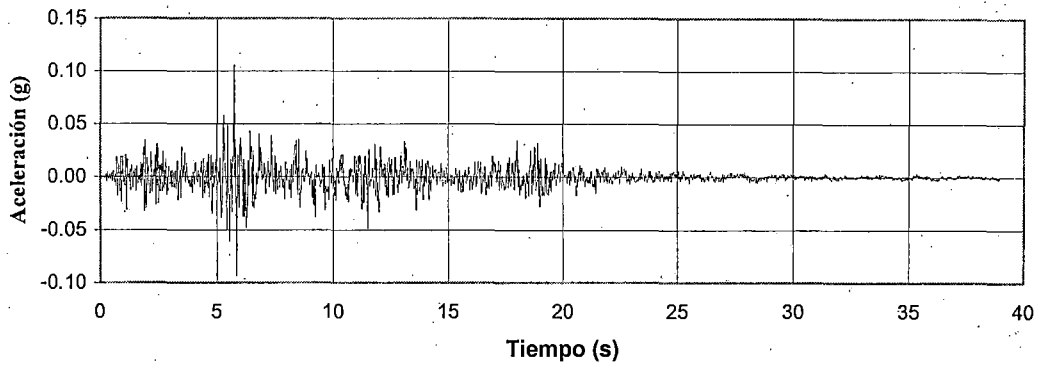
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. PANCHIMALCO COMP. E-W

Sismo 2001 - UCA Longitudinal

$dt = 0.005 \text{ s}$

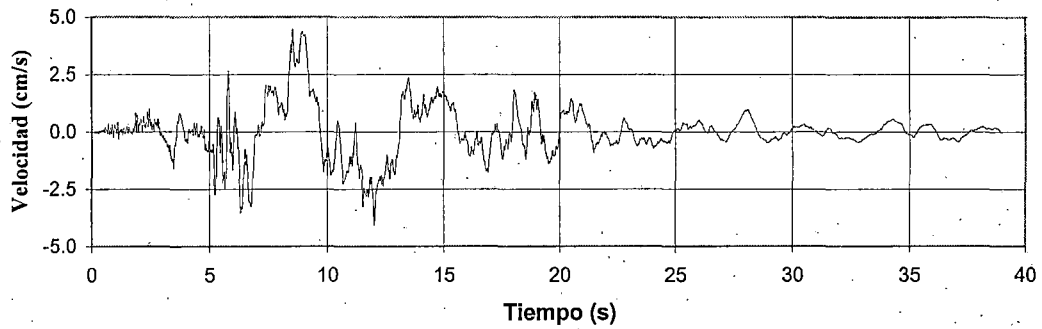
Aceleración -Tiempo Historia

$a= 0.106 \text{ g}$ $t= 5.730 \text{ s}$



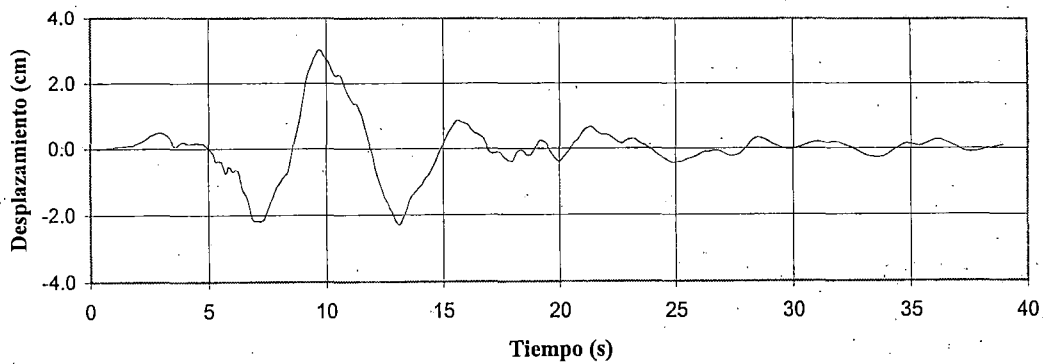
Velocidad - Tiempo Historia

$v=4.476 \text{ cm/s}$ $t= 8.540 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=3.023 \text{ cm}$ $t= 9.705 \text{ s}$



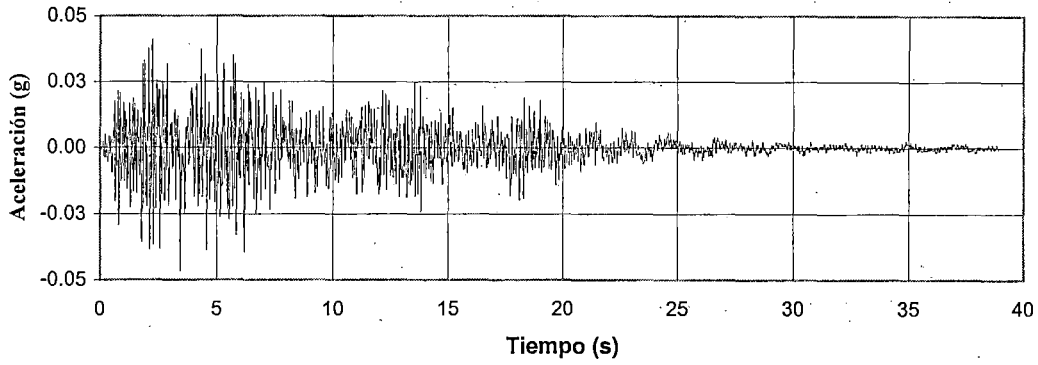
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. PANCHIMALCO COMP. N-S

Sismo 2001 - UCA Transversal

$\Delta t=0.005\text{s}$

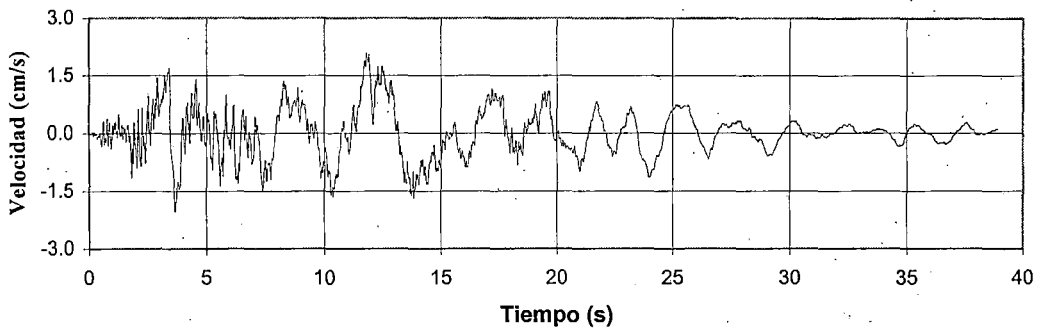
Aceleración -Tiempo Historia

a=-0.047 g t= 3.44 s



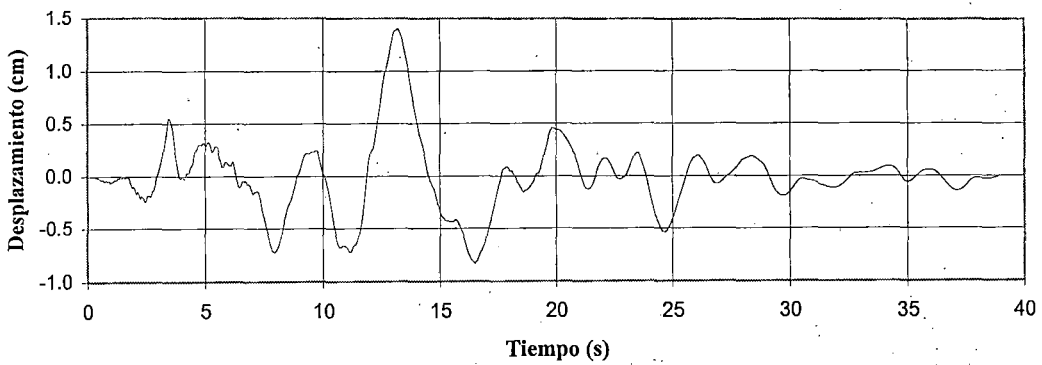
Velocidad - Tiempo Historia

v=2.101 cm/s t= 11.80 s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d=1.396 cm t= 13.18 s



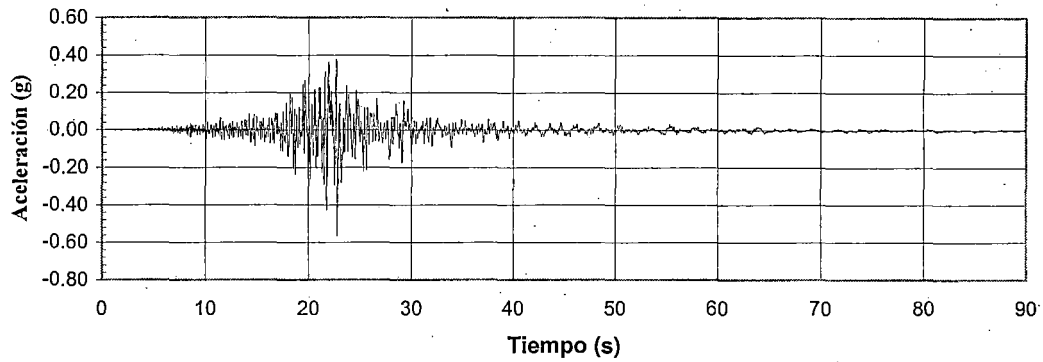
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. PANCHIMALCO COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - UCA Vertical

dt=0.005s

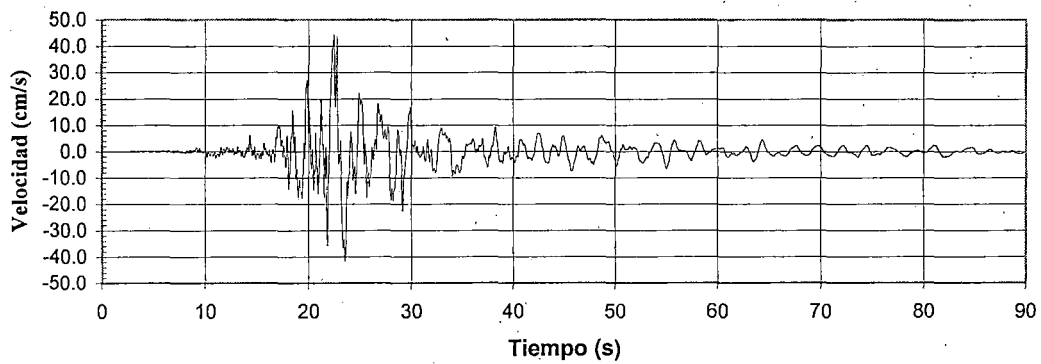
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.566 \text{ g}$ $t = 22.78 \text{ s}$



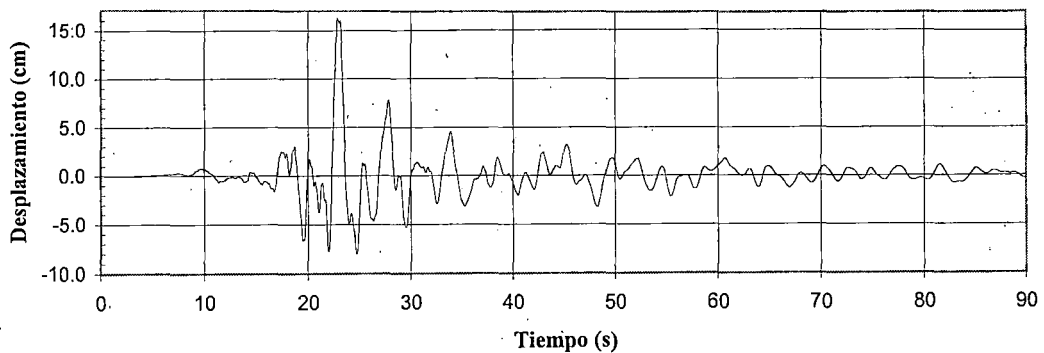
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 44.443 \text{ cm/s}$ $t = 22.43 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 16.199 \text{ cm}$ $t = 22.84 \text{ s}$



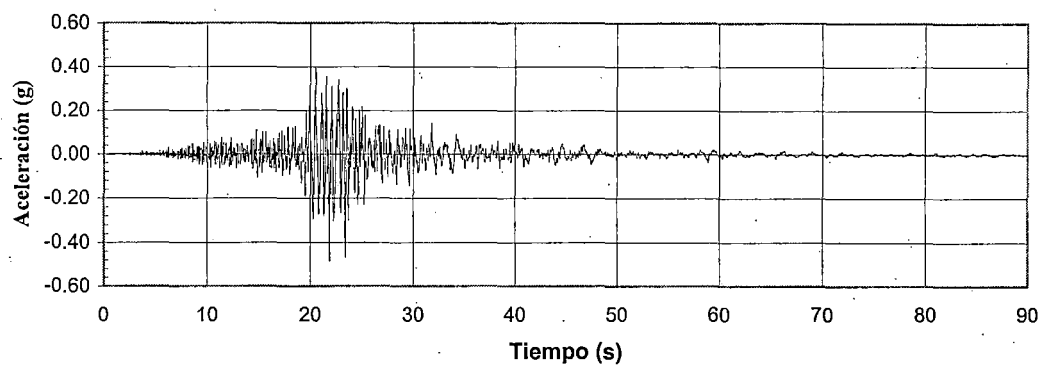
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. HOSPITAL SAN RAFAEL COMP. E-W

Sismo 2001 - Hospital San Rafael Longitudinal

$dt = 0.005 \text{ s}$

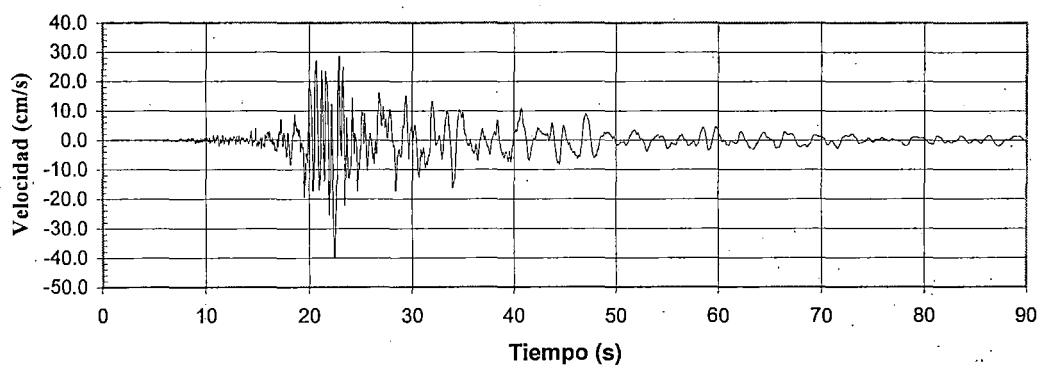
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.486 \text{ g}$ $t = 21.86 \text{ s}$



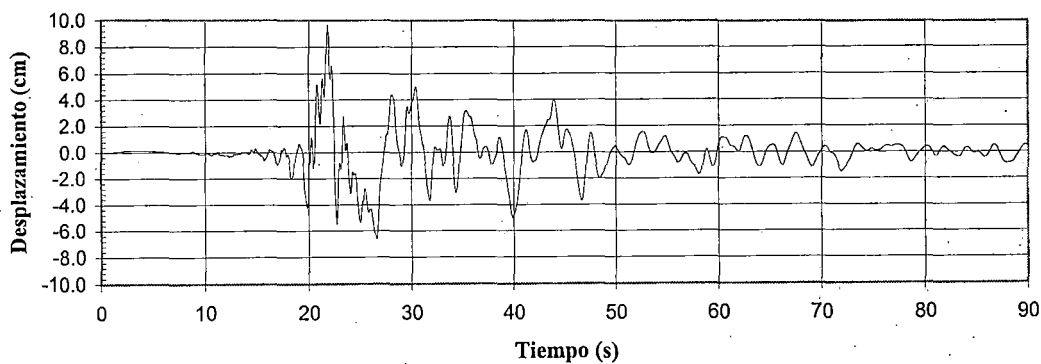
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 39.935 \text{ cm/s}$ $t = 22.43 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 9.632 \text{ cm}$ $t = 21.84 \text{ s}$



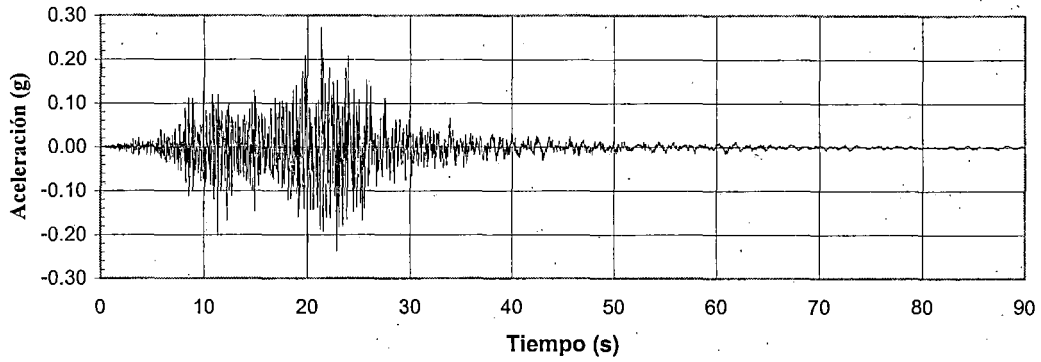
SAN SALVADOR, 13 ENE 2001. HOSPITAL SAN RAFAEL COMP. N-S

Sismo 2001 - Hospital San Rafael Transversal

$\Delta t = 0.005 \text{ s}$

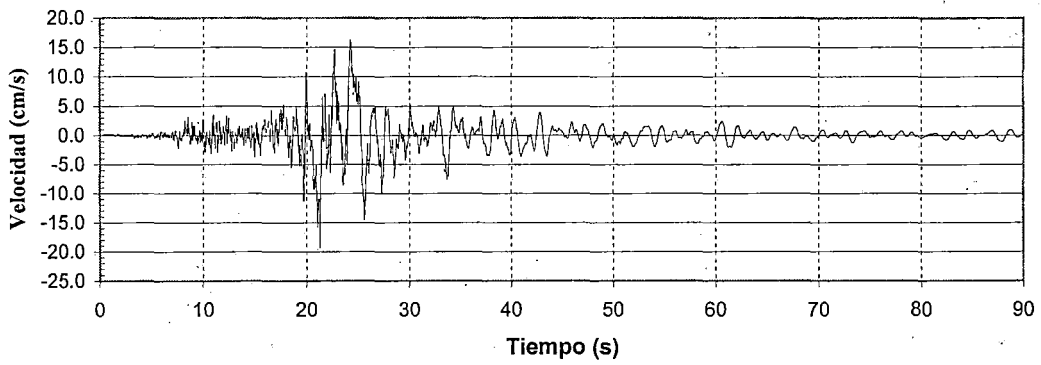
Aceleración - Tiempo Historia

$a=0.273\text{ g}$ $t=21.33\text{ s}$



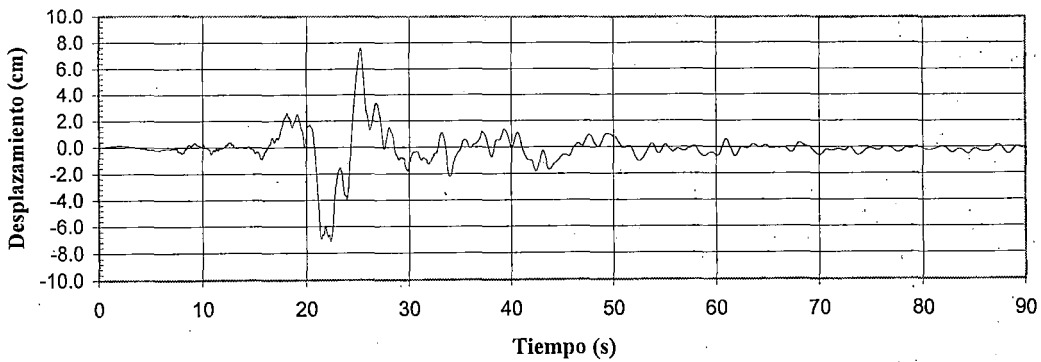
Velocidad - Tiempo Historia

$v=19.324\text{ cm/s}$ $t=21.30\text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

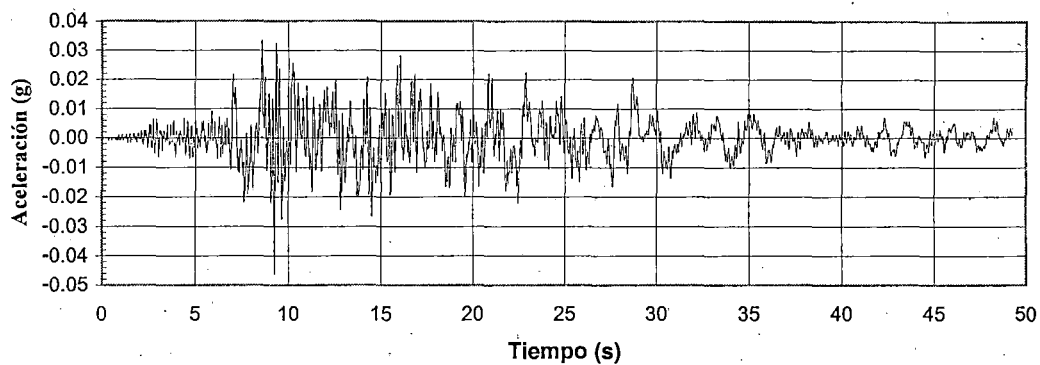
$d=7.547\text{ cm}$ $t=25.23\text{ s}$



SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. HOSPITAL SAN RAFAEL COMP. VERTICAL
Sismo 2001 - Hospital San Rafael Vertical
dt=0.005s

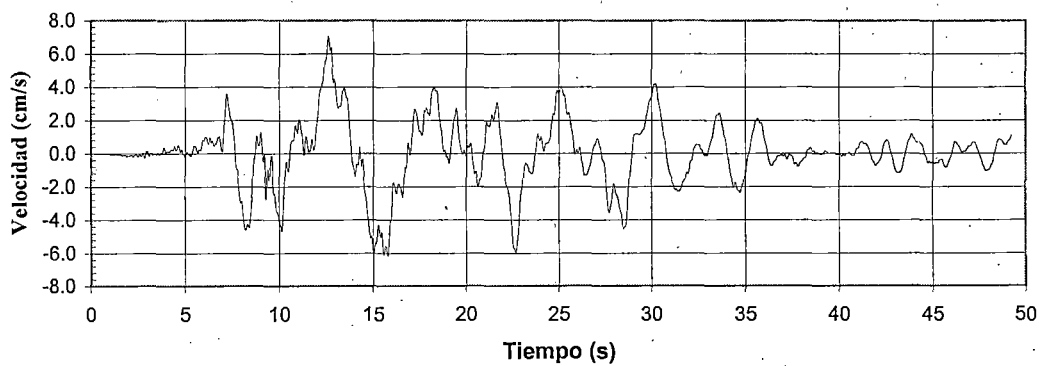
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.046 \text{ g}$ $t = 9.25 \text{ s}$



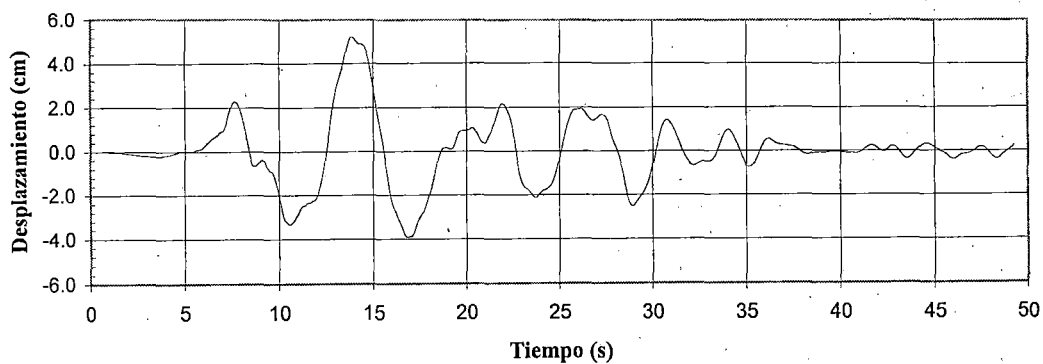
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 7.054 \text{ cm/s}$ $t = 12.60 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 5.229 \text{ cm}$ $t = 13.83 \text{ s}$



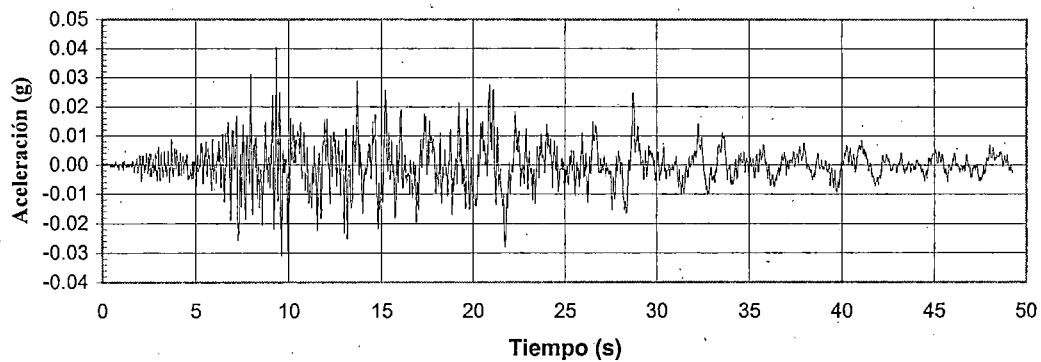
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL SAN RAFAEL COMP. E-W

Sismo 2001 - Sta. Tecla Longitudinal

$dt = 0.005 \text{ s}$

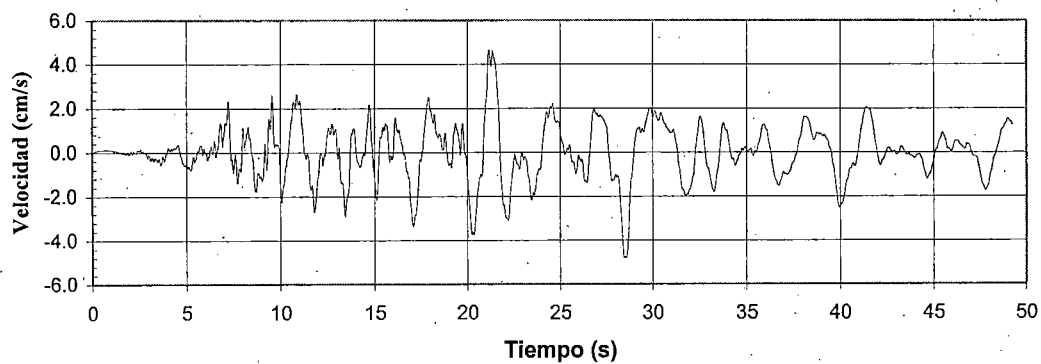
Aceleración - Tiempo Historia

$a=0.040$ g $t=9.34$ s



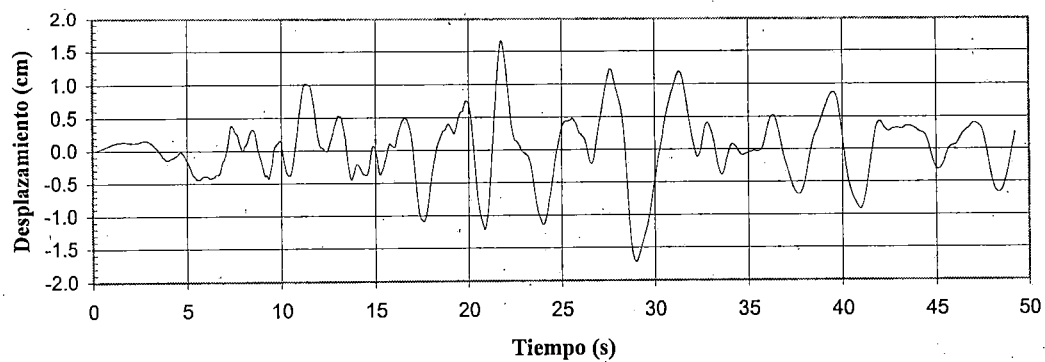
Velocidad - Tiempo Historia

$v=4.817$ cm/s $t=28.47$ s



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=-1.727$ cm $t=28.98$ s



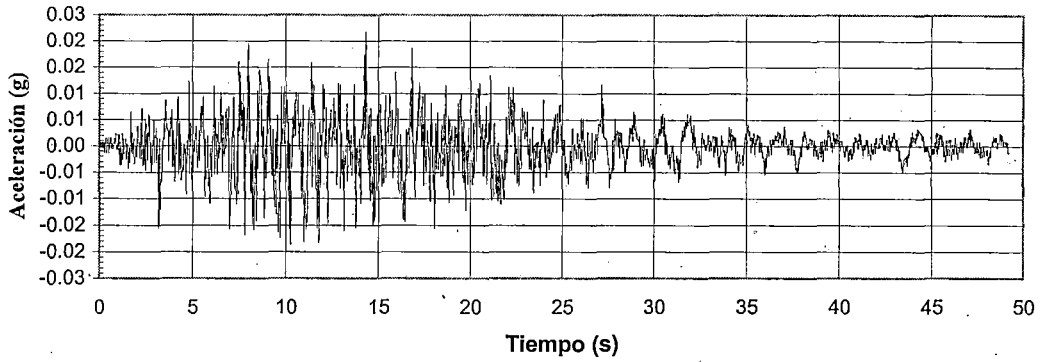
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL SAN RAFAEL COMP. N-S

Sismo 2001 - San Rafael Transversal

$dt=0.005$ s

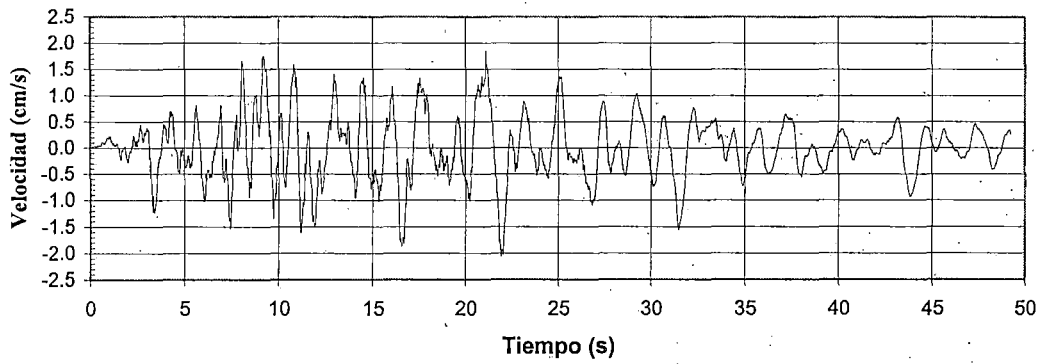
Aceleración - Tiempo Historia

$a = 0.022 \text{ g}$ $t = 14.32 \text{ s}$



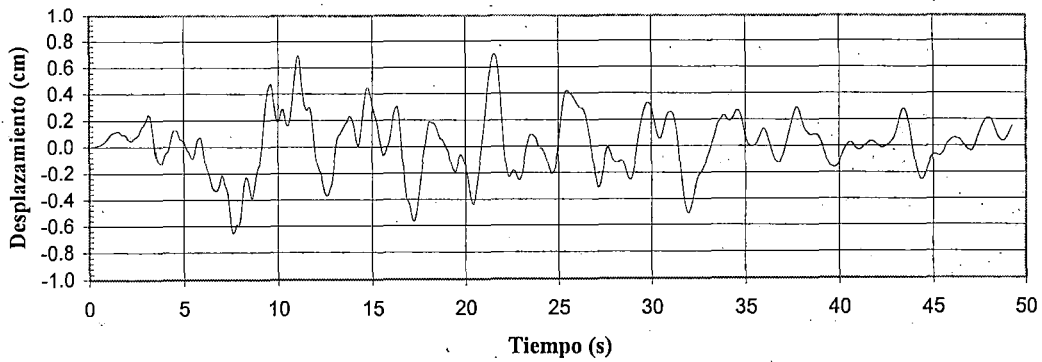
Velocidad - Tiempo Historia

$\dot{v} = -2.061 \text{ cm/s}$ $t = 21.93 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 0.701 \text{ cm}$ $t = 21.55 \text{ s}$

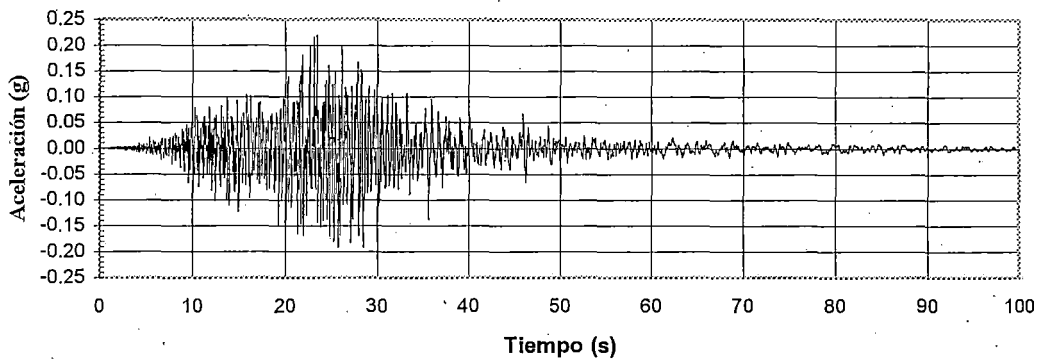


SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL SAN RAFAEL COMP. VERTICAL

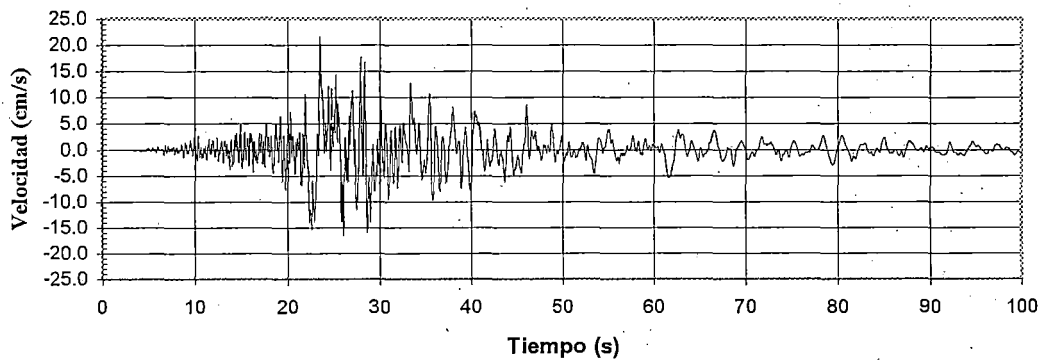
Sismo 2001 - San Rafael Vertical

$dt = 0.005 \text{ s}$

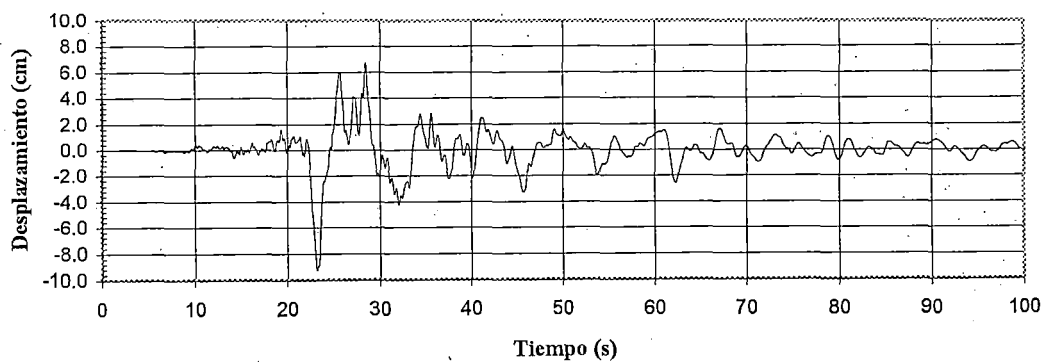
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.220g$ $t = 23.44s$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 21.688$ cm/s $t = 23.48s$



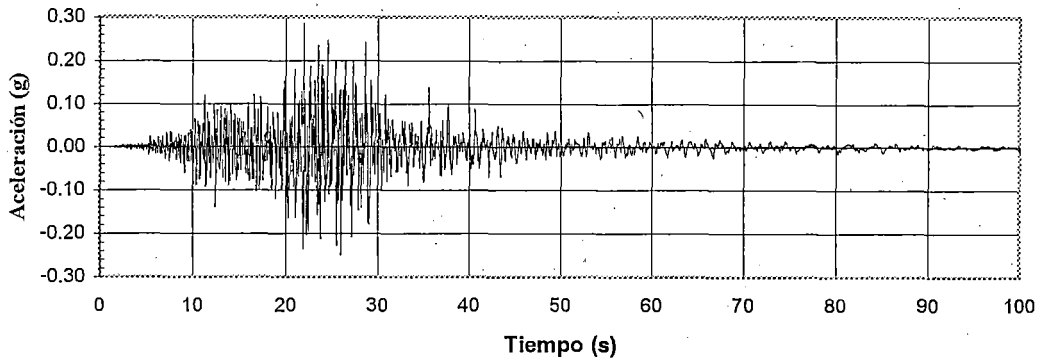
Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = -9.268$ cm $t = 23.14s$



SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. TONACATEPEQUE COMP. E-W
Sismo 2001 - Tonacatepeque Longitudinal
dt=0.005s

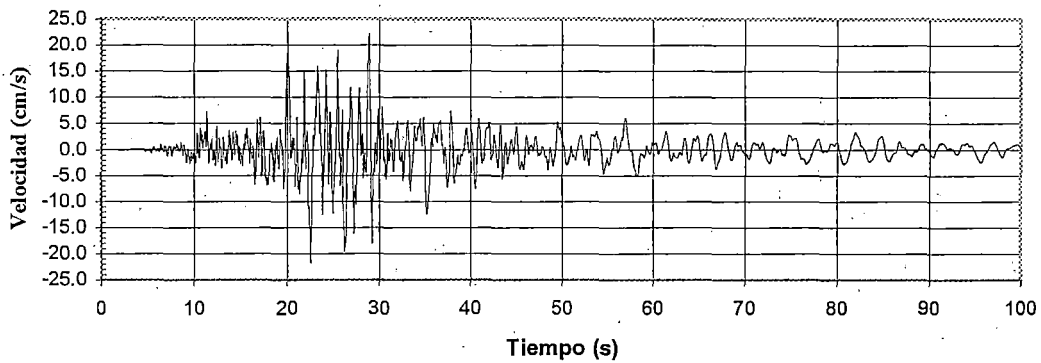
Aceleración - Tiempo Historia

$a= 0.284g$ $t= 22.00s$



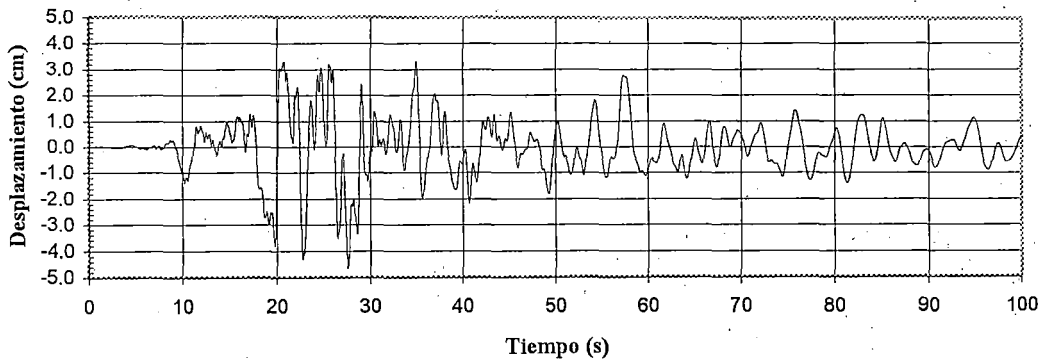
Velocidad - Tiempo Historia

$v=22.211$ cm/s $t= 28.87s$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d= -4.649$ cm $t= 27.58s$



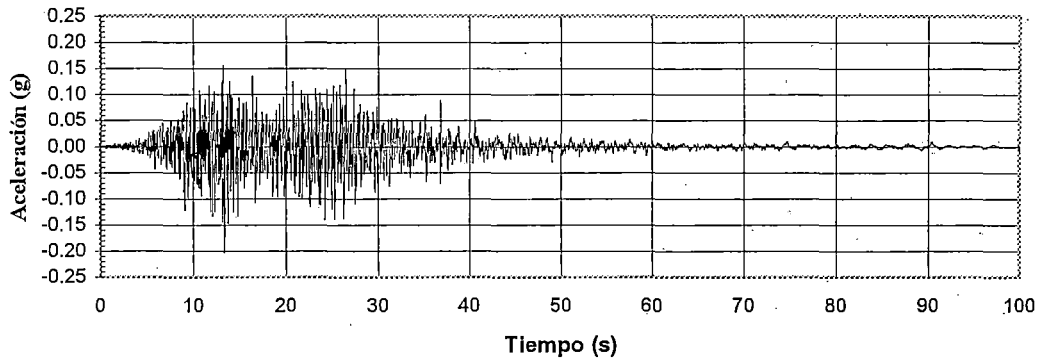
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. TONACATEPEQUE COMP. N-S

Sismo 2001 - Tonacatepeque Transversal

dt=0.005s

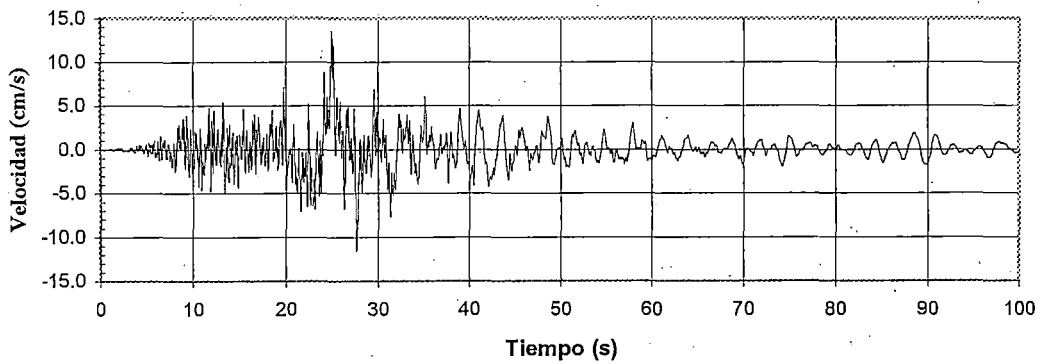
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.204g$ $t = 13.36s$



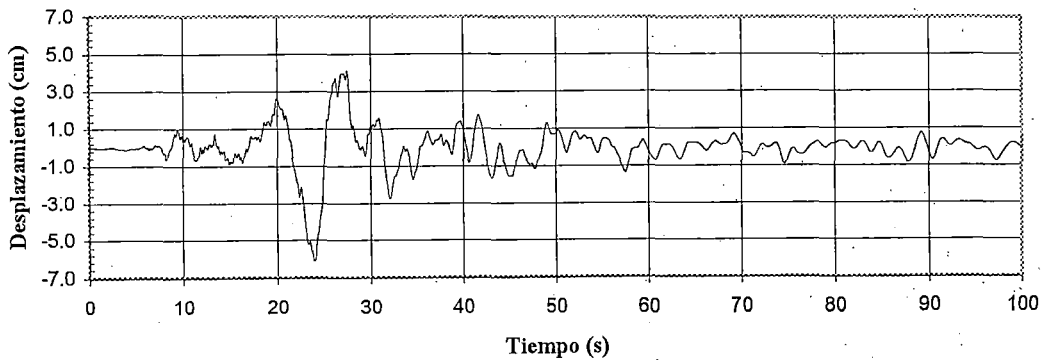
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 13.585$ cm/s $t = 24.93s$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = -6.064$ cm $t = 24.02s$

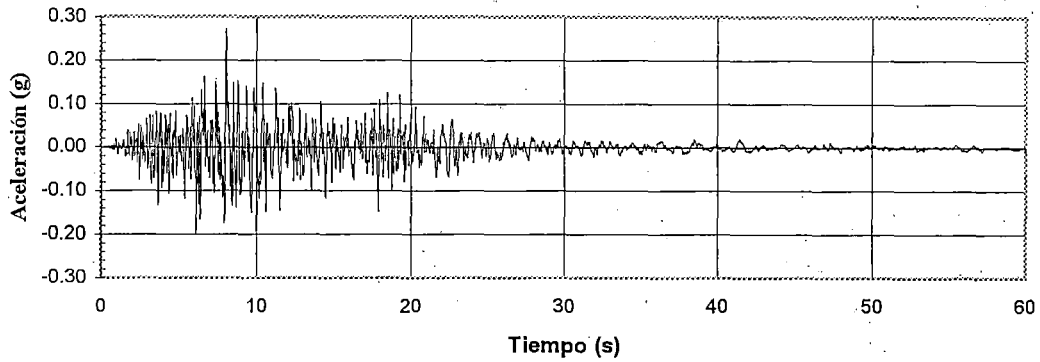


SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. TONACATEPEQUE COMP. VERTICAL

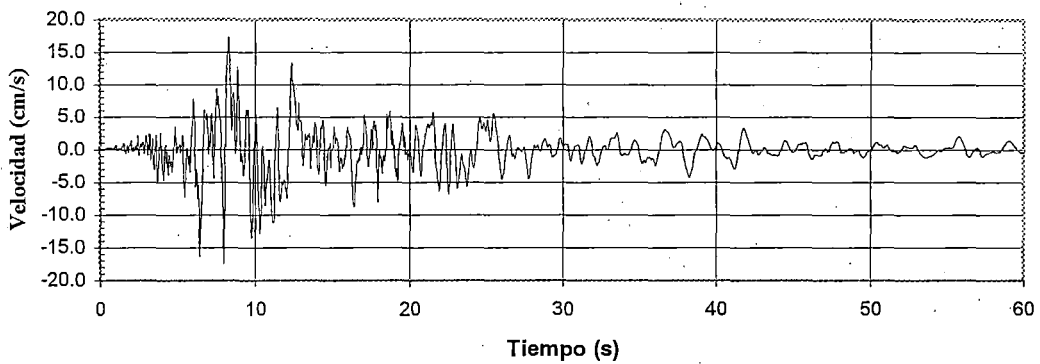
Sismo 2001 - Tonacatepeque Vertical

dt=0.005s

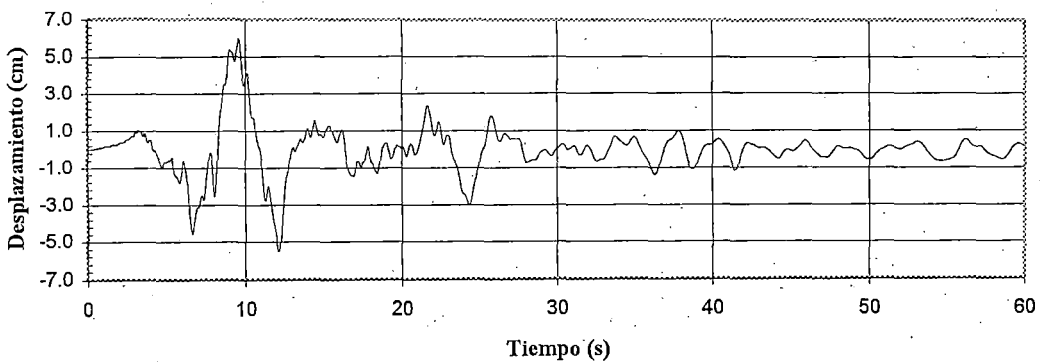
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = 0.273 \text{ g}$ $t = 8.02 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 17.481 \text{ cm/s}$ $t = 7.97 \text{ s}$



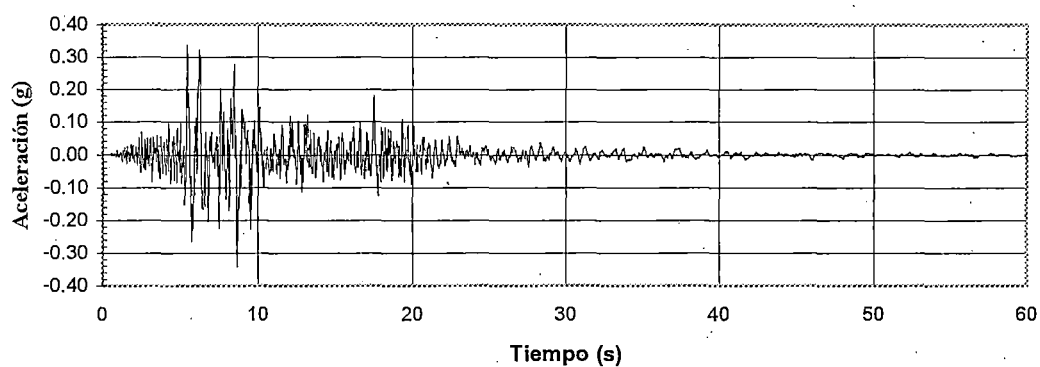
Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = 6.019 \text{ cm}$ $t = 9.60 \text{ s}$



SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. TONACATEPEQUE COMP. E-W
Sismo 2001 - Tonacatepeque Longitudinal
dt=0.005s

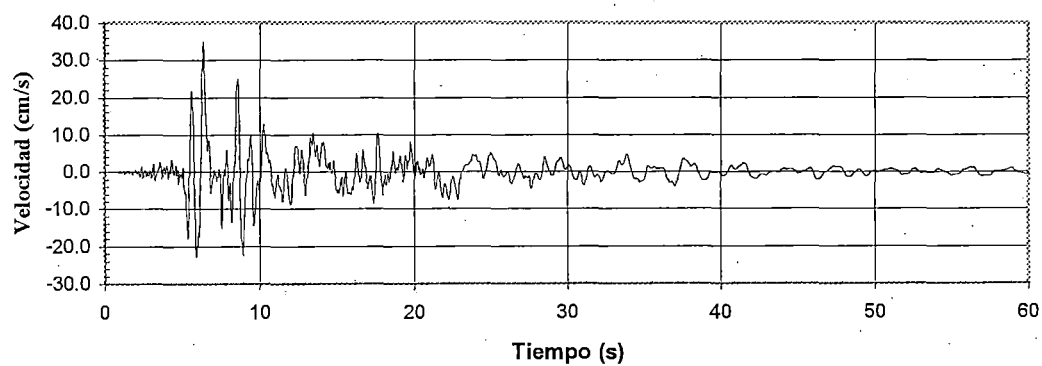
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.343 \text{ g}$ $t = 8.66 \text{ s}$



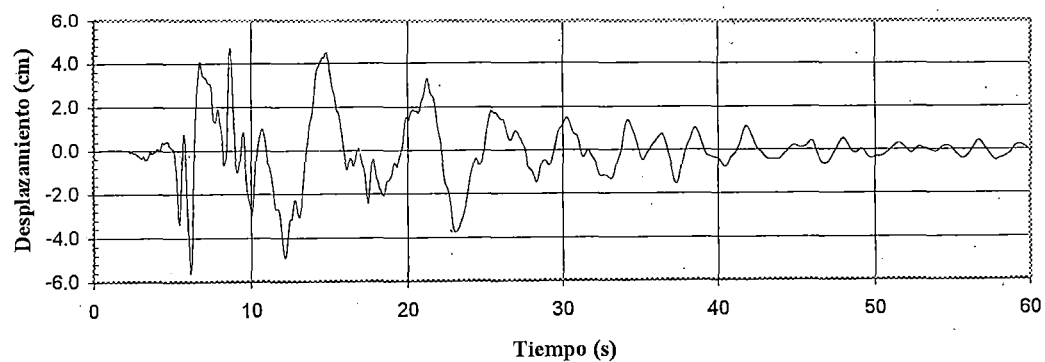
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 34.886 \text{ cm/s}$ $t = 6.33 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = -5.606 \text{ cm}$ $t = 6.17 \text{ s}$



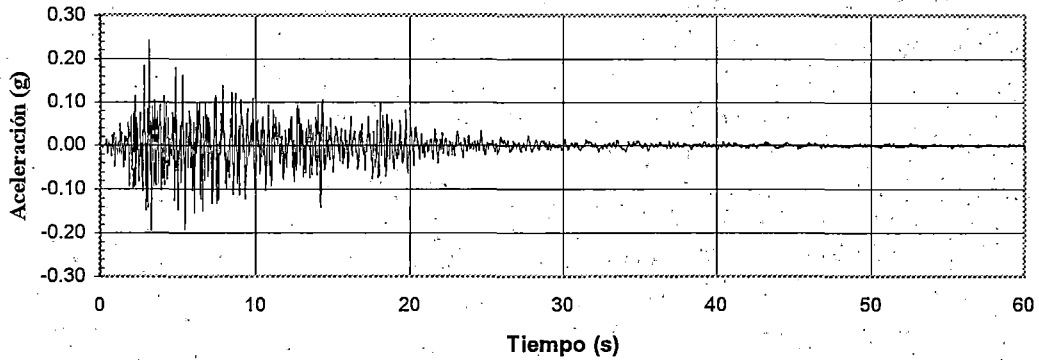
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. TONACATEPEQUE COMP. N-S

Sismo 2001 - Tonacatepeque Transversal

$dt = 0.005 \text{ s}$

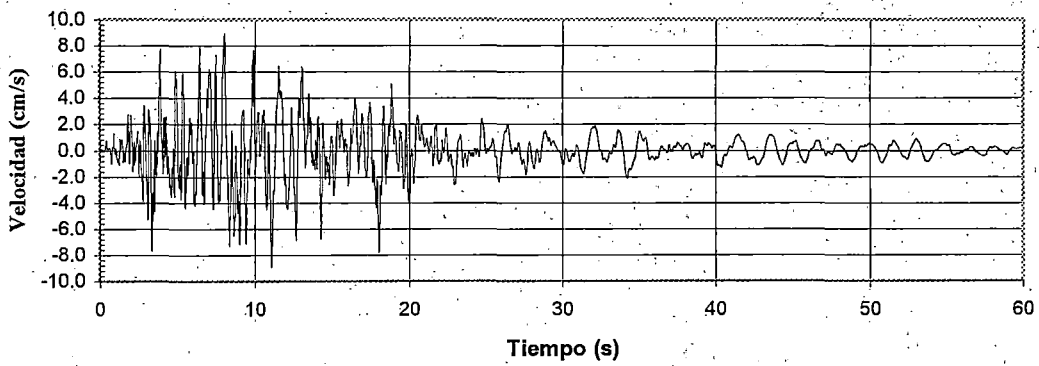
Aceleración - Tiempo Historia

$a = 0.243 \text{ g}$ $t = 3.16 \text{ s}$



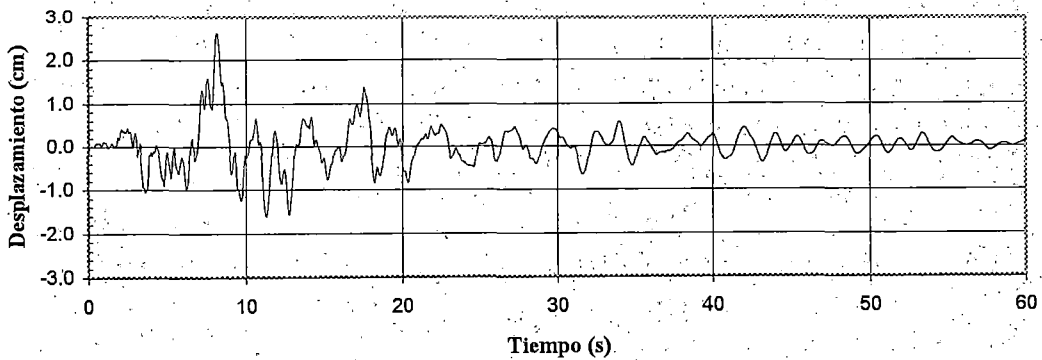
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 8.950 \text{ cm/s}$ $t = 7.99 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 2.632 \text{ cm}$ $t = 8.17 \text{ s}$



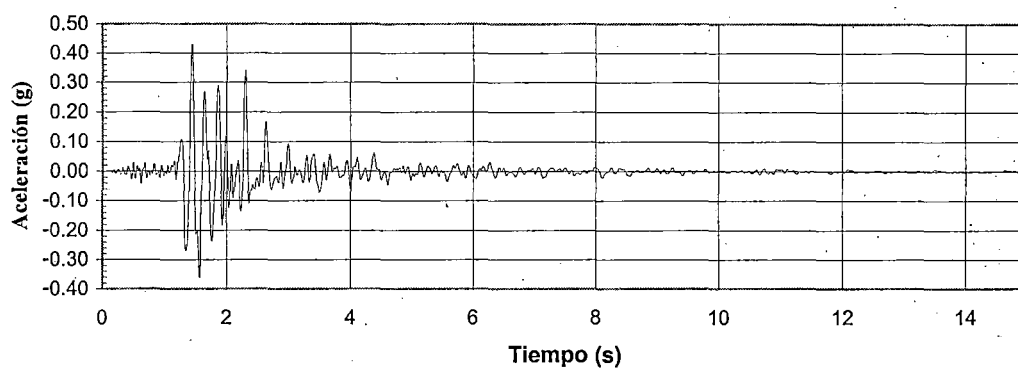
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. TONACATEPEQUE COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - Tonacatepeque Vertical

$dt = 0.005 \text{ s}$

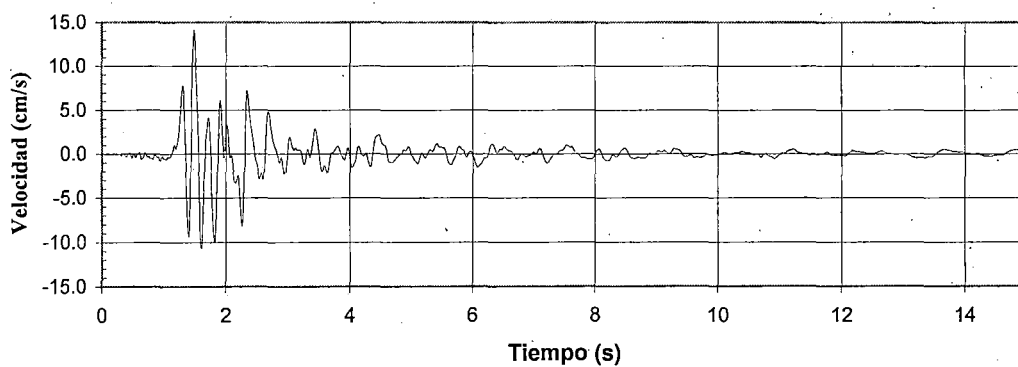
Aceleración - Tiempo Historia

$a=0.431\text{ g}$ $t=1.44\text{ s}$



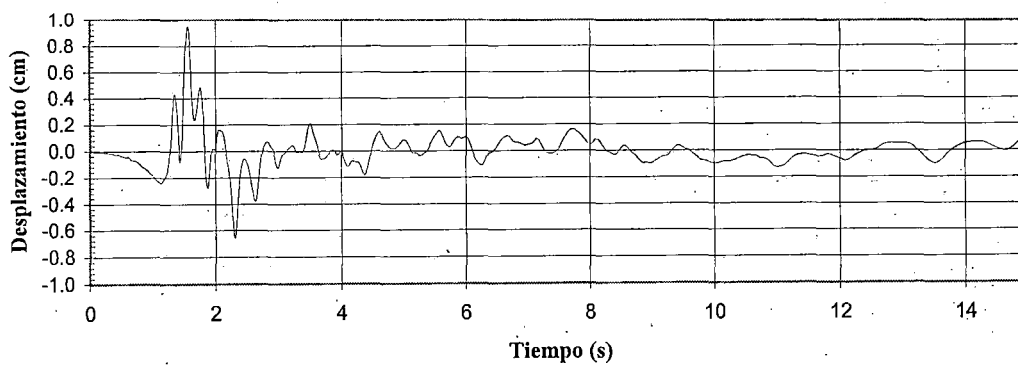
Velocidad - Tiempo Historia

$v=14.197\text{ cm/s}$ $t=1.49\text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=0.947\text{ cm}$ $t=1.56\text{ s}$

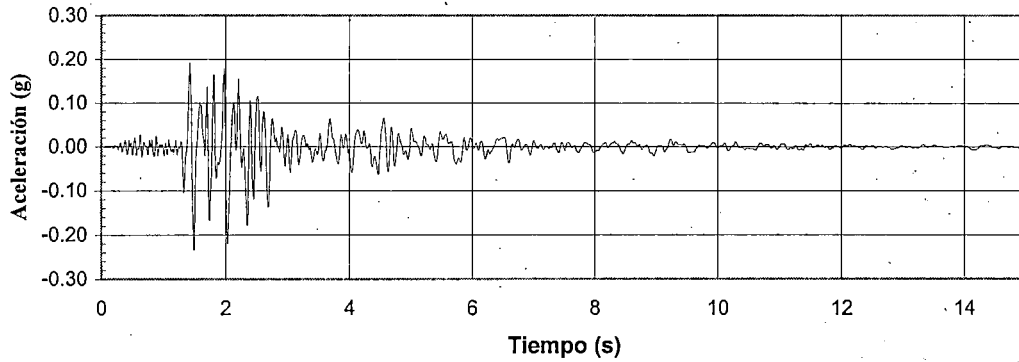


SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL STA. GERTRUDIS COMP. E-W

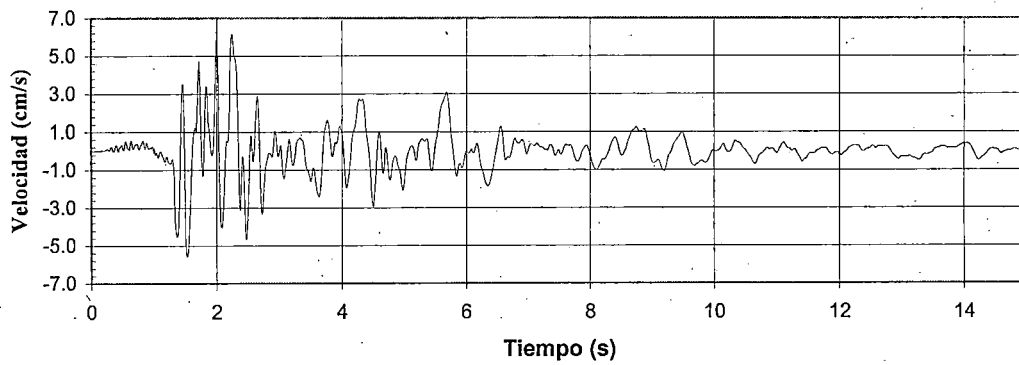
Sismo 2001 - Hospital Sta. Gertrudis Longitudinal

$dt=0.005\text{ s}$

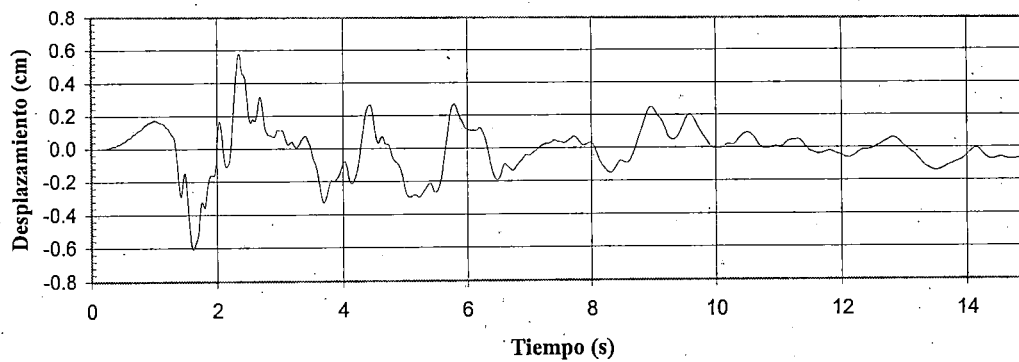
Aceleración - Tiempo Historia
 $a = -0.235 \text{ g}$ $t = 1.49 \text{ s}$



Velocidad - Tiempo Historia
 $v = 6.301 \text{ cm/s}$ $t = 2.00 \text{ s}$

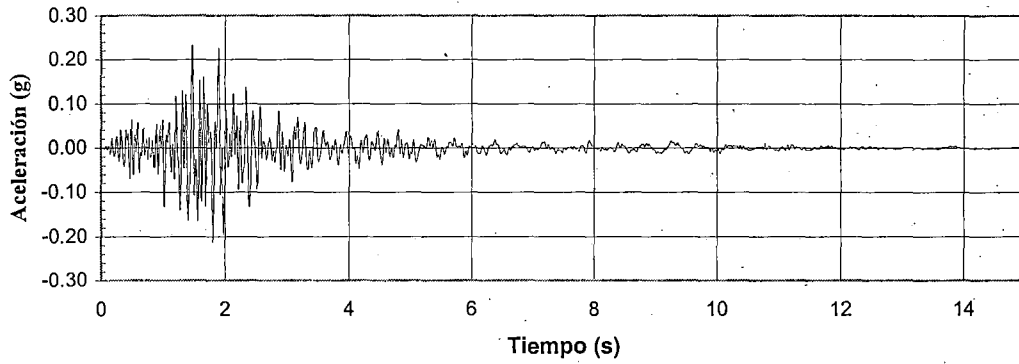


Desplazamiento - Tiempo Historia
 $d = -0.611 \text{ cm}$ $t = 1.62 \text{ s}$



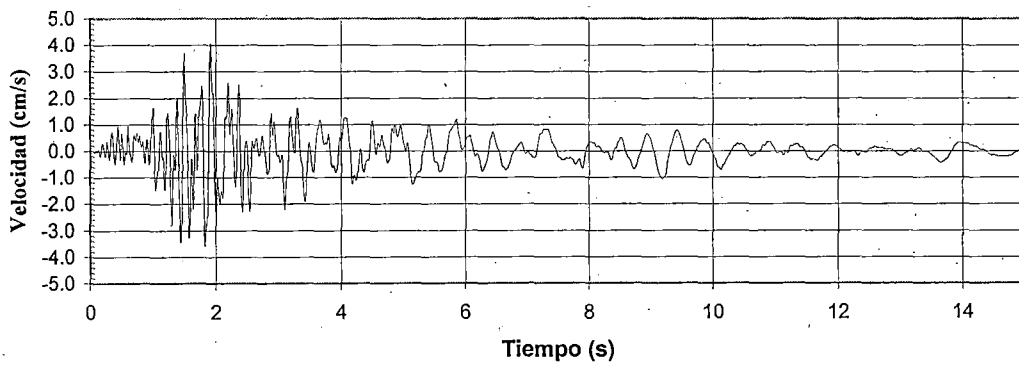
Aceleración - Tiempo Historia

$a=0.233 \text{ g}$ $t=1.47 \text{ s}$



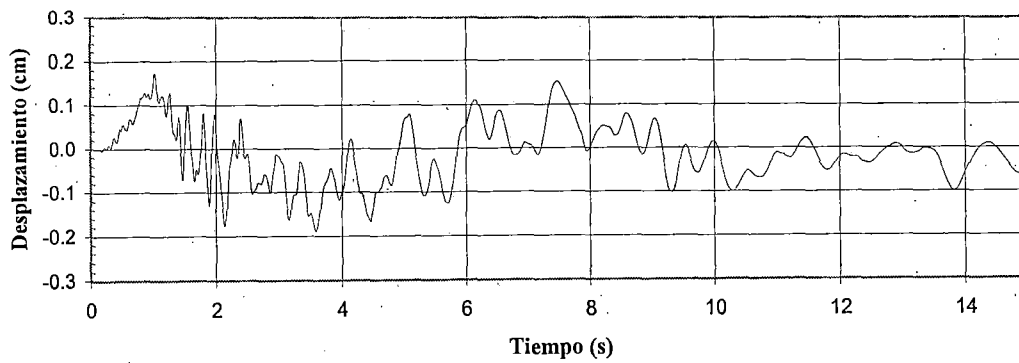
Velocidad - Tiempo Historia

$v=4.059 \text{ cm/s}$ $t=1.92 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=-0.188 \text{ cm}$ $t=3.58 \text{ s}$



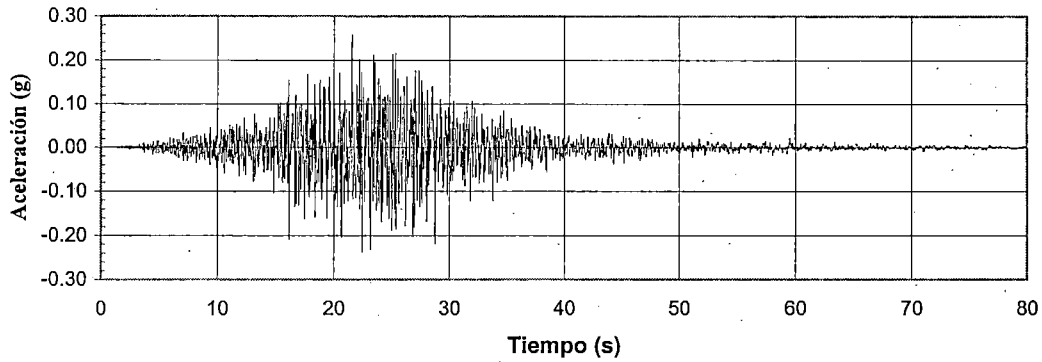
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL STA. GERTRUDIS COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - Hospital Sta. Gertrudis Vertical

dt=0.005s

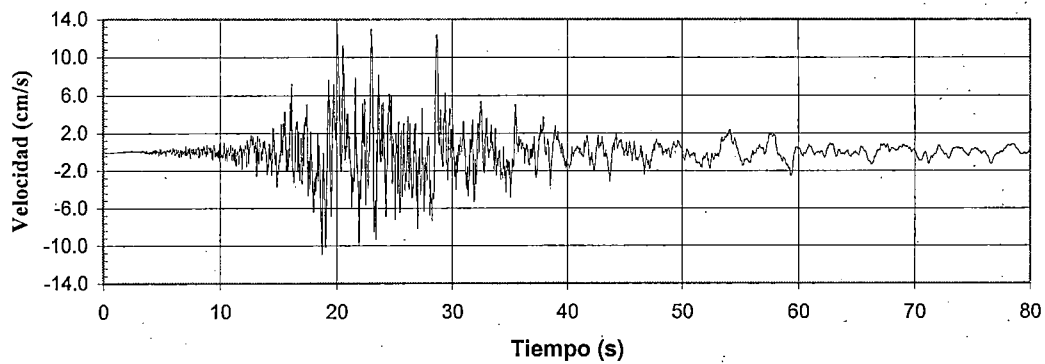
Aceleración - Tiempo Historia

$a=0.259\text{ g}$ $t=21.54\text{ s}$



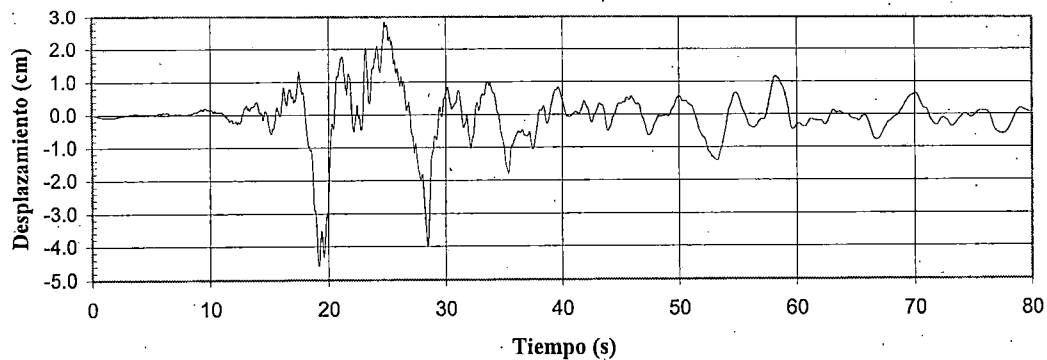
Velocidad - Tiempo Historia

$v=12.993\text{ cm/s}$ $t=22.96\text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=-4.578\text{ cm}$ $t=19.19\text{ s}$



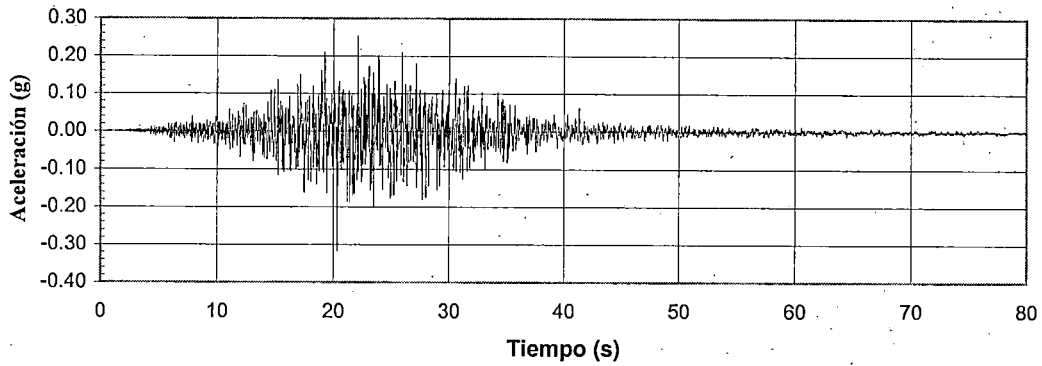
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. HOSPITAL STA. TERESA COMP. E-W

Sismo 2001 - Hospital Sta. Teresa Longitudinal

$dt=0.005\text{ s}$

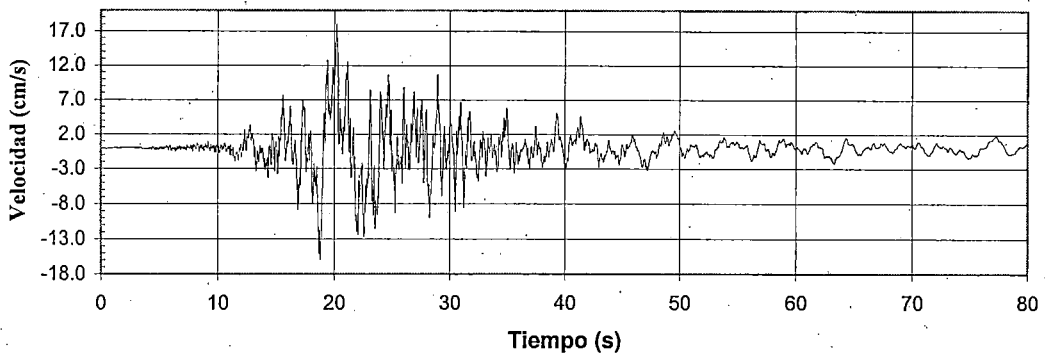
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.318 \text{ g}$ $t = 20.33 \text{ s}$



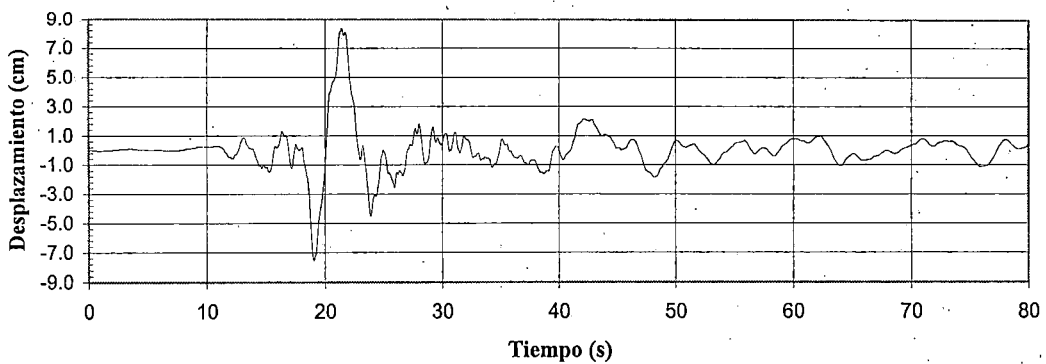
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 18.137 \text{ cm/s}$ $t = 20.19 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 8.371 \text{ cm}$ $t = 21.39 \text{ s}$



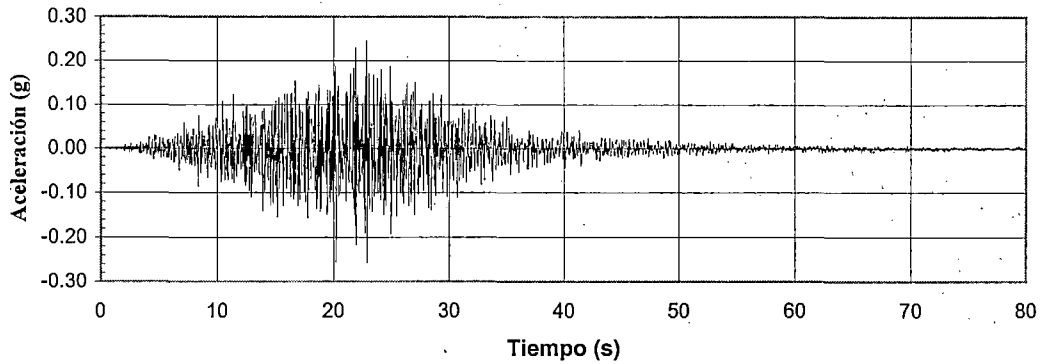
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. HOSPITAL STA. TERESA COMP. N-S

Sismo 2001 - Hospital Sta. Teresa Transversal

dt=0.005s

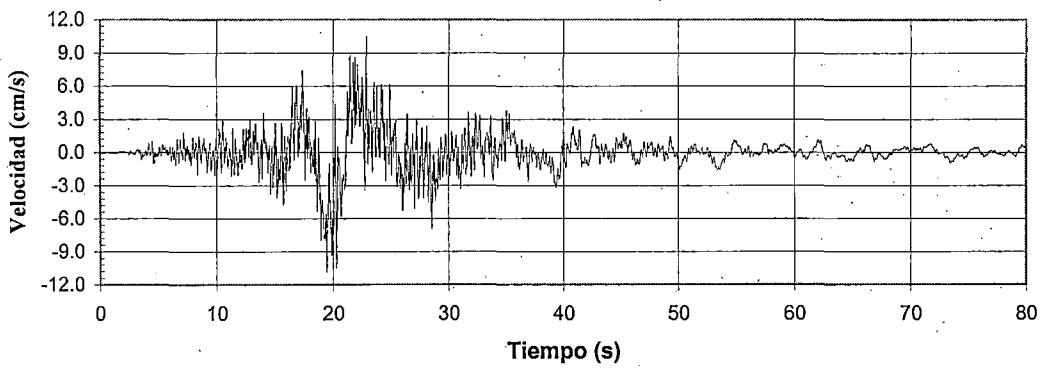
Aceleración - Tiempo Historia

$a=0.247\text{ g}$ $t=22.83\text{ s}$



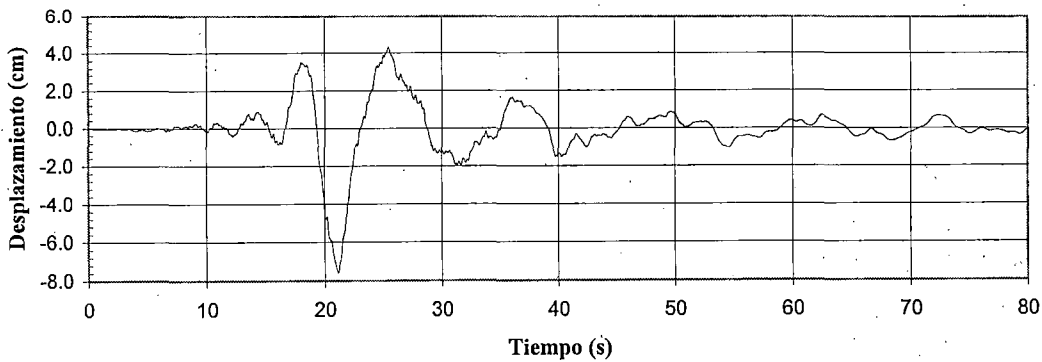
Velocidad - Tiempo Historia

$v=10.873\text{ cm/s}$ $t=19.45\text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d=-7.585\text{ cm}$ $t=21.12\text{ s}$



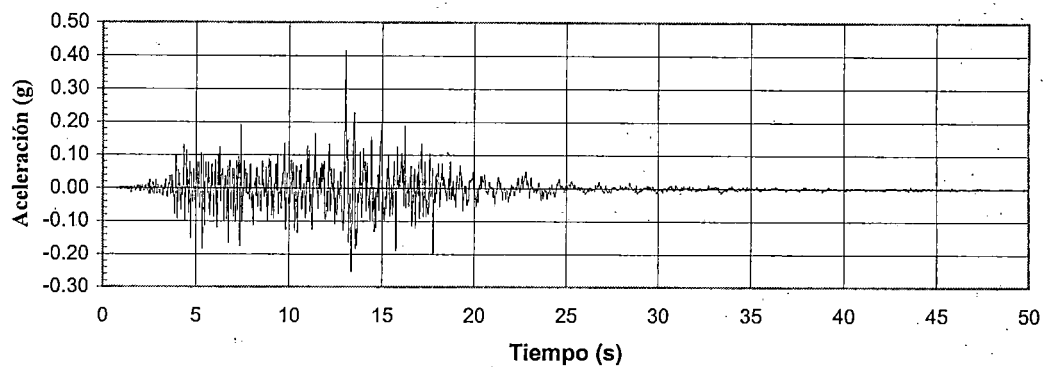
SAN SALVADOR. 13 ENE 2001. HOSPITAL STA. TERESA COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - Hospital Sta. Teresa Vertical

dt=0.005s

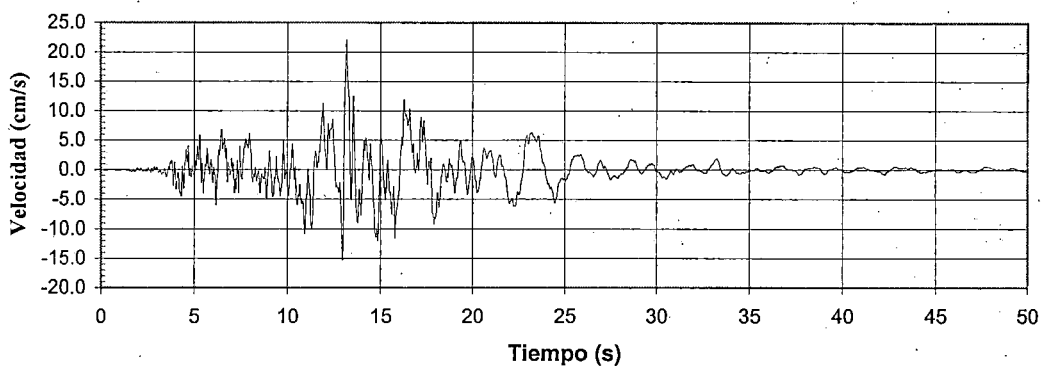
Aceleración - Tiempo Historia

a= 0.415 g t= 13.02 s



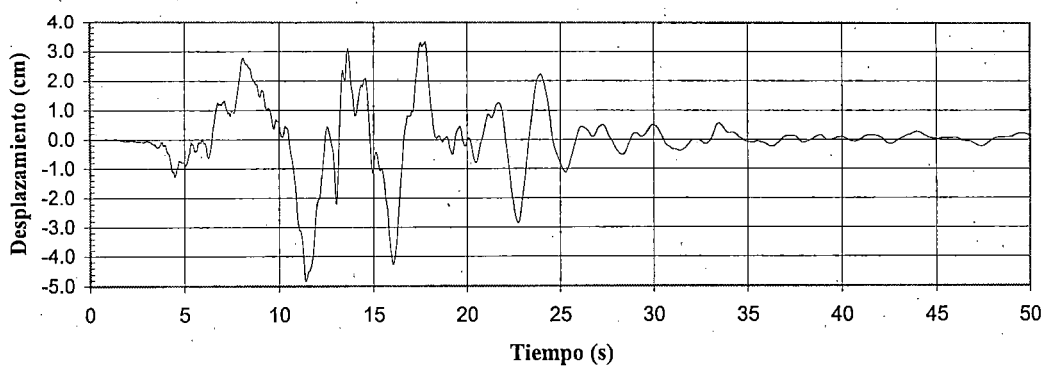
Velocidad - Tiempo Historia

v=22.201 cm/s t= 13.16 s



Desplazamiento - Tiempo Historia

d= -4.838 cm t= 11.41 s



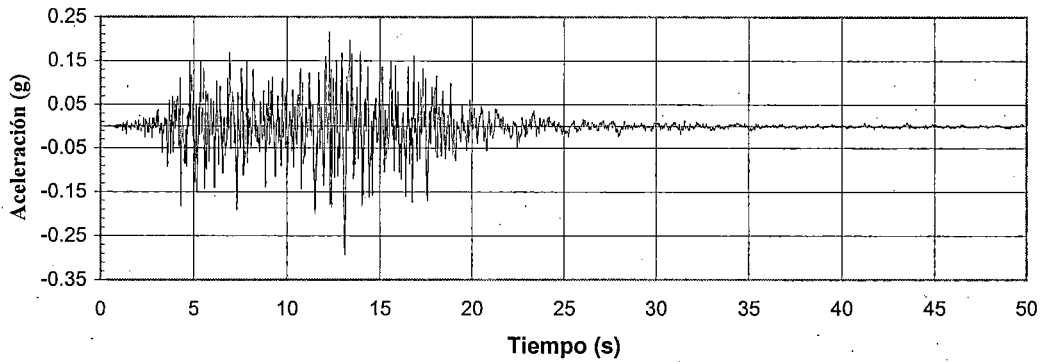
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL STA. TERESA COMP. E-W

Sismo 2001 - Hospital Sta. Teresa Longitudinal

dt=0.005s

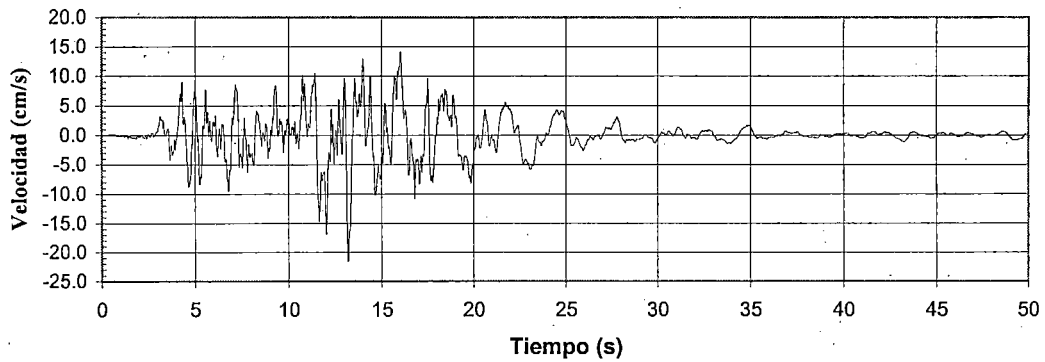
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.294 \text{ g}$ $t = 13.10 \text{ s}$



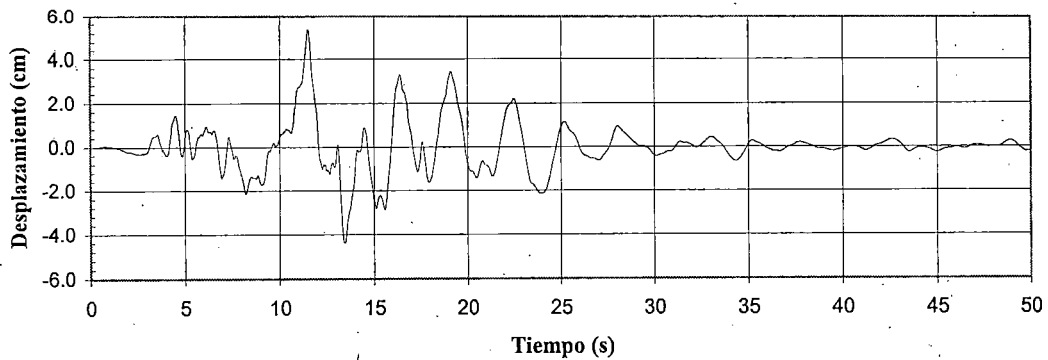
Velocidad - Tiempo Historia

$v = 21.569 \text{ cm/s}$ $t = 13.18 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 5.360 \text{ cm}$ $t = 11.50 \text{ s}$



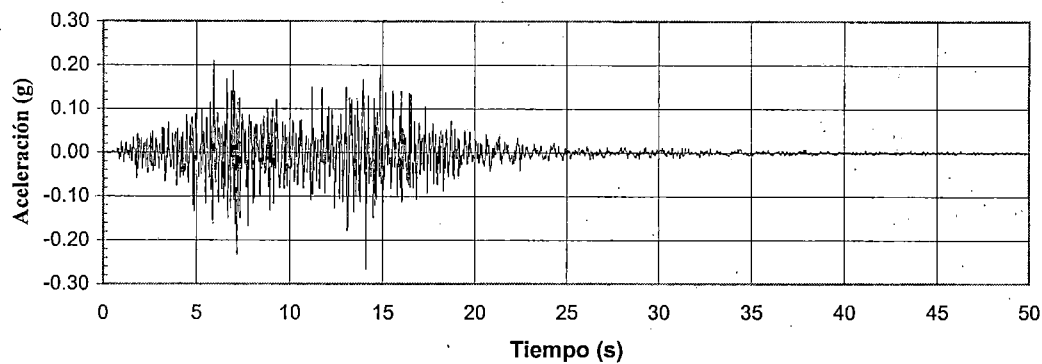
SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL STA. TERESA COMP. N-S

Sismo 2001 - Hospital Sta Teresa Transversal

$dt = 0.005 \text{ s}$

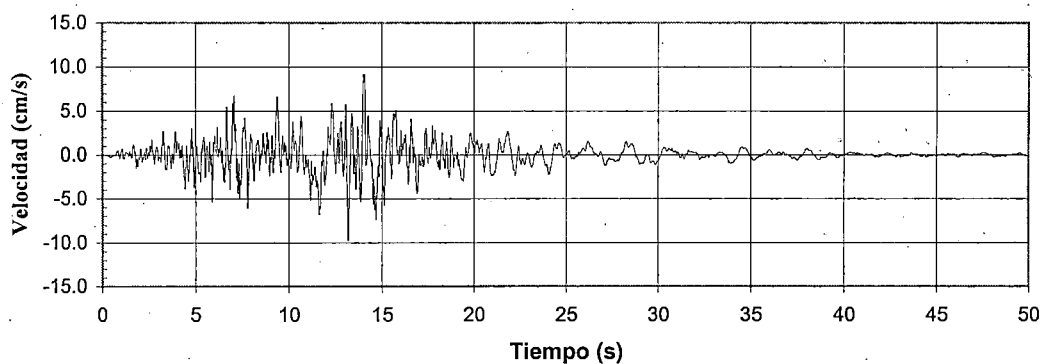
Aceleración - Tiempo Historia

$a = -0.267 \text{ g}$ $t = 14.10 \text{ s}$



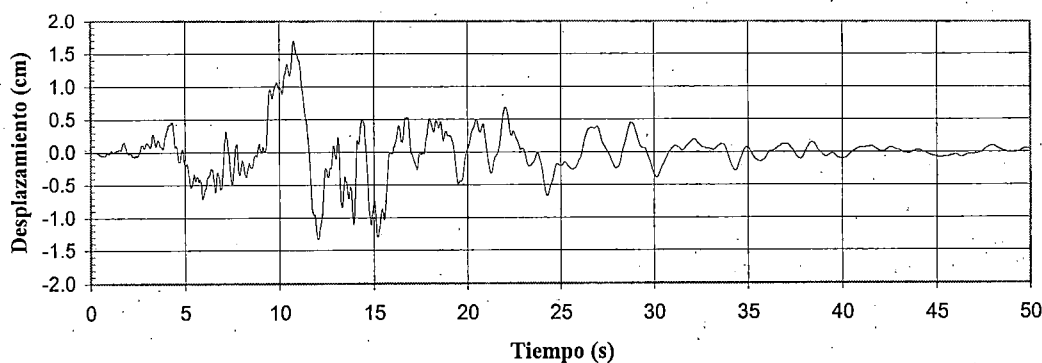
Velocidad - Tiempo Historia

$v = -9.799 \text{ cm/s}$ $t = 13.18 \text{ s}$



Desplazamiento - Tiempo Historia

$d = 1.698 \text{ cm}$ $t = 10.75 \text{ s}$



SAN SALVADOR. 13 FEB 2001. HOSPITAL STA. TERESA COMP. VERTICAL

Sismo 2001 - Hospital Sta. Teresa Vertical

dt=0.005s

ANEXO D
CLASIFICACION DE RIEGO DE
TALUDES

CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES

LA CARRETERA CA-1 TRAMO CURVAS DE LA LEONA KM.53 DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001

Progresiva (Km)		de:	50+860	50+860	50+980	51+030	51+060
(Margen de la carretera)		a :	51+060	50+980	51+030	51+060	51+080
Fenómeno			IZQ.	DER.	DER.	DER.	DER.
Características			DERRUMBE	CAIDA DE ROCAS Diámetro: 0.10-0.20m	DERRUMBE	CAIDA DE ROCAS Diámetro: 0.05-0.10m	DERRUMBE
Equilibrio Actual	Estable (0)		1	1	1	1	1
	Intermedio (1)						
	Crítico (2)						
Evolución	Nula (0)		3	3	0	0	0
	Progresiva (3)						
Topografía	Suave < 10° (0)		2	2	2	2	2
	Media 10-30° (1)						
	Fuerte > 30° (2)						
Volumen (m ³)	<10 (0)		3	0	2	0	2
	10-100 (1)						
	100-1000 (2)						
	>1000 (3)						
Daños Materiales	Ligero (1)		2	1	2	1	1
	Medio (2)						
	Catastrófico (3)						
Valoración			11	7	7	4	6
Altura de Talud (m)			25 - 30	8 - 10	20	15 - 20	20
Pendiente del Talud (°)			50 - 35 (Mat.caído)	70 - 72	50	72	60
Litología			Tobas, cenizas pumíticas, fragmentos rocosos en matriz limosa.	Toba, fragmentos rocosos en matriz limosa de naturaleza piroclástica.	Tobas, fragmentos rocosos en matriz limosa, naturaleza piroclástica	Tobas, fragmentos rocosos en matriz limosa, naturaleza piroclástica	Tobas, fragmentos rocosos en matriz limosa, naturaleza piroclástica
Factor de Humedad			Húmedo - Mojado	Seco	Húmedo	Húmedo	Húmedo
Evaluación Integral			Crítico	Moderado	Moderado	Leve	Moderado

CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES

CARRETERA CA-1 TRAMO CURVAS DE LA LEONA KM. 53 DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001

Progresiva (Km)		de:	51+340	51+380	51+640	51+700	51+840
(Margen de la carretera)		a :	51+420	51+480	51+700	51+820	51+890
			IZQ.	DER.	IZQ.	IZQ.	IZQ.
Características		Fenómeno	DESLIZAMIENTO	CAIDA DE ROCAS Diám: 0.10-0.15m	CAIDA DE ROCAS Diám: 1.0 – 2.2m	CAIDA DE ROCAS Diám: 0.30 – 1.00m	DERRUMBE
Equilibrio Actual	Estable	(0)	1	0	2	1	1
	Intermedio	(1)					
	Crítico	(2)					
Evolución	Nula	(0)	3	0	3	3	0
	Progresiva	(3)					
Topografía	Suave < 10°	(0)	2	2	2	2	2
	Media 10-30°	(1)					
	Fuerte > 30°	(2)					
Volumen (m ³)	<10	(0)	3	0	0	0	1
	10-100	(1)					
	100-1000	(2)					
	>1000	(3)					
Daños Materiales	Ligero	(1)	2	1	2	1	1
	Medio	(2)					
	Catastrófico	(3)					
Valoración			11	3	9	8	5
Altura de Talud (m)			45 - 50	2 – 5	17 – 20	15	10 -12
Pendiente del Talud (°)			35 – 70	80	62 – 65	63	41/80
Litología			Principalmente tobas medianamente compactas y piroclásticos.	Toba parda alterada, bloques rocosos en matriz limo-arcillosa naturaleza volcánica.	Toba beige medianamente compacta con niveles aluvio volcánicos	Toba beige medianamente compacta con niveles aluvio volcánicos	Secuencia tobas color beige alteradas con niveles lávicos.
Factor de Humedad			Húmedo-Mojado	Húmedo	Húmedo	Húmedo	Húmedo – Mojado
Evaluación Integral			Crítico	Leve	Crítico	Moderado	Moderado

CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES

CARRETERA CA-1 TRAMO CURVAS DE LA LEONA KM.53 DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001

Progresiva (Km)		de:	51+900	52+180	52+330	52+380	52+500
(Margen de la carretera)		a :	52+180 IZQ.	52+330 IZQ.	52+380 IZQ.	52+400 IZQ.	52+580 IZQ.
Características		Fenómeno	CAIDA DE ROCAS/DERRUMBE Diámetro: 0.15m	CAIDA DE ROCAS Diám: 0.80 – 1.50 m	DESLIZAMIENTO Diám: 0.80.1.50m	CAIDA DE ROCAS Frente y parte alta	CAIDA DE ROCAS 0.20 – 1.50 m (parte alta)
Equilibrio Actual	Estable (0) Intermedio (1) Crítico (2)		1	1	1	2	1
Evolución	Nula (0) Progresiva (3)		0	0	0	0	0
Topografía	Suave < 10° (0) Media 10-30° (1) Fuerte > 30° (2)		2	2	2	2	2
Volumen (m ³)	<10 (0) 10-100 (1) 100-1000 (2) >1000 (3)		0	0	0	2	1
Daños Materiales	Ligero (1) Medio (2) Catastrófico (3)		1	1	1	3	2
Valoración			4	7	4	7	6
Altura de Talud (m)			10	8 - 10	4	8 (Frente talud)	7 (frente de talud)
Pendiente del Talud (°)			70 – 80	70 - 80	35 – 40	60 – 75/35 (Parte alta)	70 – 75 (35 – 40, parte alta)
Litología			Tobas semicompactas y niveles aluvio volcánicos	Secuencia masiva naturaleza aluvio volcánica.	Secuencia masiva naturaleza aluvio volcánica	Secuencia masiva naturaleza aluvio volcánica.	Secuencia masiva, aluvio volcánica, predominantemente
Factor de Humedad			Húmedo	Húmedo	Húmedo	Húmedo	Húmedo
Evaluación Integral			Leve	Moderado	Leve	Moderado	Moderado

CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES

CARRETERA CA-1 TRAMO CURVAS DE LA LEONA KM. 53 DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001

Progresiva (Km)		de:	52+660	52+720	52+730	53+060	53+520
(Margen de la carretera)		a :	52+705 IZQ.	52+900 IZQ.	52+900 DER.	53+280 IZQ.	53+600 IZQ.
Características		Fenómeno	DERRUMBES	CAIDA DE ROCAS Diám: 0.50 – 1.50m	CAIDA ROCAS Diam: 0.4 – 1.0m	DESLIZAMIENTO	CAIDA DE ROCAS Diam: 0.2 – 1.0 m
Equilibrio Actual	Estable (0)						
	Intermedio (1)	1	2	1	2	2	
	Crítico (2)						
Evolución	Nula (0)	0	0	0	3	0	
	Progresiva (3)						
Topografía	Suave < 10° (0)						
	Media 10-30° (1)	2	2	2	2	2	
	Fuerte > 30° (2)						
Volumen (m³)	<10 (0)						
	10-100 (1)	1	1	1	3	1	
	100-1000 (2)						
	>1000 (3)						
Daños Materiales	Ligero (1)						
	Medio (2)	1	3	ý	3	3	
	Catastrófico (3)						
Valoración			5	8	6	13	8
Altura de Talud (m)			6 - 8	20 - 25	20 - 25	150 - 170	10 - 15
Pendiente del Talud (°)			60	65 - 70	55	45 - 55	60 - 70
Litología			Tobas medianamente compactas con fragmentos líticos y pumíticos.	Piroclásticos tobas medianamente compactas.	Secuencia volcánica masiva.	Secuencia tobácea con presencia de obsidiana deleznable; niveles limo-arcillosos con fragmentos	Fragmentos rocosos, en matriz limosa y niveles limosos con fragmentos tamaño de grava
Factor de Humedad			Húmedo	Húmedo	Húmedo	Húmedo-Mojado	Húmedo
Evaluación Integral			Moderado	Moderado/Leve	Moderado	Muy Crítico	Moderado

CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES

CARRETERA CA-1 TRAMO CURVAS DE LA LEONA KM. 53 DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001

Progresiva (Km)		de:	52+730	53+060	53+060	53+520	53+600
(Margen de la carretera)		a :	52+900 DER.	53+280 IZQ.	53+260 DER.	53+600 IZQ.	53+680 IZQ.
Características		Fenómeno	CAIDA ROCAS Diam: 0.4 – 1.0m	DESLIZAMIENTO	CAIDA DE ROCAS Diam: 0.2 – 1.0m	CAIDA DE ROCAS Diam: 0.2 - 1.0m	DERRUMBES
Equilibrio Actual	Estable	(0)					
	Intermedio	(1)	1	2	0	2	0
	Crítico	(2)					
Evolución	Nula	(0)	0	3	0	0	0
	Progresiva	(3)					
Topografía	Suave < 10°	(0)					
	Media 10-30°	(1)	2	2	2	2	2
	Fuerte > 30°	(2)					
Volumen (m ³)	<10	(0)					
	10-100	(1)	1	3	1	1	1
	100-1000	(2)					
	>1000	(3)					
Daños Materiales	Ligero	(1)					
	Medio	(2)	2	3	1	3	1
	Catastrófico	(3)					
Valoración			6	13	4	8	4
Altura de Talud			20 - 25	150 - 170	6	10 - 25	7 - 8
Pendiente del Talud (°)			55	45 - 55	70	60 - 70	60 - 70
Litología			Secuencia volcánica masiva.	Secuencia tobácea con presencia de obsidiana deleznable; niveles limo-arcillosos con fragmentos	Remanentes lávicos masivos y fragmentos rocosos con matriz limo arcillosa.	Fragmentos rocosos, en matriz limosa y niveles limosos con fragmentos tamaño de grava	Fragmentos rocosos, en matriz limosa y niveles limosos con fragmentos tamaño de grava
Factor de Humedad			Húmedo	Húmedo-Mojado	Húmedo	Húmedo	Húmedo
Evaluación Integral			Moderado	Muy Crítico	Leve	Moderado	Leve

CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES

CARRETERA CA-1 TRAMO CURVAS DE LA LEONA KM. 53 DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001

Progresiva (Km)		de:	53+600	53+720	53+780	53+880	54+000
(Margen de la carretera)		a :	53+660	53+780	53+880	54+000	54+260
			IZQ.	IZQ.	IZQ.	IZQ.	IZQ.
Características		Fenómeno	DERRUMBES/ CAIDA DE ROCAS	CAIDA ROCAS/ DERRUMBES	CAIDA ROCAS	CAIDA DE ROCAS/DERRUMBES Frente y banqueteta	CAIDA DE ROCAS/ DERRUMBES PEQ.
Equilibrio Actual	Estable	(0)	0	1	2	1	0
	Intermedio	(1)					
	Crítico	(2)					
Evolución	Nula	(0)	0	0	0	0	0
	Progresiva	(3)					
Topografía	Suave < 10°	(0)	2	2	2	2	2
	Media 10-30°	(1)					
	Fuerte > 30°	(2)					
Volumen (m ³)	<10	(0)	1	1	1	1	0
	10-100	(1)					
	100-1000	(2)					
	>1000	(3)					
Daños Materiales	Ligero	(1)	1	2	3	1	1
	Medio	(2)					
	Catastrófico	(3)					
Valoración			4	6	6	5	3
Altura de Talud (m)			7-8	35 - 40	25 - 30	4 - 8 (frente)	20 - 25
Pendiente del Talud (°)			60-70	70 - 75	65	60 - 65	60 - 70
Litología			Fragmentos rocosos, en matriz limosa y niveles limosos con fragmentos tamaño de grava	Secuencia lávica in- tercalada con nive- les tobáceos.	Secuencia lávica masiva, con sectores bastante fracturados.	Nivel tobáceo, natu- raleza limo arcillosa compacta con frag- mentos rocosos.	Toba beige masiva semicompacta y nive- les aluvio volcánicos
Factor de Humedad			Húmedo	Húmedo	Húmedo	Húmedo	Húmedo
Evaluación Integral			Moderado	Moderado	Moderado	Moderado	Leve

CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES
CARRETERA CA-1 TRAMO CURVAS DE LA LEONA KM.53 DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001

Progresiva (Km)		de:	54+120	54+380	54+460	54+780	54+820
(Margen de la carretera)		a:	54+125 DER.	54+460 IZQ.	54+780 IZQ.	54+820 IZQ.	54+880 IZQ.
Características		Fenómeno	DERRUMBE	CAIDA DE PIEDRA Y ROCAS	CAIDA DE ROCAS Diam. 0.40-0.80 m	CAIDA DE ROCAS Frente de talud	CAIDA DE PIEDRA Y ROCAS (frente)
Equilibrio Actual	Estable (0) Intermedio (1) Crítico (2)		0	0	2	1	0
Evolución	Nula (0) Progresiva (3)		0	0	0	0	0
Topografía	Suave < 10° (0) Media 10-30° (1) Fuerte > 30° (2)		2	2	2	2	2
Volumen (m ³)	<10 (0) 10-100 (1) 100-1000 (2) >1000 (3)		0	0	1	0	0
Daños Materiales	Ligero (1) Medio (2) Catastrófico (3)		1	1	3	2	1
Valoración			3	3	8	5	3
Altura de Talud (m)			2 - 4	10 - 15	8 - 12	6 - 10	5 - 7
Pendiente del Talud (°)			60 - 65	60 - 70	70 - 35 (parte alta)	55 - 60	70
Litología			Toba beige masiva semicompacta y niveles aluvio volcánicos	Secuencia aluvio volcánica, intercalada con toba compacta beige; niveles lávicos lenticulares	Secuencia aluvio volcánica, intercalada con toba compacta beige; niveles lávicos lenticulares	Secuencia predominantemente aluvio volcánica	Secuencia predominantemente aluvio volcánica
Factor de Humedad			Húmedo	Húmedo	Húmedo	Húmedo	Húmedo
Evaluación Integral			Leve	Leve	Moderado	Moderado	Leve

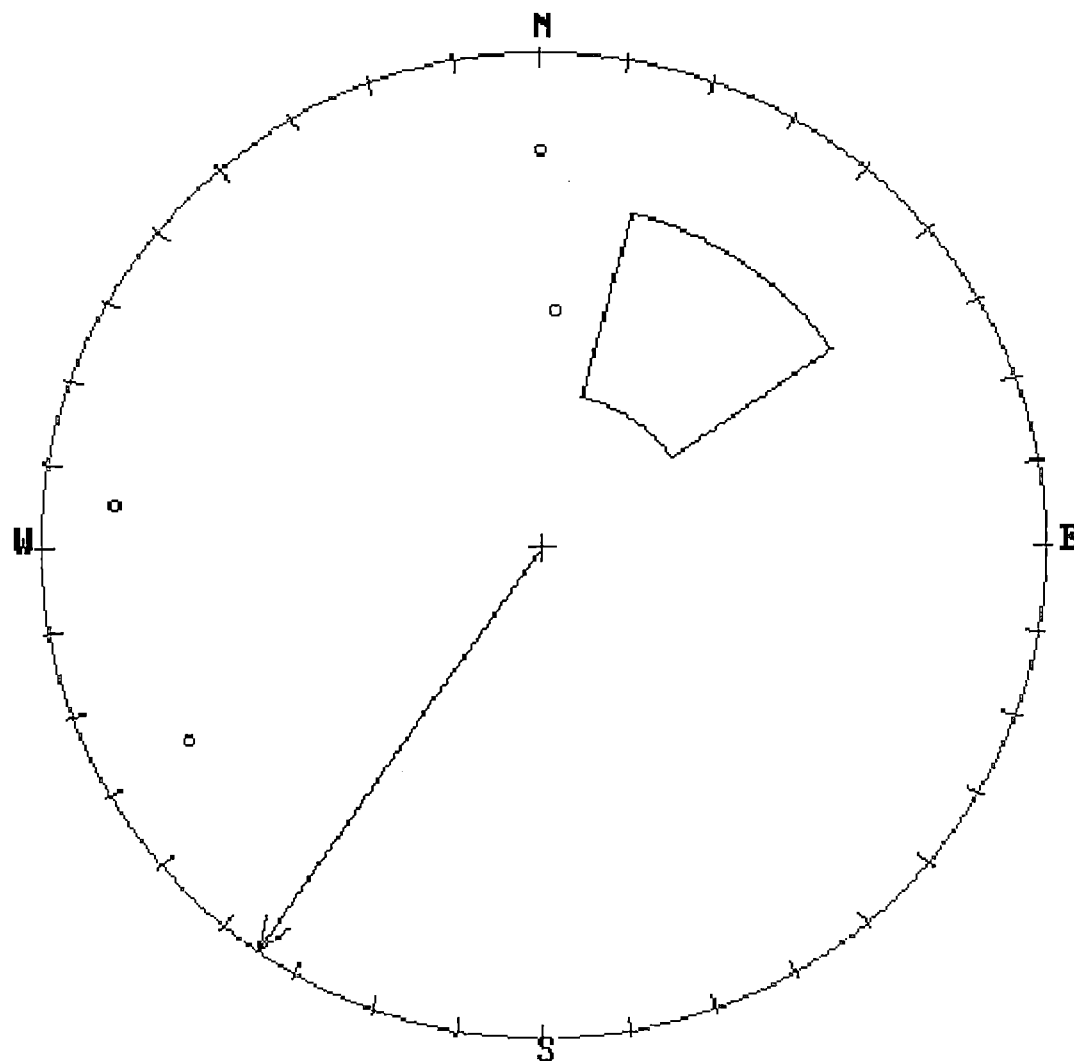
CLASIFICACION DE RIESGO DE TALUDES

CARRETERA CA-1 TRAMO CURVAS DE LA LEONA KM.53 DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001

Progresiva (Km)		de:	54+880	54+920			
(Margen de la carretera)		a :	54+920 IZQ.	55+060 IZQ.			
Características		Fenómeno	CAIDA DE ROCAS Frente de talud	CAIDA DE ROCAS Frente de talud			
Equilibrio	Estable (0)						
	Intermedio (1)		1	0			
Actual	Crítico (2)						
Evolución	Nula (0)		0	0			
	Progresiva (3)						
Topografía	Suave < 10° (0)						
	Media 10-30° (1)		2	2			
	Fuerte > 30° (2)						
Volumen (m ³)	<10 (0)		0	0			
	10-100 (1)						
	100-1000 (2)						
	>1000 (3)						
Daños Materiales	Ligero (1)		2	1			
	Medio (2)						
	Catastrófico (3)						
Valoración			5	3			
Altura de Talud (m)			5 - 6	6 - 10			
Pendiente del Talud (°)			45 - 50	80			
Litología			Secuencia predominantemente aluvio volcánica.	Secuencia aluvio volcánica, con derrames lávicos, derrames lávicos en la base.			
Factor de Humedad			Húmedo	Húmedo			
Evaluación Integral			Moderado	Leve			

ANEXO E
SALIDAS DEL PROGRAMA
CONTEO PARA LA ZONA CRITICA
Nº 2

PROYECCION ESTEREOGRAFICA



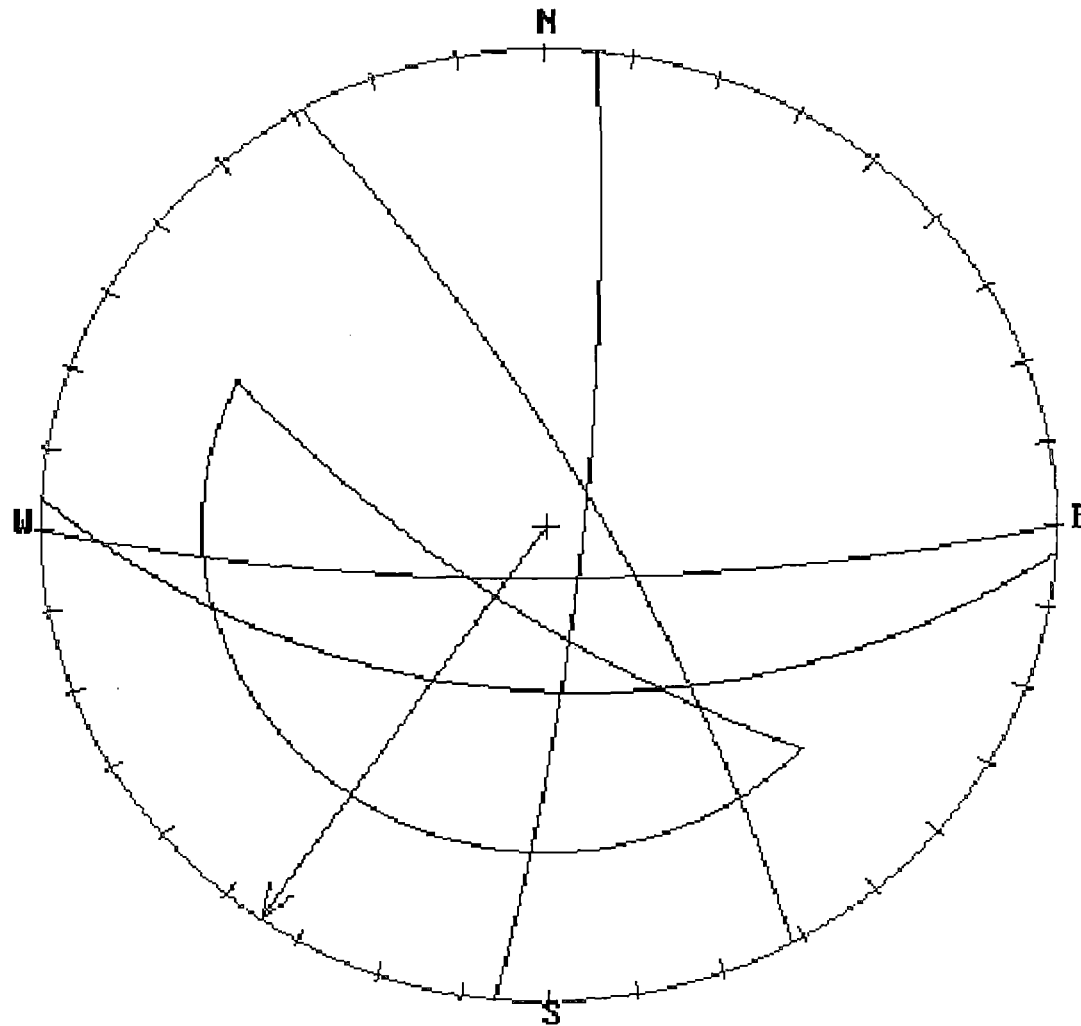
ARCH : LEONA.DAT
Total puntos = 51

FAMILIA 1 _ 184/51
FAMILIA 2 _ 61/78
FAMILIA 3 _ 180/78
FAMILIA 4 _ 96/82

TALUD
DIR.BUZ= 215
BUZAM = 70
< FI = 35

TIPO DE FALLA
(1) PLANAR
(2) CUÑA
(3) VOLTEO
(4) TUNELES
(5) LIMPIAR
(6) SALIR
(7) IMPORTAR

PROYECCION ESTEREOGRAFICA



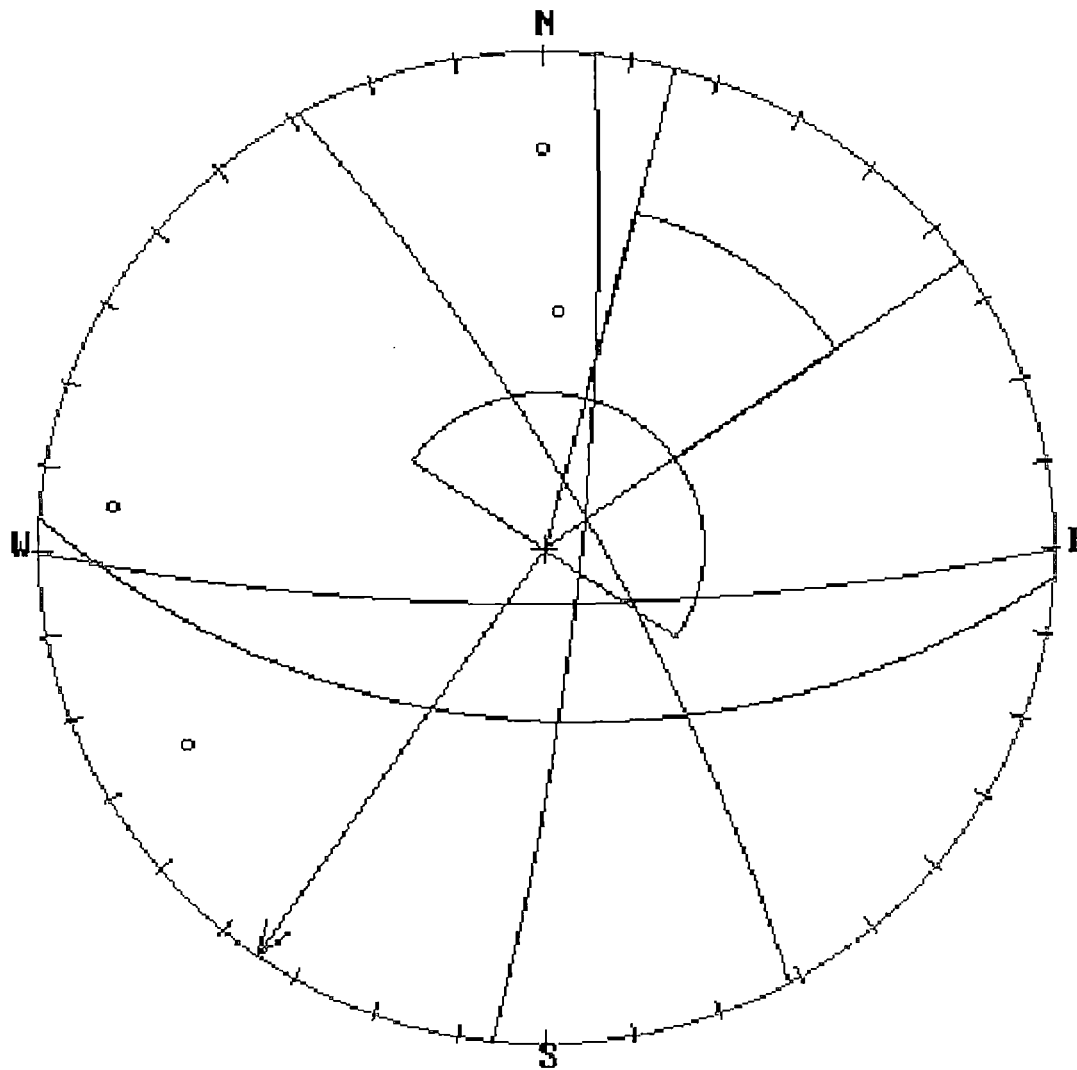
ARCH : LEONA.DAT
Total puntos = 51

FAMILIA 1 _ 184/51
FAMILIA 2 _ 61/78
FAMILIA 3 _ 180/78
FAMILIA 4 _ 96/82

TALUD
DIR.BUZ= 215
BUZAM = 70
< FI = 35

TIPO DE FALLA
(1) PLANAR
(2) CUÑA
(3) VOLTEO
(4) TUNELES
(5) LIMPIAR
(6) SALIR
(7) IMPORTAR

PROYECCION ESTEREOGRAFICA



ARCH : leona.DAT
Total puntos = 51

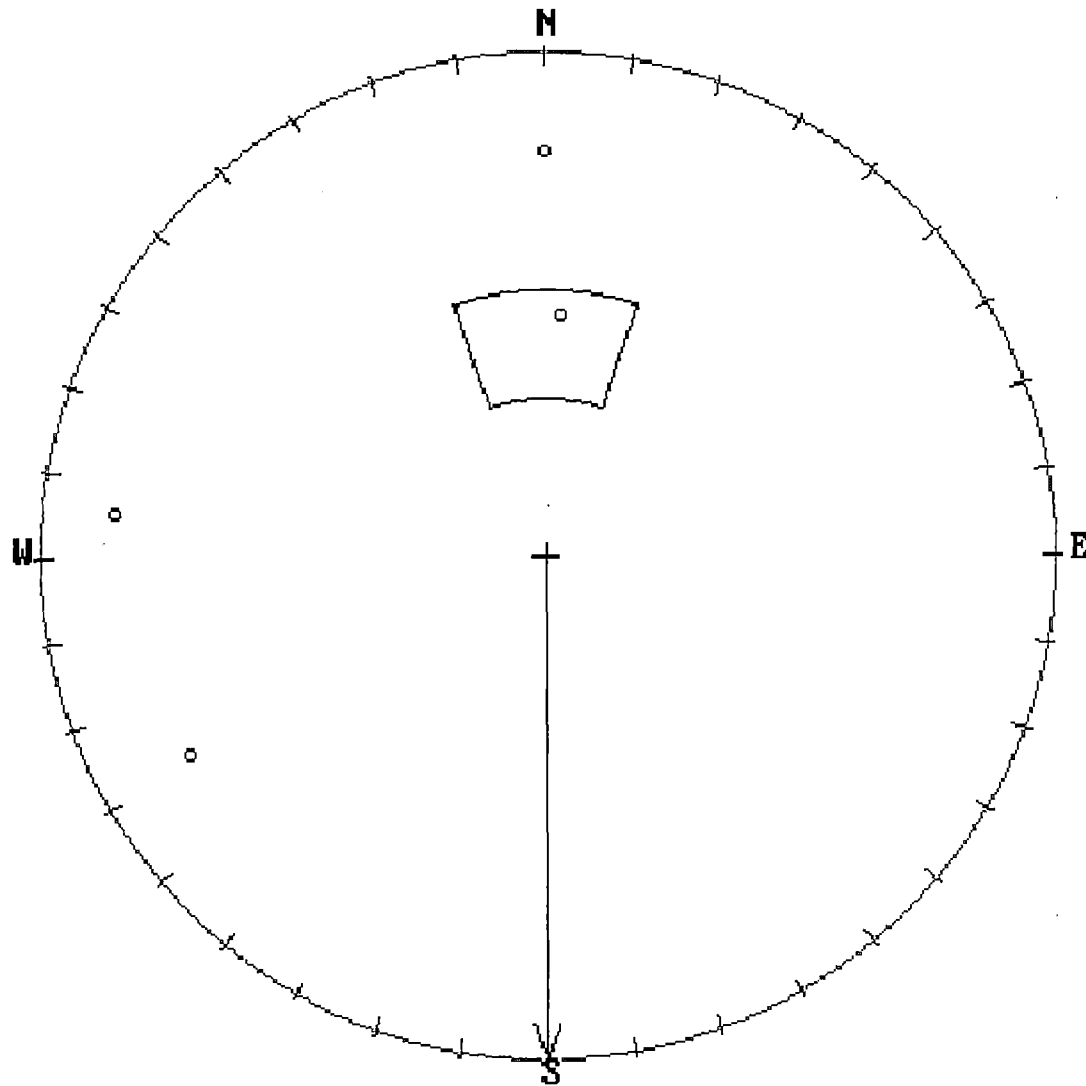
FAMILIA 1 _ 184/51
FAMILIA 2 _ 61/78
FAMILIA 3 _ 180/78
FAMILIA 4 _ 96/82

TALUD
DIR.BUZ= 215
BUZAM = 70
< FI = 35

TIPO DE FALLA
(1) PLANAR
(2) CUÑA
(3) VOLTEO
(4) TUNELES
(5) LIMPIAR
(6) SALIR
(7) IMPORTAR

ANEXO F
SALIDAS DEL PROGRAMA
CONTEO PARA LA ZONA CRITICA
Nº 3

PROYECCION ESTEREOGRAFICA



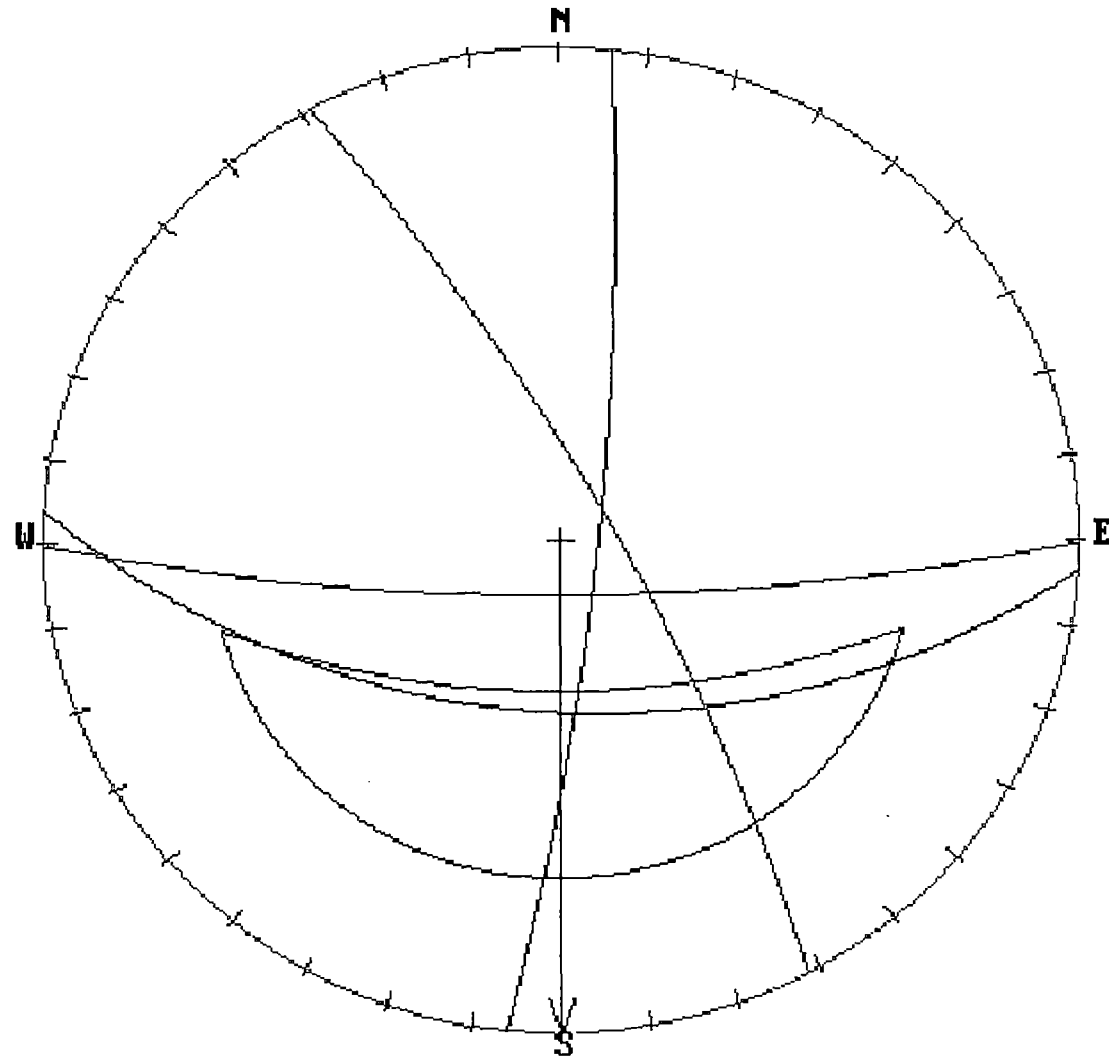
ARCH : LEONA.DAT
Total puntos = 51

FAMILIA 1 _ 184/51
FAMILIA 2 _ 61/78
FAMILIA 3 _ 180/78
FAMILIA 4 _ 96/82

TALUD
DIR.BUZ= 180
BUZAM = 56
< FI = 35

TIPO DE FALLA
(1) PLANAR
(2) CUÑA
(3) VOLTEO
(4) TUNELES
(5) LIMPIAR
(6) SALIR
(7) IMPORTAR

PROYECCION ESTEREOGRAFICA



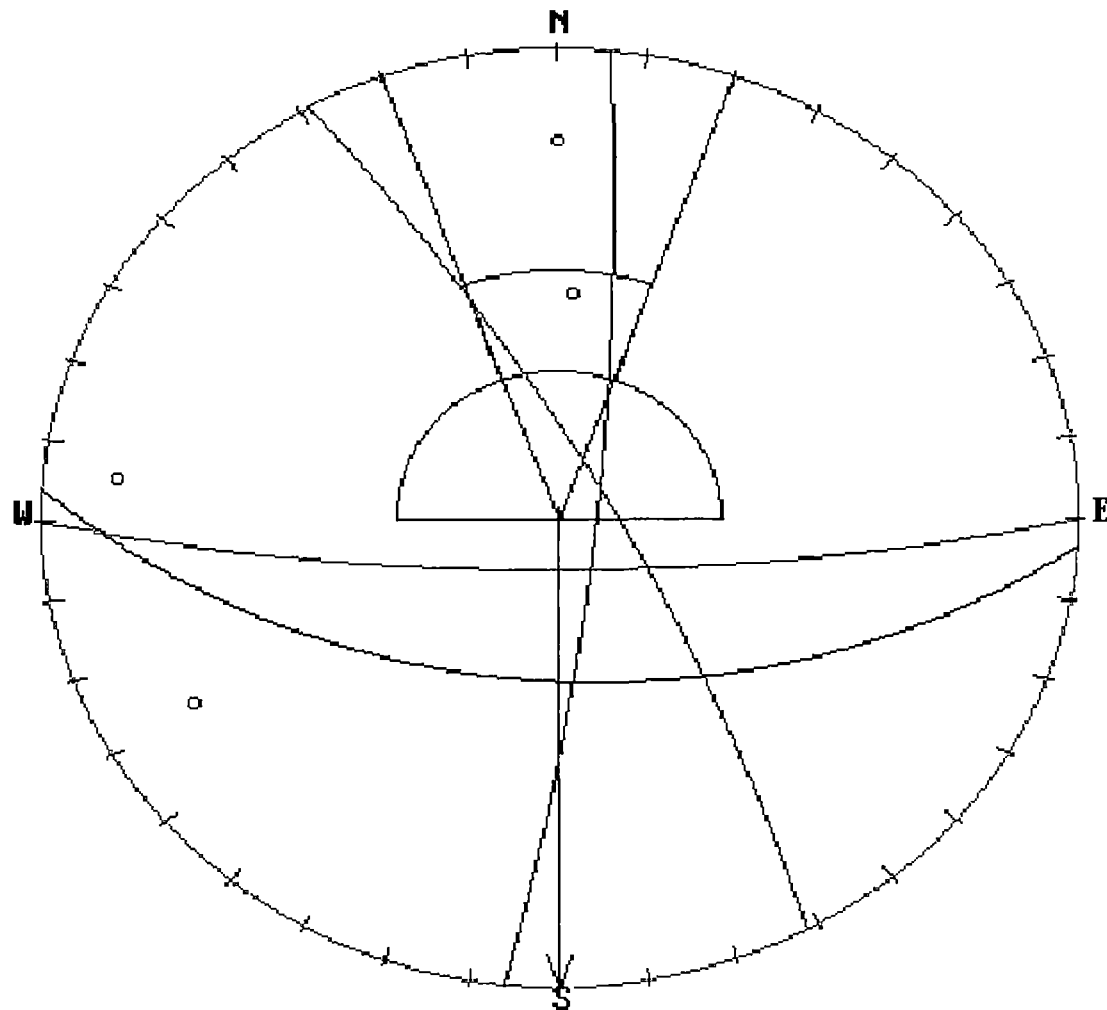
ARCH : LEONA.DAT
Total puntos = 51

FAMILIA 1 _ 184/51
FAMILIA 2 _ 61/78
FAMILIA 3 _ 180/78
FAMILIA 4 _ 96/82

TALUD
DIR.BUZ= 180
BUZAM = 56
< FI = 35

TIPO DE FALLA
(1) PLANAR
(2) CUÑA
(3) VOLTEO
(4) TUNELES
(5) LIMPIAR
(6) SALIR
(7) IMPORTAR

PROYECCION ESTEREOGRAFICA



ARCH : LEONA.DAT
Total puntos = 51

FAMILIA 1 _ 184/51
FAMILIA 2 _ 61/78
FAMILIA 3 _ 180/78
FAMILIA 4 _ 96/82

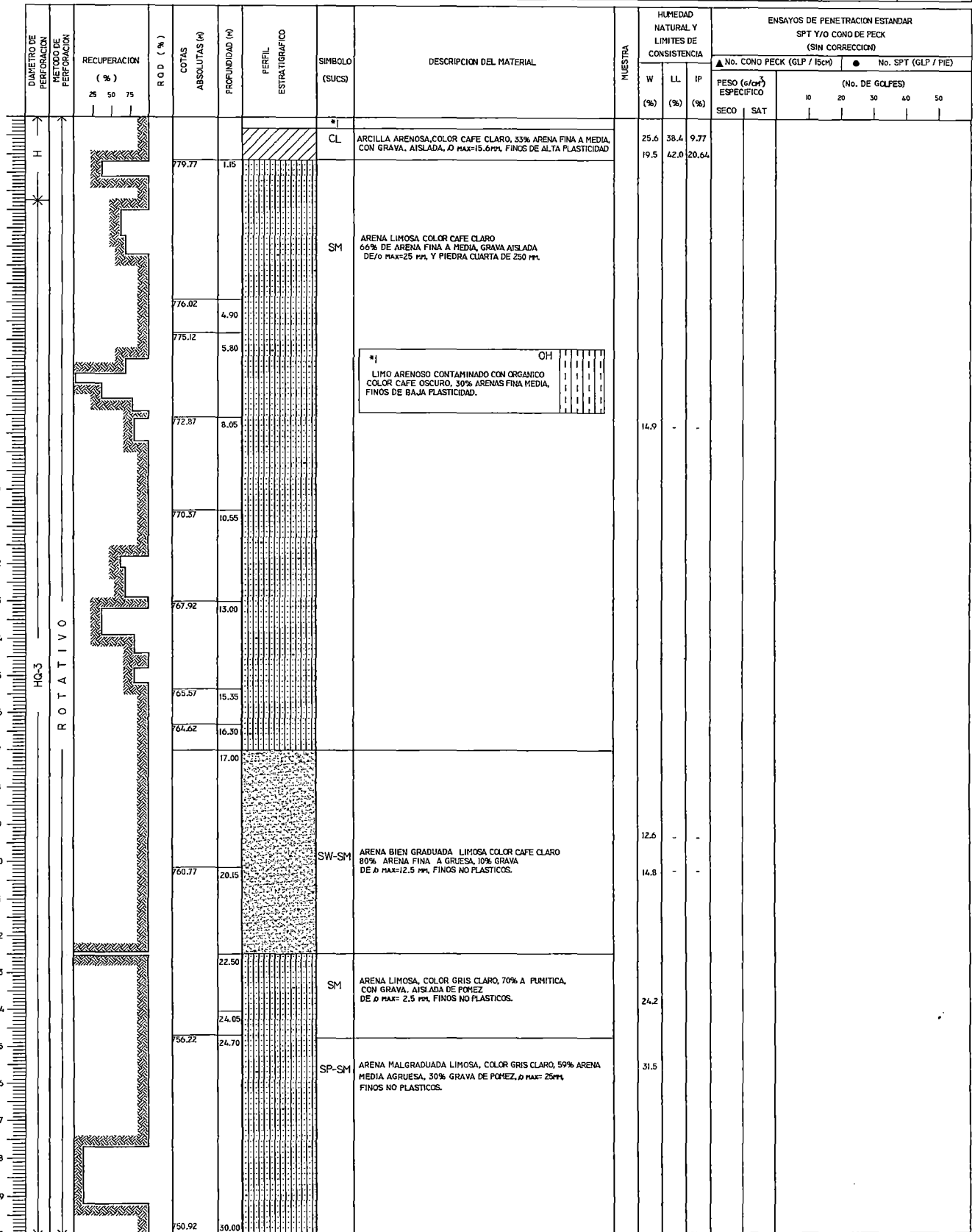
TALUD
DIR.BUZ= 180
BUZAM = 56
< FI = 35

TIPO DE FALLA
(1) PLANAR
(2) CUÑA
(3) VOLTEO
(4) TUNELES
(5) LIMPIAR
(6) SALIR
(7) IMPORTAR

ANEXO G
REGISTROS DE PERFORACIONES
Y
TABLAS RESUMEN DE
PERFORACIONES

EXPLORACION GEOTECNICA

PROYECTO	OP BONO FINAL Y DOCUMENTOS DE LICITACION PARA EL PROMOTOR DE LA CARRETERA A 2 - 1, TRAMO CURVA DE LA LEGONA - 700 ES - DANADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 19 DE FEBRERO DE 2001	LOCALIDAD	CANTON	HUMILDE DE PERFORACION	METRO	ESPESOR	PERFORACION
		PROFUNDIDAD PERFORACION	30.00	COORDENADAS		PERFORACION	
USUARIO	DESPLAZAMIENTO No. 1 CARRETERA A 2 - 1 M. EN EL D - 541200	PROF. PERFORADA EN BUELO		0 012009.16	283236.00		SL-1
		PROF. PERFORADA EN POCO		COTA NIV. DE PERFORACION		750.92	



A - 1 ROCA NO ALTERADA (FRESCA) A - 2 ROCA POCO ALTERADA A - 3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA A - 4 ROCA MUY ALTERADA A - 5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA A - 6 SUELO RESIDUAL	C - 1 MUY DURA C - 2 DURA C - 3 MEDIO DURA C - 4 LIGERAMENTE DURA C - 5 SUAVE	F - 1 POCO FRACTURADA (< 1 Frac/m) F - 2 FRACTURADA (1 - 5 Frac/m) F - 3 MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac/m) F - 4 EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac/m) F - 5 FRAGMENTADA (> 20 Frac/m)
--	---	--

EXPLORACION GEOTECNICA

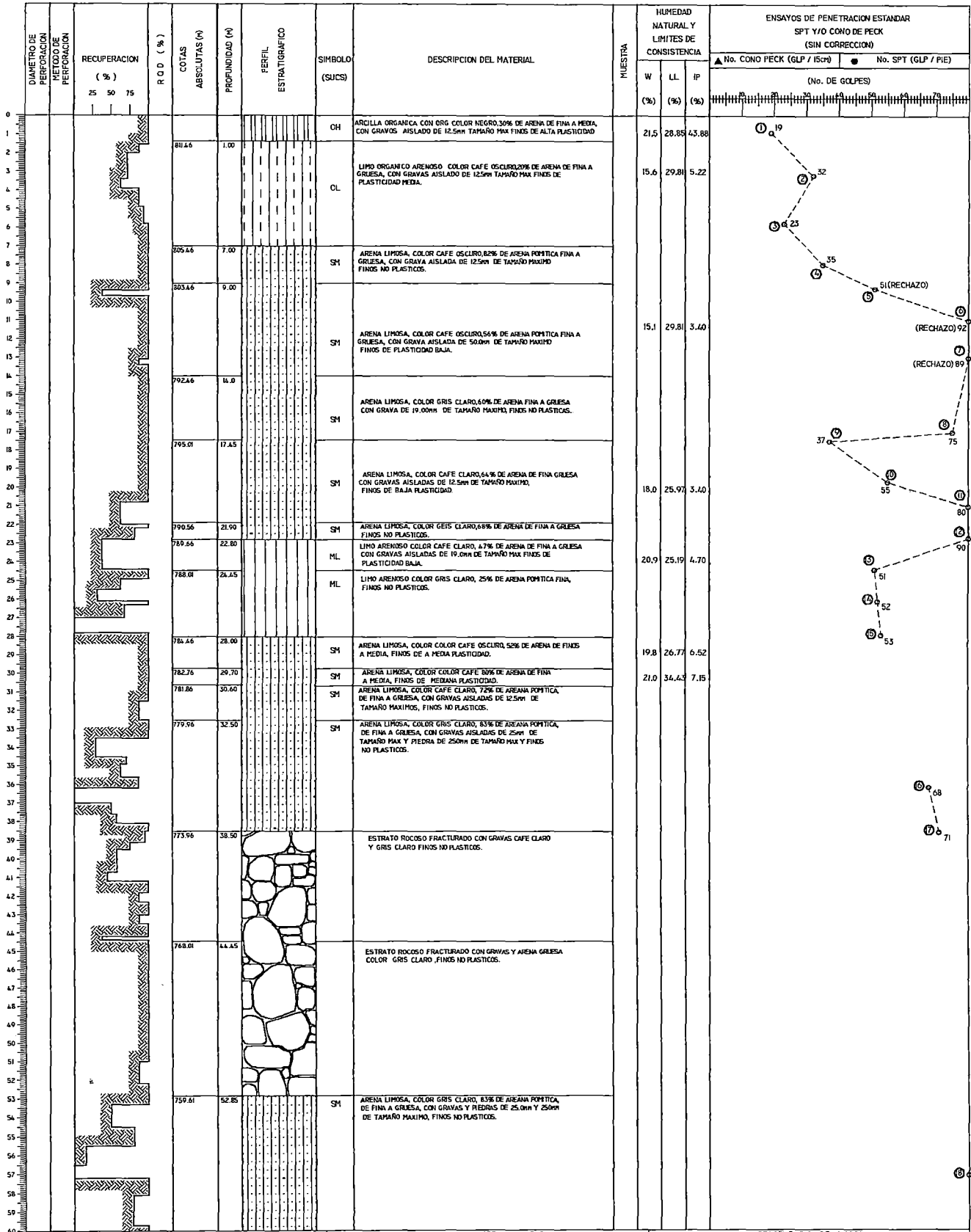
PROYECTO: DISEÑO FINAL Y DOCUMENTOS DE LICITACION PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA CA - 1 - 1, TRAMO CURVA DE LA LEGUA - Km 53 - BANADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2004	LOCALIDAD:	NO.	NÚMERO DE PERFORACIÓN:	10 174801	REGISTRO:	PERFORACION:
						2
LOCALIDAD: DESLIZAMIENTO NO. 2 CARRETERA CA - 1 - 1 KM 53.349 - M.S. 1400	PROFUNDIDAD PERFORADA: 50.00 m.	PROFUNDIDAD DE SUELO: 45.00 m.	COTA V.C.O. DE PERFORACION:	518566.43	283038.18	788.52

DIAMETRO DE PERFORACION	METODO DE PERFORACION	RECUPERACION (%)	R.O.D. (%)	COTAS ABSOLUTAS (m)	PROFUNDIDAD (m)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	SIMBOLO (SUCS)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA			ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR SPT Y/O CONO DE PECK (SIN CORRECCION)							
									W (%)	LL (%)	IP (%)	No. CONO PECK (GLP / 15cm) ● No. SPT (GLP / PIE)							
												(No. DE GOLPES)							
									10 20 30 40 50 60 70										
		25 50 75					OL-PT	LIMO ARENOSO CON ORGANICO 36% ARENA / C. CAFE LIMO B. CONTAMINADO											
							OL	LIMO ARENOSO CON ORGANICO 20% ARENA MEDIA AJENA	36.3	32.85	5.43								
							OL	LIMO COLOR NEGRO DE MEDIA PLASTICIDAD											
							OL	LIMO ARENOSO COLOR CAFE 37% ARENA LIMO DE MEDIA P.	8.7	29.44	10.92								
					787.02	4.00	OL	LIMO ARENOSO COLOR CAFE GRISOSES, 42% ARENA, ARENA DE FINA A MEDIA PLASTICIDAD											
							SM	ARENA LIMOSA COLOR CAFE CON GRAVAS AISLADAS, 79% ARENAS, ARENA DE FINA A MEDIA, LIMOS DE MEDIANA PLASTICIDAD	23.8	29.80	10.48								
							GM	CONCRETO CEMENTADO COLOR CAFE GRIS ARENA LIMOSA CON GRAVAS PAL. GRADUADAS, Ø MAX= 25mm.	24										
							SM	TOBA COLOR CAFE OSCURO	57.1										
					780.57	7.95	GM-GW	GRAVA ARENOSA CON LIMOS COLOR GRIS CLARO DE ORIGEN PUPITICO, Ø MAX= 25 mm, 90% GRAVA											
					778.52	10.00	SP	SUELO METEORIZADO, GRANULOMETRIA DE ARENAS, Ø MAX= 5/8"	21.6										
					777.72	10.80	SM	TOBAS COLOR CAFE OSCURO	25.6										
					776.77	11.95	SM-SW	ARENA LIMOSA COLOR CAFE ROJO CONSOLIDADA 88% ARENAS, GRANULOMETRIA. LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD											
							SW	ARENA LIMOSA COLOR CAFE, 94% ARENA, ARENAS FINAS A MEDIAS, LIMO DE MEDIAS PLASTICIDAD	30.2	28.27	9.95								
					767.54	21.00	SP	ARENA GRAVOSA CON LIMOS COLOR CAFE OSCURO, 96% ARENA, GRAVA Ø MAX= 2"	25.7	28.60	8.11								
							SP	ARENA LIMOSA CON GRAVA AISLADA Ø 12mm COLOR CAFE OSCURO 98% ARENA, LIMO DE MP.	18.2	29.58	6.92								
							SP	TOBA CONGLOMERADO DE ARENA MEDIA AGUESA, COLOR GRIS OSCURO	25.2										
					762.32	26.20	SM	ARENA LIMOSA CON GRAVAS AISLADAS, 79% GRANULAR, COLOR CAFE OSCURO, ARENA DE FINA A MEDIA	42.4	28.55	6.40								
							SM	ROCA AISLADA											
					759.17	30.50	SM	ARENA LIMOSA COLOR CAFE CON GRAVAS, 56% FINA GUESA Ø MAX= 3/8"											
							SM	ARENA LIMOSA COLOR CAFE CON GRAVA CON GRAVAS PLITICAS Y Y OSSIDIANA, 86% ARENA, ARENA DE MEDIA A GUESA, Ø MAX= 1"	34.4	26.11	8.65								
							GP-GM	ROCA AISLADA											
					750.37	38.60	GP-GM	GRAVA ARENOSA CON LIMOS COLOR CAFE OSCURO Ø MAX= 3" ARENA MEDIA A GUESA, LIMO DE MEDIA PLASTICIDAD	20.7	35.03	5.54								
					750.37	38.60	SP	ARENA GRAVOSA, COLOR NEGRO A GRIS, FINOS: LIMO DE BAJA PLASTICIDAD											
					750.37	43.70	SP	ARENA GRAVOSA, COLOR NEGRO ARENA DE FINA A GUESA, Ø MAX= 3 mm FINOS, LIMO NO PLASTICO	1.20										
					738.52	50.00													

ALTERACION DE LA ROCA	GRANULOMETRIA DE LA ROCA	FRACCIÓN DE LA ROCA
A - 1 ROCA NO ALTERADA (FRESCA) A - 2 ROCA POCO ALTERADA A - 3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA A - 4 ROCA MUY ALTERADA A - 5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA A - 6 SUELO RESIDUAL	C - 1 MUY DURA C - 2 DURA C - 3 MEDIO DURA C - 4 LIGERAMENTE DURA C - 5 SUAVE	F - 1 POCO FRACTURADA (< 1 Frac/H) F - 2 FRACTURADA (1 - 5 Frac/H) F - 3 MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac/H) F - 4 EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac/H) F - 5 FRAGMENTADA (> 20 Frac/H)

EXPLORACION GEOTECNICA

PROYECTO	DISEÑO FINAL Y DOCUMENTOS DE LICITACION PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA CA - 1 TRAMO CURVA DE LA LEGUA - Km. 53 - BARRADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001	INCLINACION	90°	MAGN. DE PERFORACION	NO. DE 300	REPTICO	PERFORACION
		PROFUNDIDAD PERFORADA	150.0 m	FIN DE PERFORACION	2000.0 m		
		REPTICO	REVISADO	FECHA	1/8		
		ISICACION	DESPLAZAMIENTO NO. 3 CARRETERA CA - 1 KM 53+060 - 53+260	PROF. PERFORADA EN SUELO		NO. 520322.12	NO. 283417.38



ALTERACION DE LA RIZA			GRADO DE DUREZA DE LA ROCA			FRAGMENTACION DE LA ROKA		
A - 1	ROCA NO ALTERADA (FRESCA)		C - 1	MUY DURA		F - 1	POCO FRACTURADA (< 1 Frac/m)	
A - 2	ROCA POCO ALTERADA		C - 2	DURA		F - 2	FRACTURADA (1 - 5 Frac/m)	
A - 3	ROCA MODERADAMENTE ALTERADA		C - 3	MEDIO DURA		F - 3	MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac/m)	
A - 4	ROCA MUY ALTERADA		C - 4	LIGERAMENTE DURA		F - 4	EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac/m)	
A - 5	ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA		C - 5	SUAVE		F - 5	FRAGMENTADA (> 20 Frac/m)	
A - 6	SUELO RESIDUAL							

EXPLORACION GEOTECNICA

PROYECTO	DISEÑO FINAL Y DOCUMENTOS DE LICITACION PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA CA-11, TRAMO CURVA DE LA LOMA - KM. 53 - DAMAZO, POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001	NOMBRE	COT	V.O. DE PERFORACION	CANTIDAD	RES. SPT	PERFORACION
		TIPO DE PERFORACION	DIAMETRO	NO. DE PERFORACION	CONDICIONES	RES. SPT	
UBICACION	DESPLAZAMIENTO NO. 3 CARRETERA CA-11 KM 53-CAR-11M 57-0201	PROF. PERFORADA EN SUELO		503302.12	283127.88	2/3	3
		PROF. PERFORADA EN ROCA			812.46		

DIAMETRO DE PROFUNDIDAD METODO DE PERFORACION	RECUPERACION (%)	R.O.D. (%)	COTAS ABSOLUTAS (%)	PROFUNDIDAD (%)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	SIMBOLO (SUCS)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA			ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR SPT Y/O CONO DE PECK (SIN CORRECCION)							
								W (%)	LL (%)	IP (%)	(No. DE GOLPES)							
											▲ No. CONO PECK (GLP / 15cm)		● No. SPT (GLP / PIE)					
60	75																	
61																		
62																		
63																		
64																		
65																		
66																		
67																		
68																		
69																		
70																		
71																		
72																		
73																		
74																		
75																		
76																		
77																		
78																		
79																		
80																		
81																		
82																		
83																		
84																		
85																		
86																		
87																		
88																		
89																		
90																		
91																		
92																		
93																		
94																		
95																		
96																		
97																		
98																		
99																		
100																		
101																		
102																		
103																		
104																		
105																		
106																		
107																		
108																		
109																		
110																		
111																		
112																		
113																		
114																		
115																		
116																		
117																		
118																		
119																		
120																		

<p style="text-align: center;">ALTERACION DE LA ROCA</p> <p>A - 1 ROCA NO ALTERADA (FRESCA) A - 2 ROCA POCO ALTERADA A - 3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA A - 4 ROCA MUY ALTERADA A - 5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA A - 6 SUELO RESIDUAL</p>	<p style="text-align: center;">FRACCIONES DE LA ROCA</p> <p>C - 1 MUY DURA C - 2 DURA C - 3 MEDIO DURA C - 4 LIGERAMENTE DURA C - 5 SUAVE</p>	<p style="text-align: center;">FRAGMENTACION DE LA ROCA</p> <p>F - 1 POCO FRACTURADA (< 1 Frac/M) F - 2 FRACTURADA (1 - 5 Frac/M) F - 3 MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac / M) F - 4 EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac / M) F - 5 FRAGMENTADA (> 20 Frac / M)</p>
--	---	---

EXPLORACION GEOTECNICA

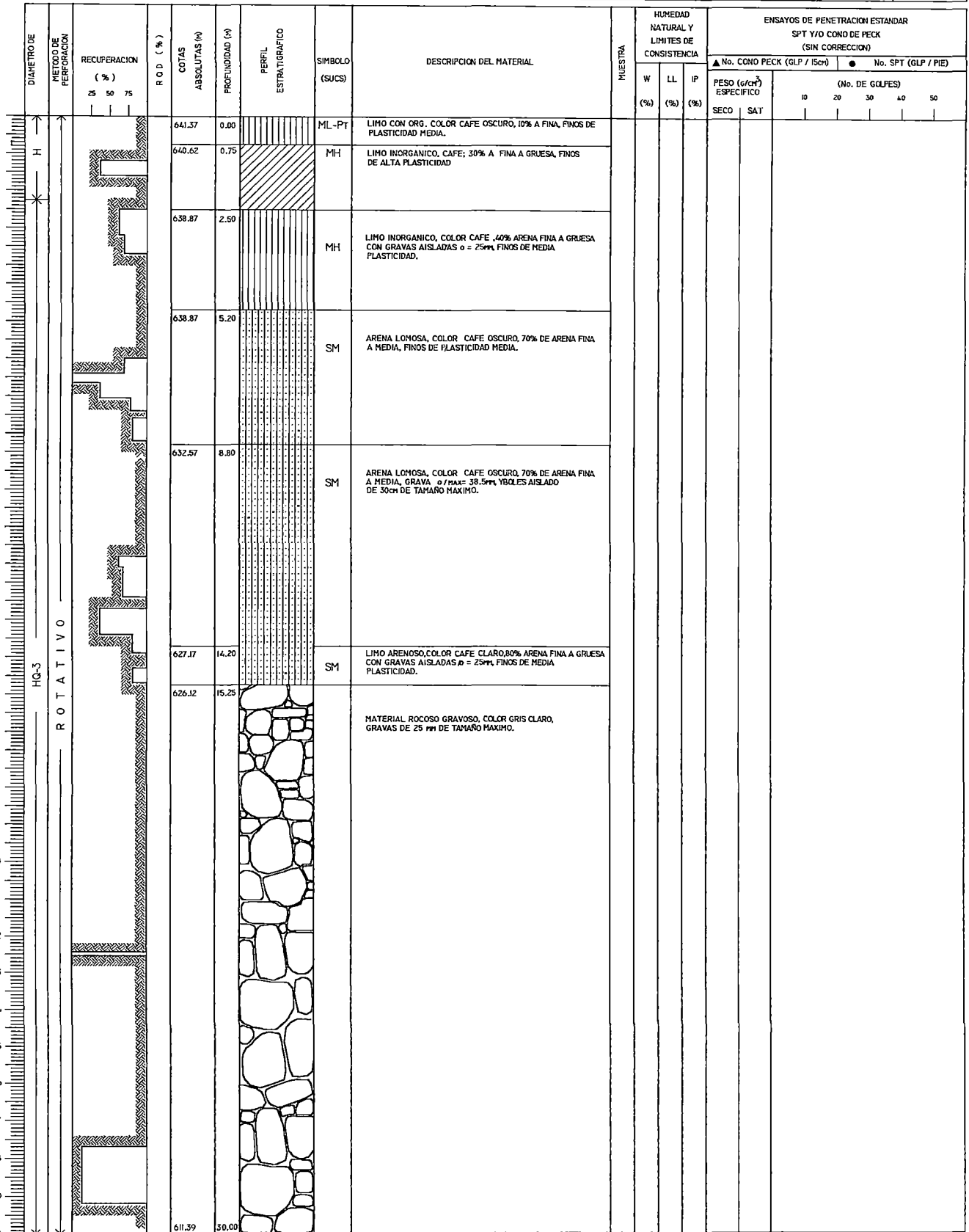
PROYECTO	DISEÑO FINAL Y DOCUMENTOS DE LICITACION PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA S A - 1, TRAMO CURVA DE LA LEONIA - Km. 53 - BARRIDA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001	LOCALIDAD	S/A	PUNTO DE PERFORACION	156721M	REGISTRO	3
		PROFUNDIDAD PERFORADA	50.00 M.	COORDENADAS	X: 820302.12 Y: 28347.98	REVISADO	
USUARIO	DESPLAZAMIENTO N.º 3 CARRETERA CA - 1 KM 53+060 - KM 53+267	PROF. PERFORADA EN TUBO		COTA MUCLO DE PERFORACION	812.1-5	FOLIO	3 / 3

DIAMETRO DE PROFUNDIDAD	METODO DE PERFORACION	RECUPERACION (%)	R.O.D. (%)	COTAS ABSOLUTAS (m)	PROFUNDIDAD (m)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	SIMBOLO (SUCS)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA			ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR SPT Y/O CONO DE PECK (SIN CORRECCION)						
										W (%)	LL (%)	IP (%)	(No. DE GOLPES)						
										(%)	(%)	(%)	▲ No. CONO PECK (GLP / 15cm)	● No. SPT (GLP / PIE)	10	20	30	40	50
120		25 50 75					SH	ARENA LIMOSA, COLOR CAFE 84% DE ARENA DE FINA A GRUESA CON GRAVA Y PIEDRAS AISLADAS DE OBSIDIANA DE 25mm Y 150 mm DE TAMAÑO MÁXIMO, FINOS NO PLÁSTICOS.											
122				682.41	130.05		SH	ARENA LIMOSA, COLOR CAFE DE FINOS A GRUESAS CON GRAVA AISLADA DE OBSIDIANA DE 50mm DE TAMAÑO MÁX FINOS NO PLÁSTICOS.											
124				675.65	136.50		SP-SH	ARENA SOBRELENTE GRADUADA LIMOSA, COLOR CAFE CLARO, 92% DE ARENA DE MEDIA A GRUESA, CON GRAVA DE ROCA Y OBSIDIANA DE 100mm DE TAMAÑO MÁXIMO FINOS NO PLÁSTICOS.											
126				670.96	141.50		SH	ARENA LIMOSA, COLOR CAFE CLARO, 83% DE ARENA DE FINA A GRUESA DE ARENA DE FINA A GRUESA, CON GRAVAS DE POMEZ Y OBSIDIANA DE 125mm DE TAMAÑO MÁXIMO FINOS NO PLÁSTICOS.											
128				668.65	143.80		SH	ARENA LIMOSA, COLOR GRIS CLARO, 89% DE ARENA PORFIRICA DE FINA A GRUESA, CON GRAVA AISLADOS DE POMEZ DE 125mm DE TAMAÑO MÁX FINOS NO PLÁSTICOS.											
130				663.05	149.40		SH	ARENA LIMOSA, COLOR CAFE CLARO, 80% DE ARENA, DE FINA A GRUESA, FINOS NO PLÁSTICOS.											
132				662.36	150.30														

<p style="text-align: center;">ALTERNATIVAS DE LA ROCA</p> <p>A - 1 ROCA NO ALTERADA (FRESCA)</p> <p>A - 2 ROCA POCO ALTERADA</p> <p>A - 3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA</p> <p>A - 4 ROCA MUY ALTERADA</p> <p>A - 5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA</p> <p>A - 6 SUELO RESIDUAL</p>	<p style="text-align: center;">GRADOS DE DUREZA DE LA ROCA</p> <p>C - 1 MUY DURA</p> <p>C - 2 DURA</p> <p>C - 3 MEDIO DURA</p> <p>C - 4 LIGERAMENTE DURA</p> <p>C - 5 SUAVE</p>	<p style="text-align: center;">FRACCIÓN DE LA ROCA</p> <p>F - 1 POCO FRACTURADA (< 1 Frac/m)</p> <p>F - 2 FRACTURADA (1 - 5 Frac/m)</p> <p>F - 3 MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac / m)</p> <p>F - 4 EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac / m)</p> <p>F - 5 FRAGMENTADA (> 20 Frac / m)</p>
--	---	--

EXPLORACION GEOTECNICA

PROYECTO	DISEÑO FINAL Y DOCUMENTOS DE LICITACION PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA CA - TRAMO CURVA DE LA LEONIA - Km. 53 - DAÑADA POR LOS TERREMOTOS DEL 13 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2001	LOCALIDAD	90	NÚMERO DE PERFORACION	6074201	REGISTRO	PERFORACION
UBICACION	DESPLAZAMIENTO No. 5 CARRETERA CA - 1 KM 54.50 - 54.100	PROFUNDIDAD PERFORADA	50.00	COORDENADAS		REVISADO	
		PROF. PERFORADA EN SUELO		N°	520.229.72	FOJA	SL-4
		PROF. PERFORADA EN ROCA		COTA ALTO DE PERFORACION	641.57		FR. 1



A - 1 ROCA NO ALTERADA (FRESCA) A - 2 ROCA POCO ALTERADA A - 3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA A - 4 ROCA MUY ALTERADA A - 5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA A - 6 SUELO RESIDUAL	C - 1 MUY DURA C - 2 DURA C - 3 MEDIO DURA C - 4 LIGERAMENTE DURA C - 5 SUAVE	F - 1 POCO FRACTURADA (< 1 Frac/m) F - 2 FRACTURADA (1 - 5 Frac/m) F - 3 MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac / m) F - 4 EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac / m) F - 5 FRAGMENTADA (> 20 Frac / m)
--	---	--

EXPLORACION GEOTECNICA

PROYECTO	DISEÑO FINAL Y DOCUMENTOS DE LICITACION PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA CA-1 TRAMO DE LA CURVA DE LA LOMA KM 55- DAFADA POR TERREMOTOS DEL 15 DE ENERO Y 13 DE FEBRERO DE 2017	INCLINACION	45°	NÚMERO DE PERFORACION	3 / 12 / 2017	REDUCTOR	E. B.	5
		PROFUNDIDAD PERFORADA	10.00 m	TOTAL DE COTAS	3 / 12 / 2007	REVISION	L. F.	
UBICACION	DERIVAMBE NO. 3, 4 BERMIA - CARRETERA CA-1	PROF. PERFORADA EN CULO	0.00	AL	5.2976.90	TI	252946.10	PROF.
		PROF. PERFORADA EN FONDO	0.00	COTA AL CULO DE PERFORACION	527.7			

DIAMETRO DE PROFUNDIDAD DE PERFORACION	RECUPERACION (%)	R.O.D. (%)	COTAS ABSOLUTAS P.S.M	PROFUNDIDAD (M)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	SIMBOLO (SUCS)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA			ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR SPT Y/O CONO DE PECK (SIN CORRECCION)										
									▲ No. CONO PECK (GLP / 15cm) ● No. SPT (GLP / PIE)			(No. DE GOLPES)										
									W (%)	LL (%)	IP (%)	10	20	30	40	50	60	70				
			253.0	0.0		CL	ARCILLA ARENOSA, 46 % ARENAS GRUESAS A FINAS, COLOR CAFÉ 10 P.M., 3/8", FINOS DE MEDIANA PLASTICIDAD.															
			252.5	2.7		CL	ARCILLA ARENOSA, 44 % ARENAS GRUESAS A FINAS, COLOR CAFÉ CLARO 10 P.M., 2", FINOS DE MEDIANA PLASTICIDAD.															
			252.0	3.0		SM	ARENA LIQUIDA, 90% ARENAS GRUESAS A FINA, COLOR CAFÉ, FINOS POCO PLASTICOS Y GRAVAS AISLADAS.															
					ESTRATO ANGEISTICO FRESADO. ROCA SANA COLOR GRIS. GRIETAS CONTAMINADAS CON FINOS ARCILLOSOS.																	

A - 1 ROCA NO ALTERADA (FRESCA) A - 2 ROCA POCO ALTERADA A - 3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA A - 4 ROCA MUY ALTERADA A - 5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA A - 6 SUELO RESIDUAL	C - 1 MUY DURA C - 2 DURA C - 3 MEDIO DURA C - 4 LIGERAMENTE DURA C - 5 SUAVE	F - 1 POCO FRACTURADA (< 1 Frac/m) F - 2 FRACTURADA (1 - 5 Frac/m) F - 3 MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac/m) F - 4 EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac/m) F - 5 FRAGMENTADA (> 20 Frac/m)
--	---	--

EXPLORACION GEOTECNICA

PROYECTO	IDENTIFICACION DOCUMENTOS DE LUGAR EN PARALELO AL PUNTO DE LA	ALVIADO	NO. DE PERFORACION	2074.001	RES. SPT	6
	CARRERA CA-1 TRAMO 2/4 DE LA LEONA 4153 - RANCHA RANCHO		NO. DE PERFORACION	2074.001	RES. SPT	
	TERMINOS DEL 15 DE FEBRERO AL 15 DE FEBRERO DE 1968		CONDICIONES		RES. SPT	
			NO. 520.05.06	NO. 2074.001	RES. SPT	
UBICACION	DEPARTAMENTO DE LA SIERRA		COORDENADAS DE PERFORACION	2074.001		

DIAMETRO DE PROFUNDIDAD	METODO DE PERFORACION	RECUPERACION (%)	ROD (%)	COTAS ABSOLUTAS M3 NH	PROFUNDIDAD (M)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	SIMBOLO (SUCS)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA		ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR SPT Y/O CONO DE PECK (SIN CORRECCION)							
										W (%)	LL (%)	IP (%)	▲ No. CONO PECK (GLP / ISch)			● No. SPT (GLP / PIE)			
													10	20	30	40	50	60	70
0				385.37			S.M.	ARENAS LIMSA DE ARENAS GRUESAS A FINAS, COLOR CAFÉ CON FINOS NO PLASTICO.											
1				384.17	2.2		C.L.	ARCILLA ARENOSA, 29% ARENAS GRUESAS A FINAS, COLOR CAFÉ DE ALTA PLASTICIDAD.											
2																			
3																			
4				381.67	3.0		C.L.	ARCILLA ARENOSA, 41% ARENAS GRUESAS A FINAS COLOR CAFÉ DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD											
5																			
6				380.27	7.4		C.L.	ARCILLA ARENOSA 44% ARENAS GRUESAS A FINAS COLOR CAFÉ DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, TOBA CEMENTADA.											
7																			
8																			
9																			
10																			
11																			
12																			
13																			
14																			
15							C.L.	ARCILLA ARENOSA, 42% ARENAS GRUESAS FINAS BIEN GRADUADAS, COLOR CAFÉ, FINOS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, TOBAS CEMENTADAS.											
16																			
17																			
18																			
19																			
20								ROCA FISURADA (GRANITO). SANA, FISURAS CONTORNADAS CON FINOS ARCILLOSOS.											
21																			
22																			
23																			
24																			
25								ROCA FISURADA (ANESITA). SANA, FISURAS CONTORNADAS CON FINOS ARCILLOSOS.											
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31																			
32																			
33																			
34																			
35																			
36																			
37																			
38																			
39																			
40																			
41																			
42																			
43																			
44																			
45																			
46																			
47																			
48																			
49																			
50																			

<p>A - 1 ROCA NO ALTERADA (FRESCA)</p> <p>A - 2 ROCA POCO ALTERADA</p> <p>A - 3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA</p> <p>A - 4 ROCA MUY ALTERADA</p> <p>A - 5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA</p> <p>A - 6 SUELO RESIDUAL</p>	<p>C - 1 MUY DURA</p> <p>C - 2 DURA</p> <p>C - 3 MEDIO DURA</p> <p>C - 4 LIGERAMENTE DURA</p> <p>C - 5 SUAVE</p>	<p>F - 1 POCO FRACTURADA (< 1 Frac/m)</p> <p>F - 2 FRACTURADA (1 - 5 Frac/m)</p> <p>F - 3 MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac / m)</p> <p>F - 4 EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac / m)</p> <p>F - 5 FRAGMENTADA (> 20 Frac / m)</p>
---	--	---

EXPLORACION GEOTECNICA

PROYECTO: DISEÑO FINAL Y DOCUMENTOS DE LICITACION PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA CA-1 TRAMO SUR DE LA LERMA EN SE - DAFUDA POR LOS TERRENTOS DEL 13 DE ENERO Y 15 DE FEBRERO DE 2007.	LOCALIDAD:	EPA:	N.º DE PERFORACION:	CANTIDAD DE PERFORACION:	REGISTRO:	PERFORACION 7 PPC	
	PROFUNDIDAD PERFORADA:	PROFUNDIDAD PERFORADA EN SUELO:	PROFUNDIDAD PERFORADA EN ROCA:	COORDENADAS:	FECHA:		
				W: 821492.5	E: 282076.72		
				COTA N.º DE PERFORACION:	TIPO:		
LOCALIDAD: DEPUNDE #3, LA BERNA							

DIAMETRO DE PROFUNDIDAD PERFORACION	RECUPERACION (%)	ROD (%)	COTAS ABSOLUTAS M.S.N.M.	PROFUNDIDAD (M)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	SIMBOLO (SUCS)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA			ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDAR SPT Y/O CONO DE PECK (SIN CORRECCION)									
								MUESTRA			▲ No. CONO PECK (GLP / 15cm)		● No. SPT (GLP / PIE)							
								W (%)	LL (%)	IP (%)	(No. DE GOLPES)									
			77.0	0.0	[Diagrama de perfil]	SM	ARENAS LIPOSAS, 88% ARENAS GRUESAS A FINAS, COLOR GRIS Ø MAX= 2"													
			76.5	0.5	[Diagrama de perfil]		ESTRATO CONGLOMERADO ROCOSO EN MATRIZ DE ARENA LIPOSA													
			76.0	1.0	[Diagrama de perfil]	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, 97% ARENAS GRUESAS A FINAS CON PÓEZ, COLOR GRIS. FINOS LIPOSOS													
			75.2	1.8	[Diagrama de perfil]	GP	MEZCLA DE GRAVA Y ARENA													
			74.5	2.5	[Diagrama de perfil]	SM	ARENA LIPOSA, 80% ARENAS GRUESAS A FINAS MAL GRADUADAS, COLOR GRIS, Ø MAX= 2"													
			73.5	3.5	[Diagrama de perfil]	GP	MEZCLA DE GRAVA Y ARENA Ø MAX= 2"													
			72.0	5.0	[Diagrama de perfil]															
			71.0	6.0	[Diagrama de perfil]		MONTO ROCOSO, ANDESITICO FRIJADO.													

ALTERACION DE LA ROCA A - 1 ROCA NO ALTERADA (FRESCA) A - 2 ROCA POCO ALTERADA A - 3 ROCA MODERADAMENTE ALTERADA A - 4 ROCA MUY ALTERADA A - 5 ROCA COMPLETAMENTE ALTERADA A - 6 SUELO RESIDUAL	SECUENCIA DE LA ROCA C - 1 MUY DURA C - 2 DURA C - 3 MEDIO DURA C - 4 LIGERAMENTE DURA C - 5 SUAVE	FRACTURACION DE LA ROCA F - 1 POCO FRACTURADA (< 1 Frac/m) F - 2 FRACTURADA (1 - 5 Frac/m) F - 3 MUY FRACTURADA (6 - 10 Frac / m) F - 4 EXTREMADAMENTE FRACTURADA (11 - 20 Frac / m) F - 5 FRAGMENTADA (> 20 Frac / m)
---	---	---

PERFORACION EN EL DESLIZAMIENTO N° 1

CLASIFICACION DE SUELOS PARA PROPOSITO DE INGENIERIA SUCS

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Perforacion rotativa N° SL - 1

Ubicación : curva la Leona

Estacionamiento : 50+993, lateral derecho, via San Miguel - San Salvador.

Laboratorista : Mauricio Rivera

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Muestra N°	Profundidad	CLASIFICACION VISUAL	
	metros	DESCRIPCION	SIMBOLO
1.00	0.00 a 0.35	Limo arenoso con material orgánico, color café oscuro, 30% de arena fina a media, finos de plasticidad media.	OL
2.00	0.35 a 1.15	Arcilla arenosa, color café claro, 33% de arena fina a media con gravas aisladas de tamaño máximo de 15.6 mm, finos de plasticidad media.	CL
3.00	1.65 a 17.00	Arena limosa, color café claro, 66% de arena fina a media, gravas aisladas de tamaño máximo de 25 mm y piedra cuarta de 25 cm, finos no plásticos.	SM
4.00	17.00 a 22.50	Arena bien graduada, color café claro, 80% de arena de fina a gruesa, 10% de grava de tamaño máximo de 12.5 mm, finos no plásticos.	SW - SM
5.00	22.50 a 24.70	Arena limosa, color gris claro, 70% de arena pómitica de fina a gruesa con gravas aisladas de pómez de 25 mm de tamaño máximo, finos no plásticos.	SM
6.00	24.70 a 30.00	Arena pobremente graduada, color gris claro, 59% de arena pómitica de media a gruesa, 30% de grava de pómez de tamaño máximo de 25 mm, finos no plásticos	SP - SM

PERFORACION EN EL DESLIZAMIENTO N° 2

CLASIFICACION DE SUELOS PARA PROPOSITO DE INGENIERIA SUCS

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Perforacion rotativa N° SL - 2

Ubicación : curva la Leona

Estacionamiento : 51+383, lateral derecho, via San Miguel - San Salvador.

Laboratorista : Mauricio Rivera

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Muestra N°	Profundidad	CLASIFICACION VISUAL	
	metros	DESCRIPCION	SIMBOLO
12.00	21.00 a 24.60	Arena pobremente graduada, color café oscuro, 96% de arena de media a gruesa, con gravas aisladas de 25 mm de tamaño maximo, finos de plasticidad media.	SP
13.00	24.60 a 26.20	Conglomerado de arena, color gris oscuro, arena de media a gruesa, finos no plasticos.	SP
14.00	26.20 a 30.30	Arena limosa, color café oscuro, 74% de arena de fina a gruesa, con gravas aisladas de 25 mm de tamaño maximo, piedras aisladas de 60 cm de tamaño maximo, finos de plasticidad media.	SM
15.00	30.30 a 38.60	Arena limosa, color café oscuro, 60% de arena de fina a gruesa, con gravas aisladas de 25 mm de tamaño maximo de origen pómitico y obsidiana, finos de plasticidad media.	SM
16.00	38.60 a 39.75	Grava arenosa limosa, color café oscuro, 25% de arena de media a gruesa, 63% de grava de 75 mm de tamaño maximo con piedras aisladas de 35 cm de tamaño maximo, finos de mediana	GP - GM
17.00	39.75 a 50.00	Arena gravosa limosa, color gris oscuro, 60% de arena de fina a gruesa, 31% de grava de 75 mm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SP

PERFORACION EN EL DESLIZAMIENTO N° 3

CLASIFICACION DE SUELOS PARA PROPOSITO DE INGENIERIA SUCS

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Perforacion rotativa N° SL - 3

Ubicación : curva la Leona

Estacionamiento : 53+135, lateral derecho, via San Miguel - San Salvador.

Laboratorista : Mauricio Rivera

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Muestra N°	Profundidad	CLASIFICACION VISUAL	
	metros	DESCRIPCION	SIMBOLO
1.00	0.00 a 1.00	Arcilla arenosa con organico, color negro, 30% de arena de fina a media con gravas aisladas de 12.5 mm de tamaño maximo, finos de alta plasticidad.	OH
2.00	1.00 a 7.00	Limo arenoso con organico, color café oscuro, 20% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 12.5 mm de tamaño maximo, finos de plasticidad media.	OL
3.00	7.00 a 9.00	Arena limosa, color café claro, 82% de arena pómitica de fina a gruesa con gravas aisladas de 12.5 mm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SM
4.00	9.00 a 14.00	Arena limosa, color café oscuro, 56% de arena pómitica de fina a gruesa con gravas de 50 mm de tamaño maximo, finos de plasticidad media.	SM
5.00	14.00 a 17.45	Arena limosa, color gris claro, 60% de arena pómitica de fina a gruesa con gravas aisladas de 19 mm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SM
6.00	17.45 a 21.90	Arena limosa, color café claro, 64% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas dde 12.5 mm de tamaño maximo, finos de baja plasticidad.	SM
7.00	21.90 a 22.80	Arena limosa, color gris claro, 68% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos.	SM
8.00	22.8 a 24.45	Limo arenoso, color café claro, 47% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 19.00 mm de tamaño maximo, finos de plasticidad baja.	ML
9.00	24.45 a 28.00	Limo arenoso, color gris claro, 25 % de arena pómitica fina, finos no plasticos.	ML
10.00	28 a 29.7	Arena limosa, color café oscuro, 52% de arena de fina a media, finos de mediana plasticidad.	SM
11.00	29.70 a 30.60	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina amedia, finos de mediana plasticidad	SM

PERFORACION EN EL DESLIZAMIENTO N° 3

CLASIFICACION DE SUELOS PARA PROPOSITO DE INGENIERIA SUCS

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Perforacion rotativa N° SL - 3

Ubicación : curva la Leona

Estacionamiento : 53+135, lateral derecho, via San Miguel - San Salvador.

Laboratorista : Mauricio Rivera

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Muestra N°	Profundidad	CLASIFICACION VISUAL	
	metros	DESCRIPCION	SIMBOLO
12.00	30.60 a 32.50	Arena limosa, color café claro, 72% de arena pómitica de fina a gruesa con gravas aisladas de 12.5 mm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SM
13.00	32.50 a 38.50	Arena limosa, color gris claro, 83% de arena pómitica de fina a gruesa con gravas aisladas de 25 mm de tamaño maximo y piedras de 25 cm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SM
14.00	38.50 a 44.45	Estrato rocoso fracturado con gravas y arena gruesa, color café claro y gris claro, finos no plasticos.	
15.00	44.45 a 52.85	Estrato rocoso fracturado con gravas y arena gruesa, color gris claro, finos no plasticos.	
16.00	52.85 a 64.10	Arena limosa, color gris claro, 83% de arena pómitica de fina a gruesa con gravas de 25 mm de tamaño maximo y piedras de 25 cm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SM
17.00	64.10 a 71.00	Arena limosa, color café claro, 78% de arena de media a gruesa con gravas de roca y pómez de tamaño maximo de 75 mm, finos no plasticos.	SM
18.00	71.00 a 73.50	Arena pobremente graduada, color gris claro, 96% de arena de fina a media con gravas aisladas de 25 mm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SP
19.00	73.5 a 97.6	Estrato rocoso fracturado con gravas de 75 mm de tamaño maximo, color café claro a gris claro, finos no plasticos.	
20.00	97.60 a 113.45	Grava pobremente graduada con limos, color de gris a negro, 72% de grava de roca y obsidiana de 125 mm de tamaño maximo, 18% de arena de media a gruesa, finos no plasticos.	GP - GM
21.00	113.45 a 118.25	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a media con gravas aisladas de 25 mm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SM
22.00	118.25 a 130.05	Arena limosa, color café, 84% de arena de fina a gruesa con gravas y piedras aisladas de roca y obsidiana de 25 mm y 150 mm de tamaño maximo, finos no plasticos.	SM

ANEXO H
REGISTROS DE SPT

**REGISTRO DE EXPLORACION SUB - SUPERFICIAL
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)**

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Sondeo N° 2
Ubicación : San Salvador - San Miguel
Estacion : 51+080
Lateral : Lateral derecho
Fecha : 23 - Jul - 01

Peso de Martillo : 140 Libras
Altura de caída : 30 Pulgadas
Cuchara muestrera : 1.5 Pulgadas
Ing. Responsable : Dilber Sánchez
Cuadrilla : Adán - David - Enrique.

Profundidad (mts)	No. de Golpes en Cuchara	Recuperación	Penetración	Porcentaje de Humedad	CLASIFICACION VISUAL
		Centímetros	N		
0.50	5	16	11	9.01	Arena limosa, color café del 70% al 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	3				
	8				
1.00	21	40	30	14.13	Arena limosa, color café del 70% al 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	16				
	14				
1.50	20	33	20	29.24	Arena limosa, color café del 70% al 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	10				
	10				
2.00	18	31	65	7.87	Arena limosa, color café del 70% al 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	20				
	45				
2.50	14	N.H.R.			N.H.R
	17				
	6				
3.00	7	12	16	21.97	Arena arcillosa, color café, 60% de arena de fina a gruesa, finos de mediana plasticidad. SC.
	7				
	9				
3.50	8	20	24	17.35	Arena arcillosa, color café, 60% de arena de fina a gruesa, finos de mediana plasticidad. SC.
	9				
	15				
4.00	20	21	58	21.94	Limo arenoso, color café 45% de arena de fina a media, finos de media plasticidad. ML.
	35				
	23				
4.50	27	24	26	53	Arena bien graduada, color café, 97% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SW.
	14				
	12				
5.00	12	26	13	51.9	Arena bien graduada, color café, 97% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SW.
	7				
	6				
5.50	8	37	7	33.04	Arena bien graduada, color café, 97% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SW.
	5				
	2				
6.00	12	28	26	50.95	Arena limosa, color café 80% de arena pomitica de fina a gruesa , finos no plasticos. SM.
	13				
	13				
6.50	7	34	15	27.5	Arena limosa, color café 80% de arena pomitica de fina a gruesa , finos no plasticos. SM.
	7				
	8				

**REGISTRO DE EXPLORACION SUB - SUPERFICIAL
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)**

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Sondeo N° 3

Ubicación : San Miguel - San Salvador

Estacion : 51+080

Lateral : Lateral derecho

Fecha : 25 - Jul - 01

Peso de Martillo : 140 Libras

Altura de caída : 30 Pulgadas

Cuchara muestrera : 1.5 Pulgadas

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Cuadrilla : Adán - David - Enrique.

Profundidad (mts)	No. de Golpes en Cuchara	Recuperación	Penetración	Porcentaje de Humedad	CLASIFICACION VISUAL
		Centimetros	N		
0.50	30	21	44	10.09	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	29				
	15				
1.00	12	7	27	11.35	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	15				
	12				
1.50	12	23	17	31.05	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	10				
	7				
2.00	11	20	21	30.57	Arena limosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	10				
	11				
2.50	11	18	13	28.69	Limo arenoso, color café, 45% de arena de fina a media, finos no plasticos. ML.
	6				
	7				
3.00	6	N.H.R.	13		N. H. R.
	7				
	6				
3.50	5	N.H.R.	17		N. H. R.
	7				
	10				
4.00	14	N.H.R.	21		N. H. R.
	11				
	10				
4.50	14	28	17	26.90	Arena arcillosa, color café, 60% de arena de fina a media, finos de plasticidad media. SC.
	8				
	9				
5.00	14	22	34	29.49	Arena arcillosa, color café, 60% de arena de fina a media, finos de plasticidad media. SC.
	13				
	21				
5.50	19	30	46	26.05	Arena arcillosa, color café, 60% de arena de fina a media, finos de plasticidad media. SC.
	22				
	24				
6.00	30	27	61	25.51	Arcilla arenosa, color café, 40% de arena de fina a media, finos de plasticidad media. SC.
	26				
	35				
6.50	RECHAZO				

**REGISTRO DE EXPLORACION SUB - SUPERFICIAL
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)**

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Sondeo N° 5

Ubicación : - San Salvador - San Miguel

Estación : 51+220

Lateral : Lateral izquierdo

Fecha : 24 - Jul - 01

Peso de Martillo : 140 Libras

Altura de caída : 30 Pulgadas

Cuchara muestrera : 1.5 Pulgadas

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Cuadrilla : Adán - David - Enrique.

Profundidad (mts)	No. de Golpes en Cuchara	Recuperación	Penetración	Porcentaje de Humedad	CLASIFICACION VISUAL
		Centimetros	N		
0.50	7	22	35	8.96	Arena limosa, color café claro, 70% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25 mm de tamaño máximo, finos no plasticos. SM.
	14				
	21				
1.00	28	27	38	15.41	Arena limosa, color café claro, 70% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25 mm de tamaño máximo, finos no plasticos. SM.
	13				
	25				
1.50	32	31	48	17.84	Arena limosa, color café, 75% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25 mm de tamaño máximo, finos de plasticidad baja. SM.
	23				
	25				
2.00	25	28	33	17.29	Arena limosa, color café, 75% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25 mm de tamaño máximo, finos de plasticidad baja. SM.
	17				
	16				
2.50	12	31	25	20.44	Arena limosa, color café, 75% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25 mm de tamaño máximo, finos de plasticidad baja. SM.
	13				
	12				
3.00	24	29	38	35.76	Arena limosa, color café claro, 80% de arena pomítica de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	18				
	20				
3.50	20	32	20	26.03	Arena limosa, color café claro, 80% de arena pomítica de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	12				
	8				
4.00	15	27	16	31.91	Arena limosa, color café claro, 80% de arena pomítica de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	8				
	8				
4.50	16	31	20	39.29	Arena limosa, color café claro, 80% de arena pomítica de fina a gruesa, finos no plasticos. SM!
	10				
	10				
5.00	12	34	21	36.69	Arena limosa, color café claro, 80% de arena pomítica de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	10				
	11				
5.50	8	30	18	38.05	Arena limosa, color café, 65% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 32.5 mm de tamaño máximo, finos de baja plasticidad. SM.
	9				
	9				
6.00	14	25	47	31.87	Arena limosa, color café, 65% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 32.5 mm de tamaño máximo, finos de baja plasticidad. SM.
	20				
	27				
6.50	25	21	62	23.08	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25 mm de tamaño máximo, finos no plasticos. SM.
	24				
	38				

**REGISTRO DE EXPLORACION SUB - SUPERFICIAL
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)**

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Sondeo N° 6

Ubicación : - San Salvador - San Miguel

Estacion : 51+240

Lateral : Línea central

Fecha : 24 - Jul - 01

Peso de Martillo : 140 Libras

Altura de caída : 30 Pulgadas

Cuchara muestrera : 1.5 Pulgadas

Ing. Responsable : Dilber S. Méndez

Cuadrilla : Adán - David - Efraim

Profundidad (mts)	No. de Golpes en Cuchara	Recuperación	Penetración	Porcentaje de Humedad	CLASIFICACION VISUAL
		Centímetros	N		
0.50	4	38	16	12.59	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, finos plásticos. SM.
	8				
	8				
1.00	9	26	13	18.23	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, finos plásticos. SM.
	6				
1.50	7	24	7	23.75	Arenosa, color café, 60% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SM.
	9				
	2				
2.00	5	21	8	25.29	Arenosa, color café, 60% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SM.
	3				
	4				
2.50	4	17	11	23.07	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SC.
	8				
	5				
3.00	6	21	14	19.35	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SC.
	8				
	5				
3.50	9	23	16	16.37	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SC.
	7				
	8				
4.00	8	19	19	29.62	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SC.
	9				
	10				
4.50	8	17	46	26.63	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SC.
	12				
	19				
5.00	27	22	44	32.03	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SM.
	18				
	21				
5.50	23	13	67	31.04	Arenosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa con gr. aisladas de 25 mm de tamaño maximo, baja plasticidad. SM.
	19				
	34				
6.00	33				
	RECHAZO				

**REGISTRO DE EXPLORACION SUB - SUPERFICIAL
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)**

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Sondeo N° 8

Ubicación : - San Salvador - San Miguel

Estacion : 51+860

Lateral : Linea central

Fecha : 25 - Jul - 01

Peso de Martillo : 140 Libras

Altura de caída : 30 Pulgadas

Cuchara muestrera : 1.5 Pulgadas

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Cuadrilla : Adán - David - Enrique.

Profundidad (mts)	No. de Golpes en Cuchara	Recuperación	Penetración	Porcentaje de Humedad	CLASIFICACION VISUAL
		Centimetros	N		
0.50	8	28	10	21.24	Arena limosa, color café claro, 80% de arena pomitica de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	5				
	5				
1.00	9	34	19	19.17	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	6				
	13				
1.50	6	20	13	20.46	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	7				
	6				
2.00	40	23	36	19.88	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	19				
	17				
2.50	17	26	42	21.75	Arena limosa, color café, 80% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	22				
	20				
3.00	17	23	35	8.94	Arena limosa, color café claro, 70% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	15				
	20				
3.50	18	N.H.R.	21		N.H.R.
	11				
	10				
4.00	12	17	20	17.35	Arena limosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	9				
	11				
4.50	16	20	22	20.8	Arena limosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	12				
	10				
5.00	12	22	21	19.02	Arena limosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	11				
	10				
5.50	12	N.H.R.	24		N.H.R.
	10				
	14				
6.00	19	17	115	22.01	Arena limosa, color café, 70% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	65				
	50				
	RECHAZO				

**REGISTRO DE EXPLORACION SUB - SUPERFICIAL
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)**

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Sondeo N° : 16

Ubicación : Deslabe N° 3, Berma N° 1, Curva La Leona

Estacion : 53+135, Via San Miguel - San Salvador, lateral derecho

Fecha : 10 - Ago - 01

Peso de Martillo : 140 Libras

Altura de caída : 30 Pulgadas

Cuchara muestrera : 1.5 Pulgadas

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Cuadrilla : Adán - David - Enrique.

Laboratorista : Mauricio Rivera.

Profundidad (mts)	No. de Golpes en Cuchara	Recuperación	Penetración	Porcentaje de Humedad	CLASIFICACION VISUAL
		Centimetros	N		
0.50	1	26	8	20.1	Arena limosa, color gris claro, 85% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25.00 mm de tamaño maximo, finos no plasticos. SM.
	3				
	5				
1.00	6	40	11	20.8	Arena limosa, color gris claro, 83% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25.00 mm de tamaño maximo, finos no plasticos. SM.
	6				
	5				
1.50	8	26	8	17.3	Arena limosa, color gris claro, 86% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 25.00 mm de tamaño maximo, finos no plasticos. SM.
	4				
	4				
2.00	8	23	13	25.4	Arena limosa, color gris claro, 75% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 32.50 mm de tamaño maximo, finos no plasticos. SM.
	7				
	6				
2.50	26	37	46	17.4	Arena limosa, color gris claro, 78% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 32.50 mm de tamaño maximo, finos no plasticos. SM.
	20				
	26				
3.00	32	39	37	20.4	Arena limosa, color gris claro, 80% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 12.50 mm de tamaño maximo, finos no plasticos. SM.
	19				
	18				
3.50	42	46	98	16.3	Arena limosa, color cafe, 76% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 12.50 mm de tamaño maximo, finos no plasticos. SM.
	44				
	54				
4.00	56	7		12.6	Arena limosa, color cafe, 60% de arena de fina a gruesa con gravas aisladas de 1 2.50 mm de tamaño maximo, finos no plasticos. SM.
	70				
	RECHAZO				

**REGISTRO DE EXPLORACION SUB - SUPERFICIAL
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)**

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

Sondeo N° : 18

Ubicación : Deslabe N° 3, Berma N° 3, Curva La Leona

Estacion : 53+135, Via San Miguel - San Salvador, lateral derecho

Fecha : 11 - Ago - 01

Peso de Martillo : 140 Libras

Altura de caída : 30 Pulgadas

Cuchara muestrera : 1.5 Pulgadas

Ing. Responsable : Dilber Sánchez

Cuadrilla : Adán - David - Enrique.

Laboratorista : Mauricio Rivera.

Profundidad (mts)	No. de Golpes en Cuchara	Recuperación	Penetración	Porcentaje de Humedad	CLASIFICACION VISUAL
		Centimetros	N		
0.50	1	27	5	23	Arena limosa, color café, 78% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	1				
	4				
1.00	6	37	13	18	Arena limosa, color café, 78% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	7				
	6				
1.50	11	30	20	21.5	Arena limosa, color café, 78% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	11				
	9				
2.00	13	27	19	15.5	Arena limosa, color café, 78% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	12				
	7				
2.50	13	13	21	16.2	Arena limosa, color café, 78% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	11				
	10				
3.00	17	16	49	19.9	Arena limosa, color café, 78% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	17				
	32				
3.50	23	N.H.R.	48		
	24				
	24				
4.00	24	N.H.R.	68		
	24				
	44				
4.50	60	N.H.R.			
	RECHAZO				

**REGISTRO DE EXPLORACION SUB - SUPERFICIAL
ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)**

Proyecto : Carretera CA - 1, Tramo curva La Leona KM 53, dañadas por los terremotos de enero y febrero de 2001.

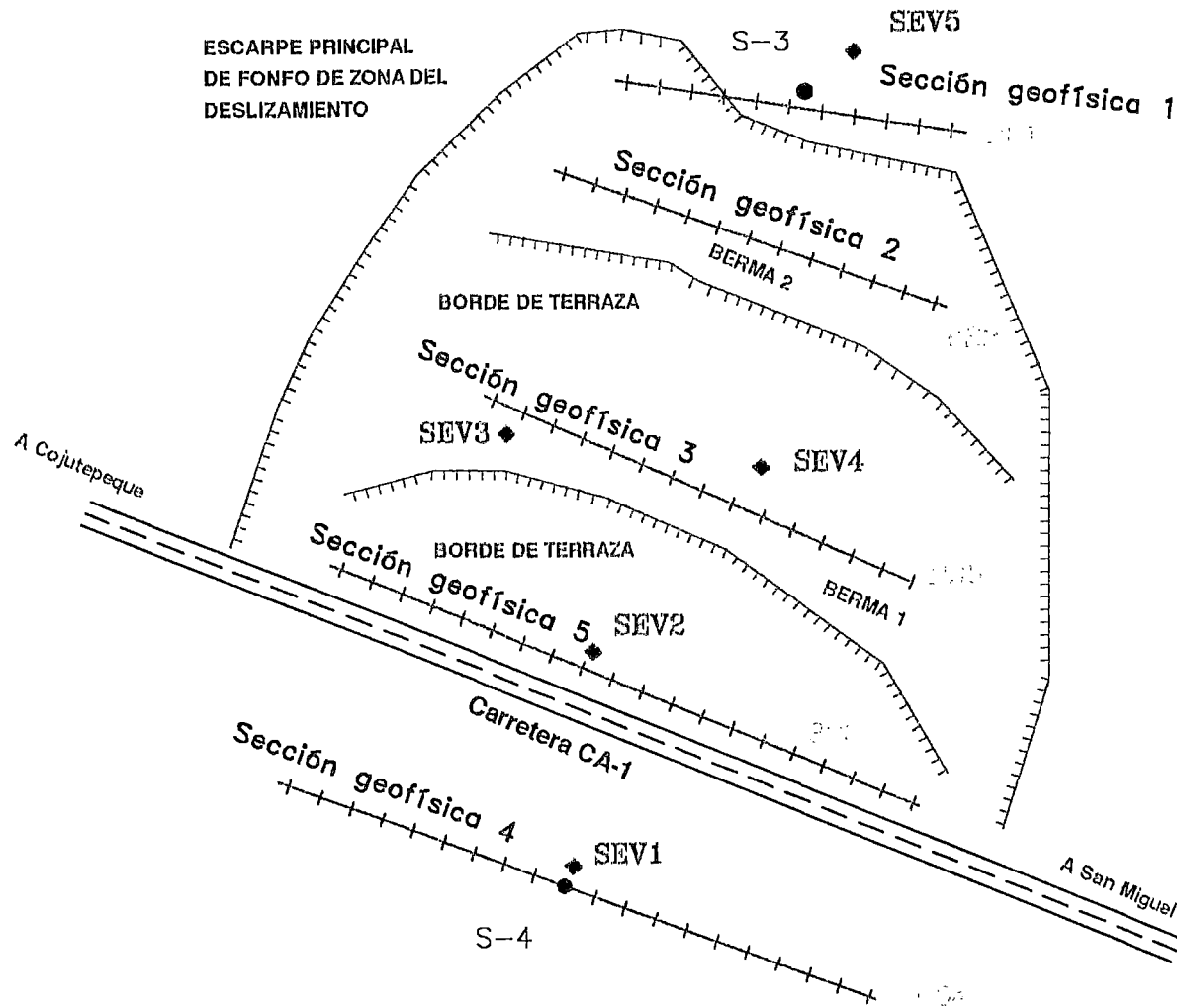
Sondeo N° : 19
Ubicación : Deslabe N° 3, Berma N° 3, Curva La Leona
Estacion : 53+135, Vía San Miguel - San Salvador, lateral derecho
Fecha : 11 - Ago - 01
Peso de Martillo : 140 Libras

Altura de caída : 30 Pulgadas
Cuchara muestrera : 1.5 Pulgadas
Ing. Responsable : Dilber Sánchez
Cuadrilla : Adán - David - Enrique.
Laboratorista : Mauricio Rivera.

Profundidad (mts)	No. de Golpes en Cuchara	Recuperación	Penetración	Porcentaje de Humedad	CLASIFICACION VISUAL
		Centímetros	N		
0.50	7	38	18	14.5	Arena limosa, color cafe, 51% de arena de fina a gruesa, finos de plasticidad media. SM.
	9				
	9				
1.00	17	30	29	12.5	Arena limosa, color cafe, 55% de arena de fina a gruesa, finos no plasticos. SM.
	17				
	12				
1.50	23	42	13	14.9	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	8				
	5				
2.00	13	33	19	12.6	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	11				
	8				
2.50	9	43	12	10	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	6				
	6				
3.00	18	34	31	9.6	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	18				
	13				
3.50	13	42	24	13.4	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	12				
	12				
4.00	21	39	43	21.3	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	13				
	30				
4.50	24	36	29	18.8	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	17				
	12				
5.00	20	37	29	20.7	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	16				
	13				
5.50	18	35	28	23.8	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	12				
	16				
6.00	28	40	53	19.1	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	30				
	23				
6.50	29	40	56	26.9	Arena limosa, color cafe, 77% de arena de fina a gruesa, finos de baja plasticidad. SM.
	26				
	30				

ANEXO I
LINEAS DE REFRACCION SÍSMICA
Y
SONDAJES ELECTRICO
VERTICALES

ESCARPE PRINCIPAL
DE FONFO DE ZONA DEL
DESLIZAMIENTO



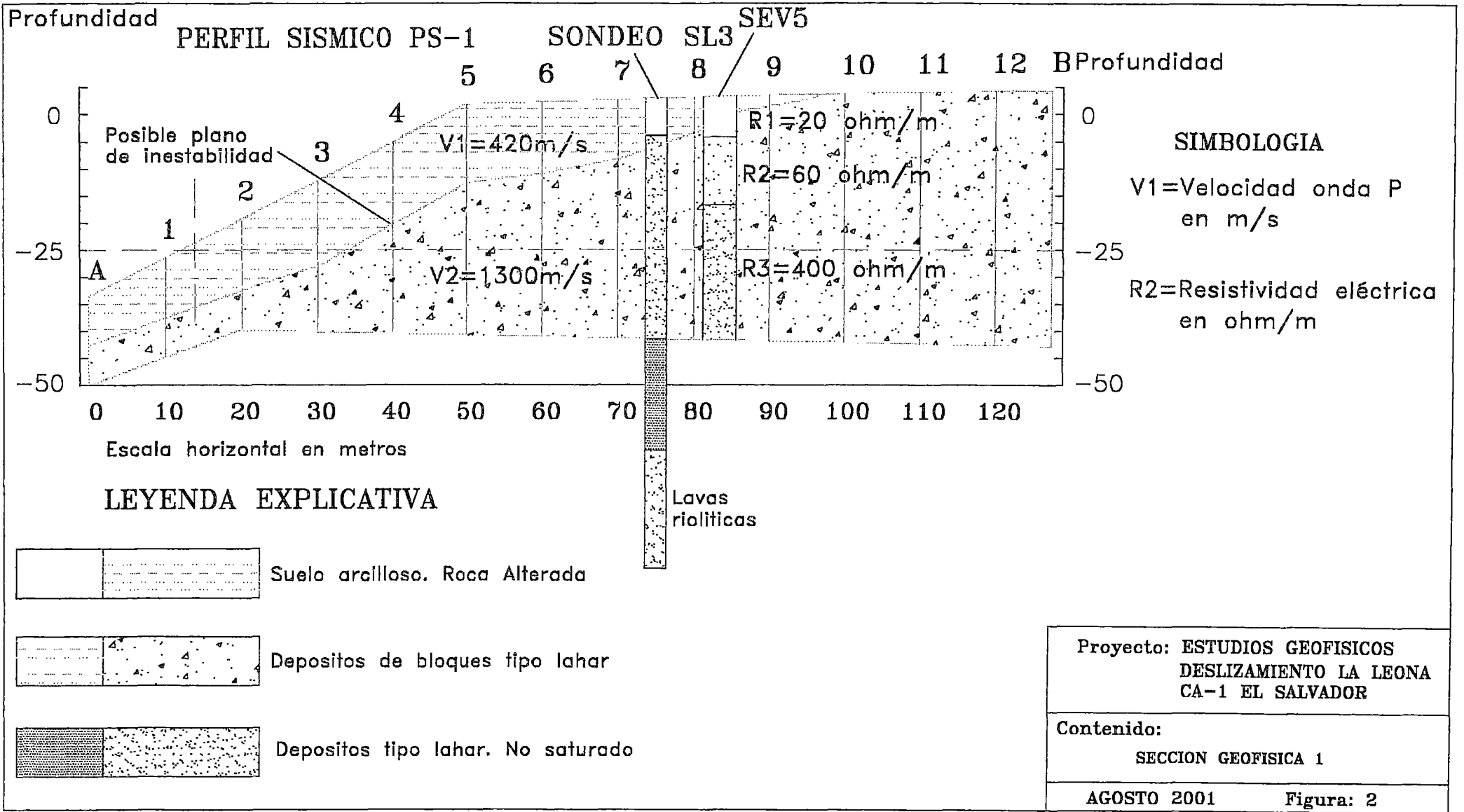
SIMBOLOGIA

- ◆ SEV3 Sondeo eléctrico vertical
- ⊢⊢⊢⊢⊢ Perfil sísmica de refracción
- S-3 Perforación diamantina

Proyecto: ESTUDIOS GEOFISICOS
DESLIZAMIENTO LA LEONA
CA-1 EL SALVADOR

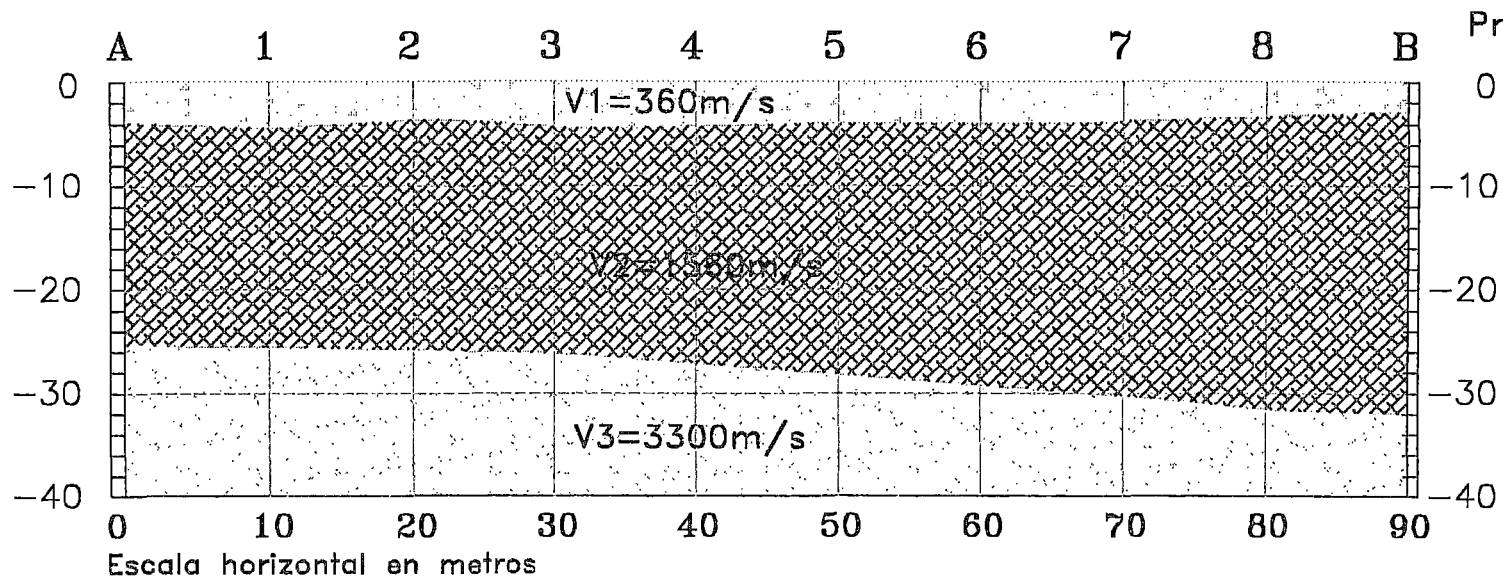
Contenido:
PLANTA ESQUEMATICA DE UBICACION
DE SECCIONES GEOFISICAS

AGOSTO 2001 Figura: 1



Profundidad m

PERFIL SISMICO PS-2





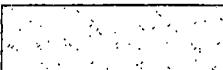
Profundidad m

SIMBOLOGIA

V_1 = Velocidad onda P
en m/s

R_2 = Resistividad eléctrica
en ohm/m

LEYENDA EXPLICATIVA

-  Roca volcánica muy fracturada
-  Roca volcánica, lavas fracturadas
-  Roca volcánica sana masiva y densa

Proyecto: ESTUDIOS GEOFISICOS
DESlizAMIENTO LA LEONA
CA-1 EL SALVADOR

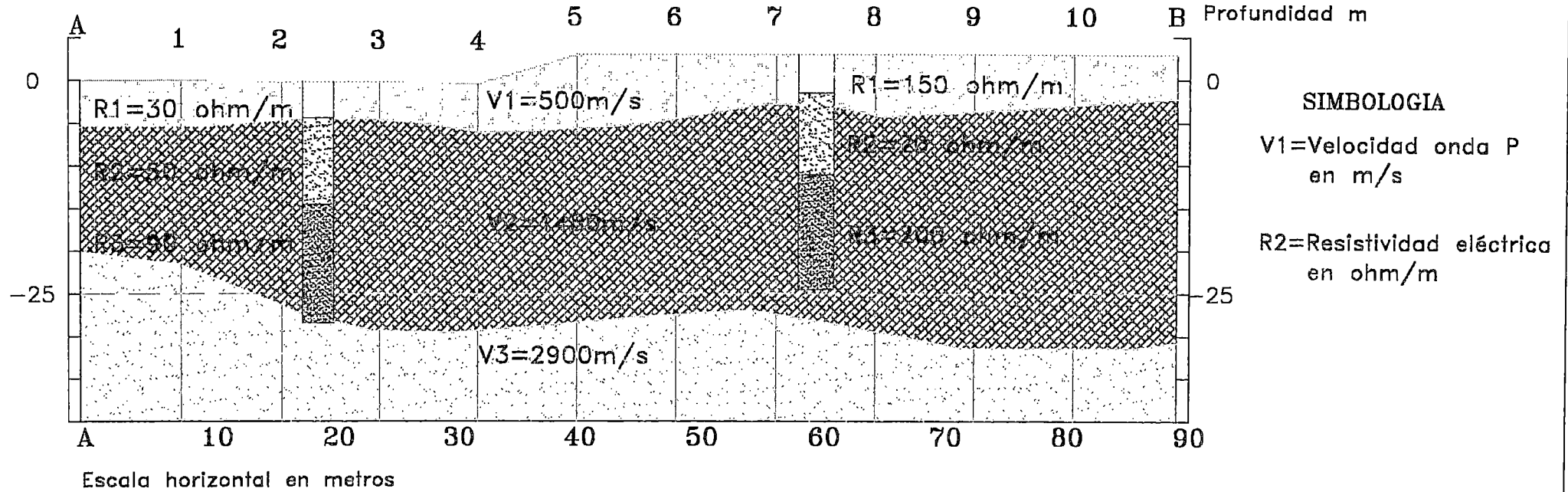
Contenido:
SECCION GEOFISICA 2

AGOSTO 2001

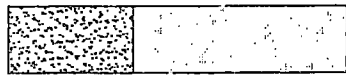
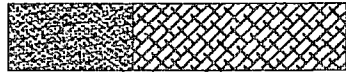
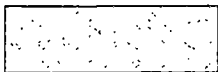
Figura: 3

Profundidad m

PERFIL SISMICO PS-3



LEYENDA EXPLICATIVA

-  Roca volcánica muy fracturada
-  Roca volcánica, lavas fracturadas. Roca in situ
-  Roca volcánica sana masiva y densa

Proyecto: ESTUDIOS GEOFISICOS
DESLIZAMIENTO LA LEONA
CA-1 EL SALVADOR

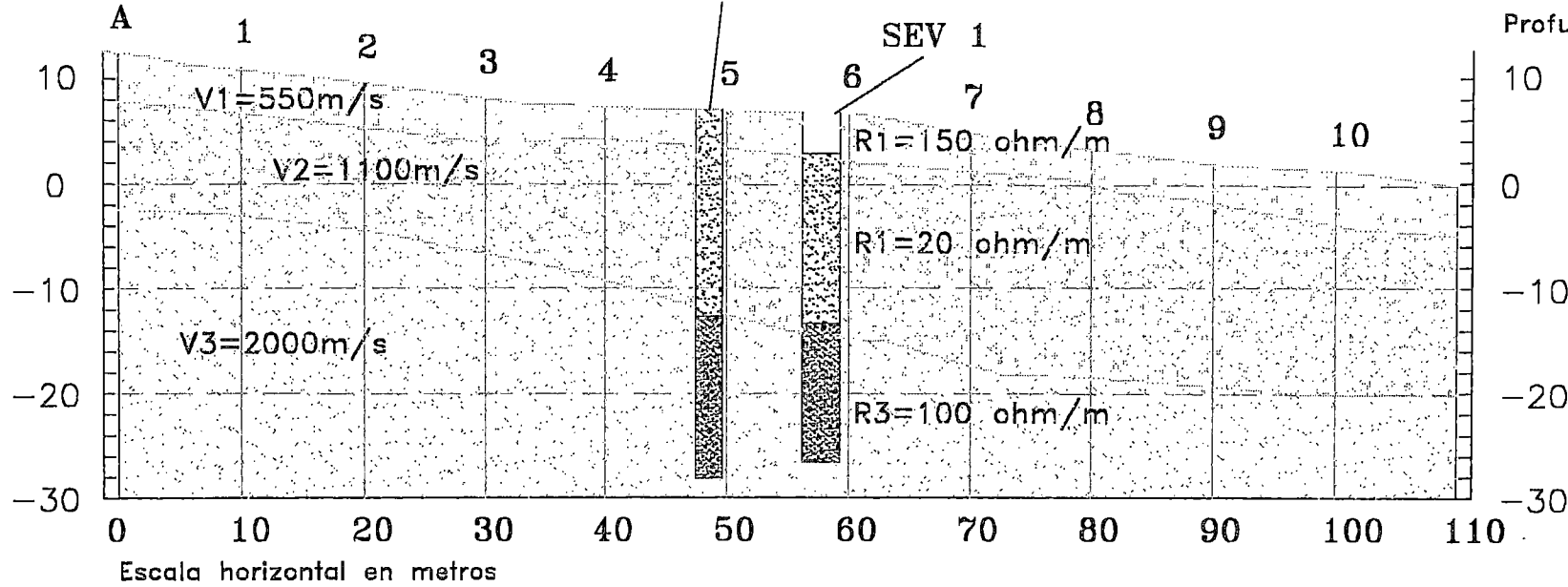
Contenido:
SECCION GEOFISICA 3

AGOSTO 2001

Figura: 4

Profundidad m **PERFIL SISMICO PS-4**

SONDEO S4





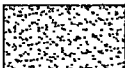



Profundidad m

SIMBOLOGIA

V1=Velocidad onda P en m/s
R2=Resistividad eléctrica en ohm/m

LEYENDA EXPLICATIVA

-   Material de relleno. Deposito de deslizamiento reciente.
-   Depositos de bloques. Materiales de deslizamiento antiguo.
-   Roca volcánica riolítica sana masiva y densa.

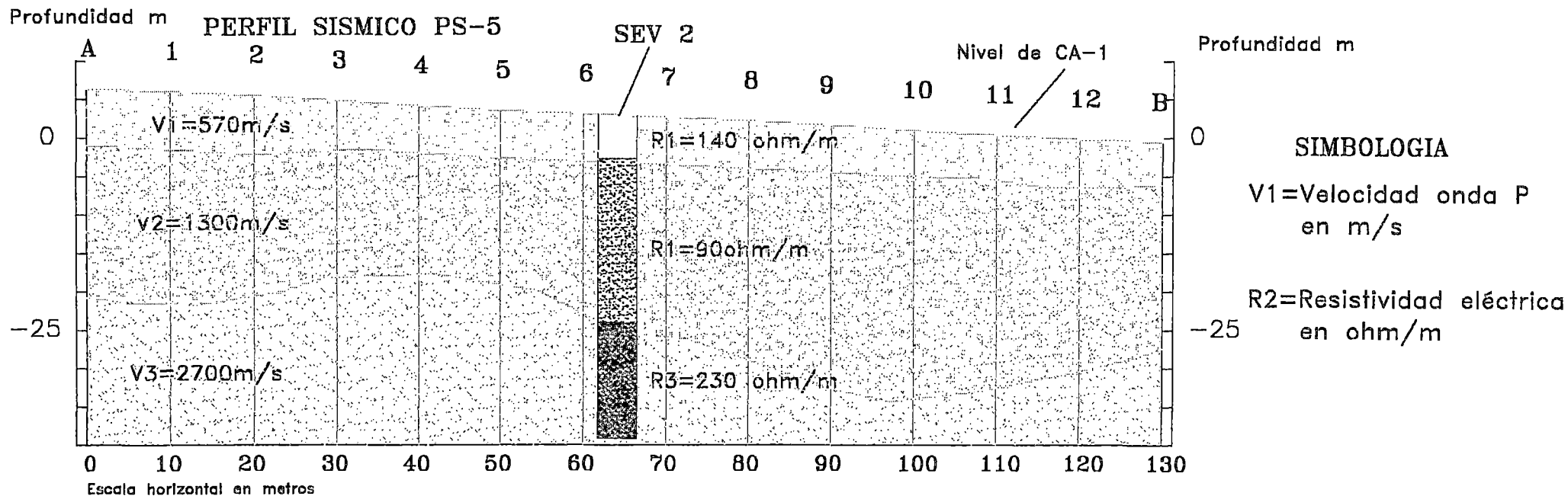
**Proyecto: ESTUDIOS GEOFISICOS
DESLIZAMIENTO LA LEONA
CA-1 EL SALVADOR**

Contenido:

SECCION GEOFISICA 4

AGOSTO 2001

Figura: 5






SIMBOLOGIA

V1=Velocidad onda P
en m/s

R2=Resistividad eléctrica
en ohm/m

LEYENDA EXPLICATIVA

-  Material de relleno de base de carretera y/o depósitos de deslizamiento reciente
-  Depositos de bloques. Materiales de deslizamiento antiguo.
-  Roca volcánica riolítica sana masiva y densa.

Proyecto: ESTUDIOS GEOFISICOS
DESLIZAMIENTO LA LEONA
CA-1 EL SALVADOR

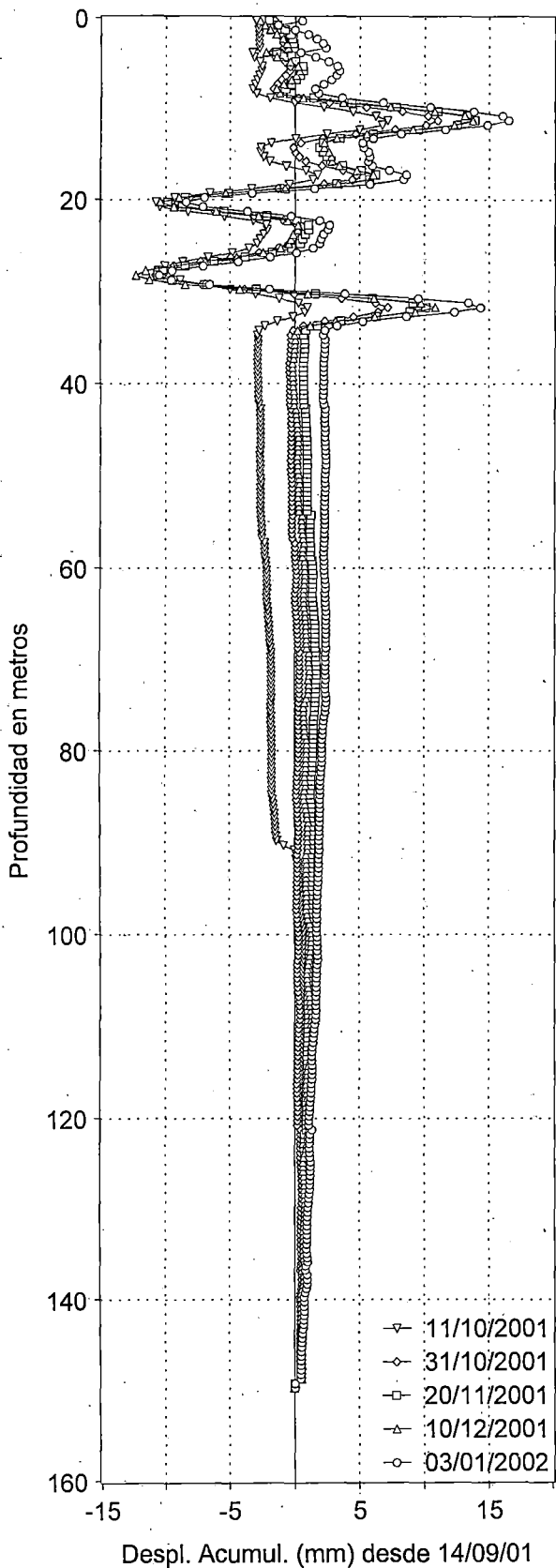
Contenido:
SECCION GEOFISICA 5

AGOSTO 2001

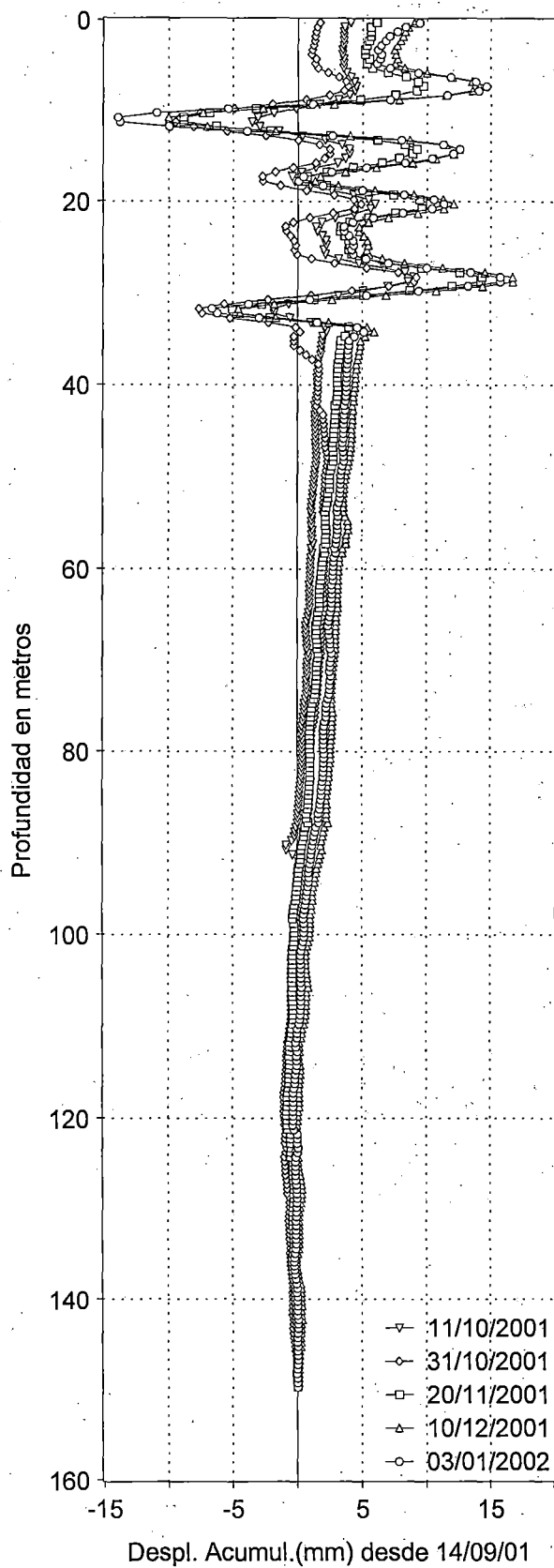
Figura: 6

ANEXO J
REGISTROS INCLINOMETRICOS

SL-3, Eje-A



SL-3, EJE-B



INCLINOMETRIA PROFUNDA

Proyecto: Carretera CA-1

Curva de La Leona

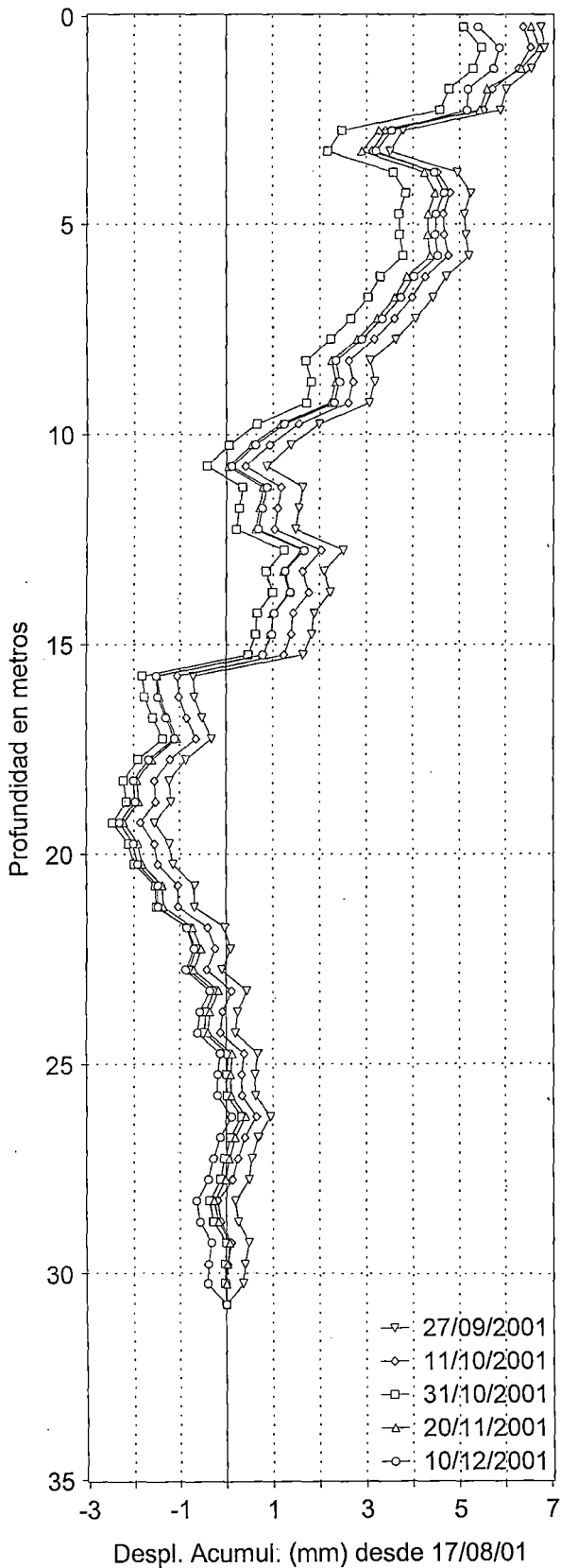
KM 53+060 - KM 53+280

REPUBLICA DE SAN SALVADOR

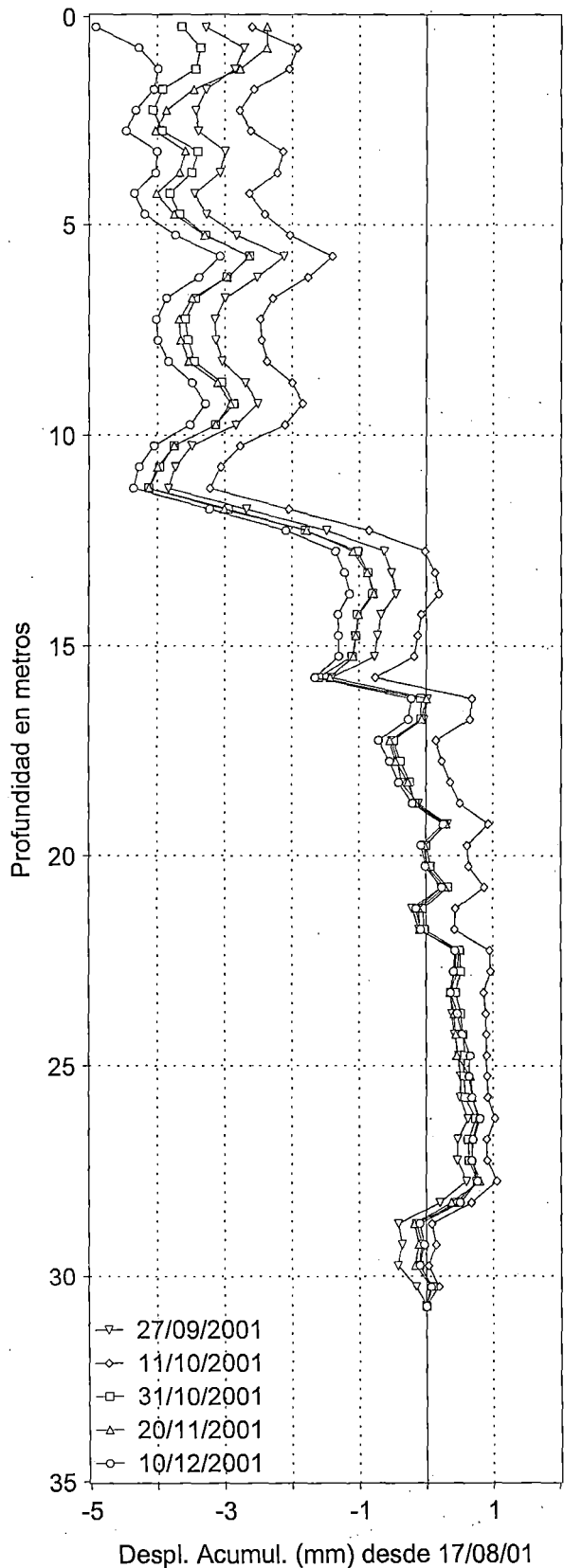
Deslizamiento 3

Hecho por: FEGP

SL-4, Eje-A



SL-4, EJE-B



INCLINOMETRIA PROFUNDA
PROYECTO: Carretera CA-1
 Curva de La Leona
 KM 53+060 - KM 53+280

REPUBLICA DE SAN SALVADOR
 Deslizamiento 3
 Hecho por: FEGP

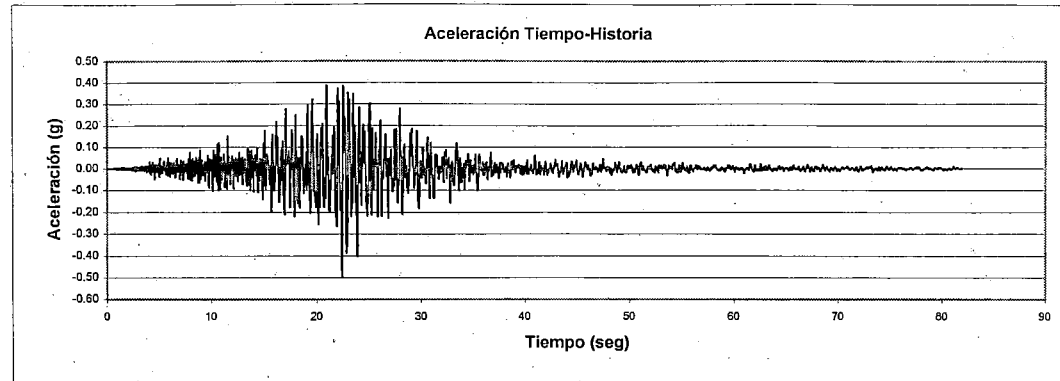
ANEXO K
ANÁLISIS DE DEFORMACIONES
PERMANENTES

**ANÁLISIS DE DEFORMACIONES
PERMANENTES PRE-SISMO
REGISTRO NONUALCO
13 DE ENERO DEL 2001**

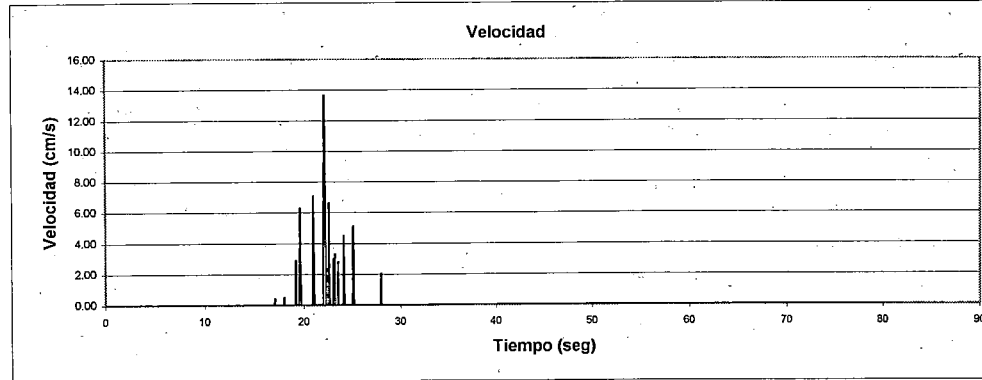
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

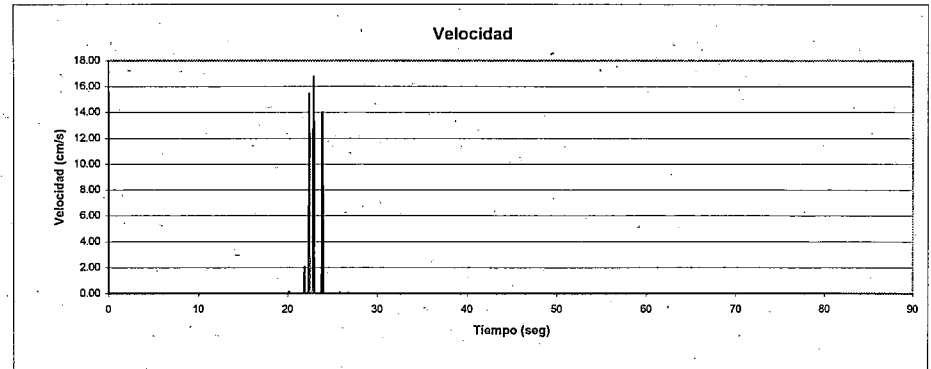
K_Y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.385
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	13.66
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	5.08
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	16.78
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	5.64



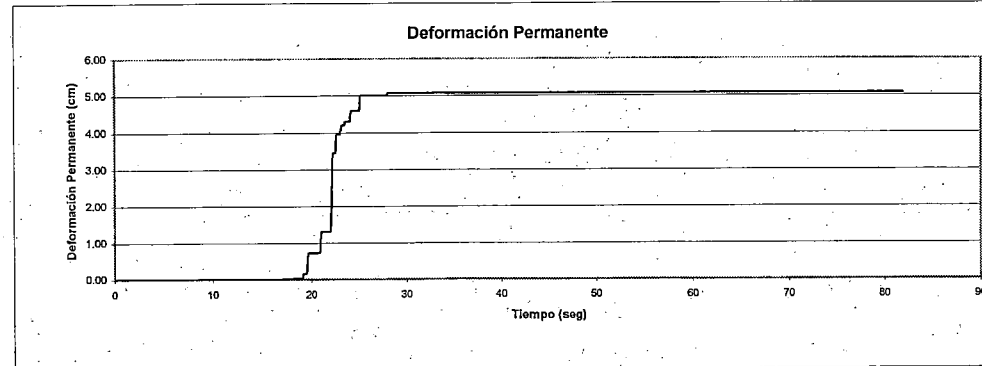
AGUAS ABAJO



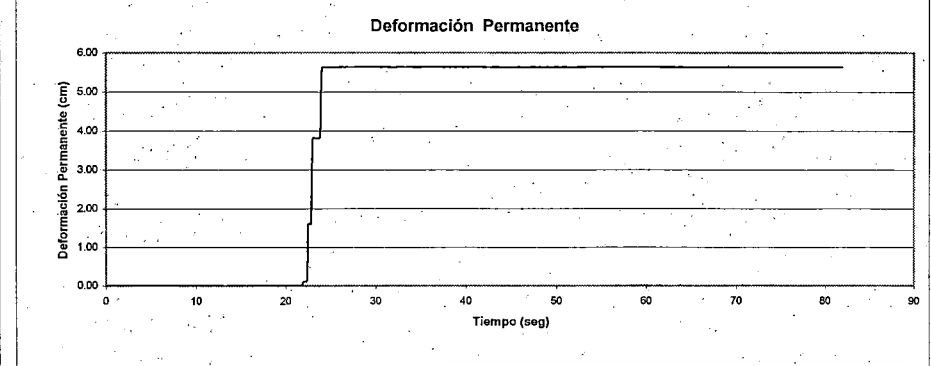
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



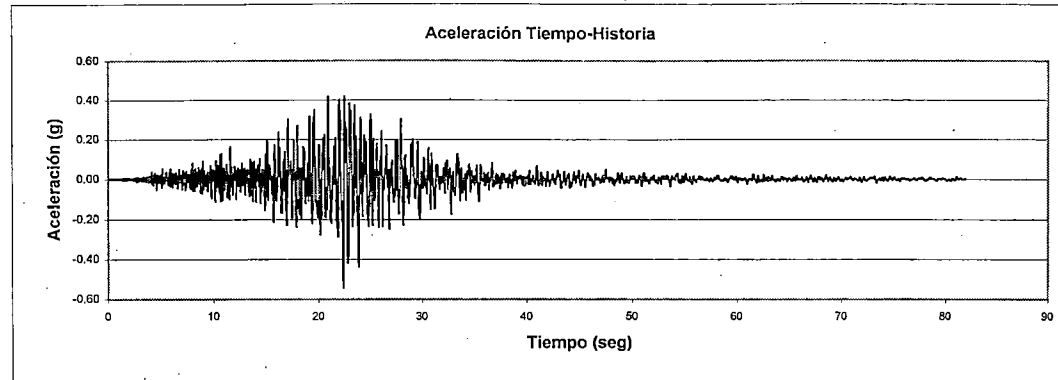
Deformación Permanente



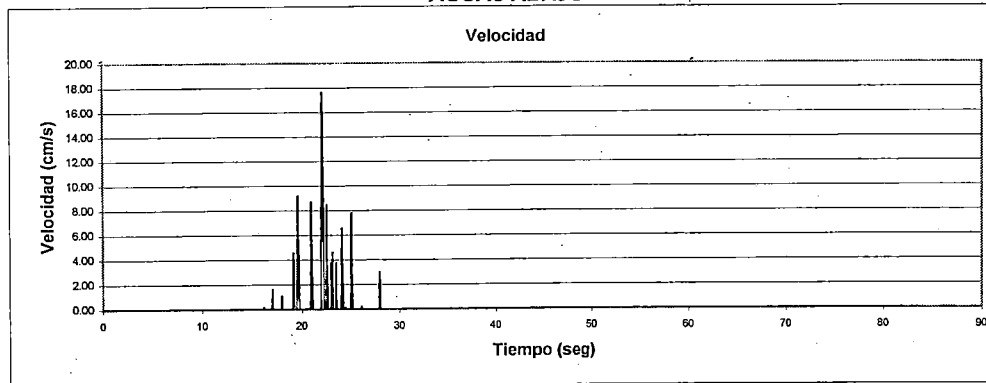
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

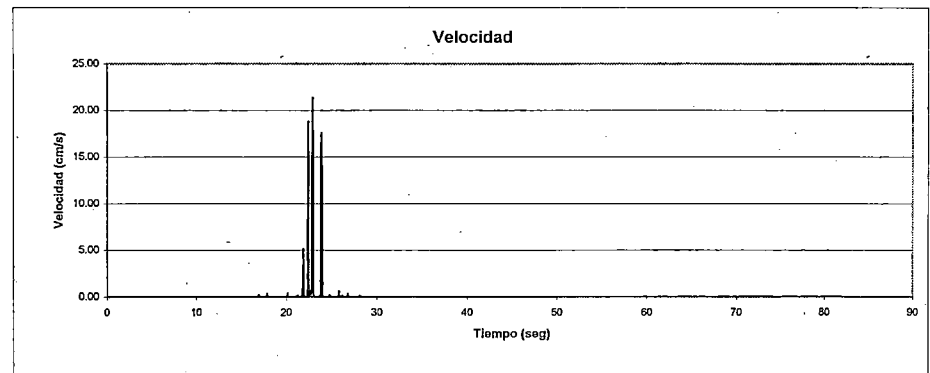
K_Y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.418
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	17.60
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	8.28
Aceleración max (-) (g)	0.544
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	21.39
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	7.63



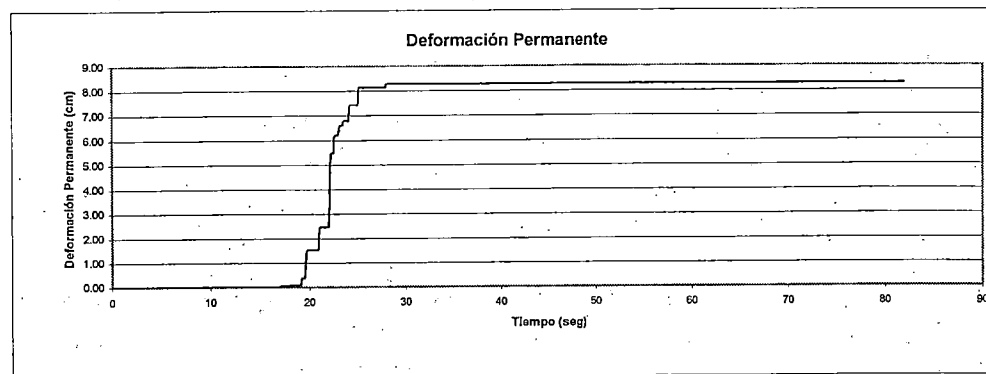
AGUAS ABAJO



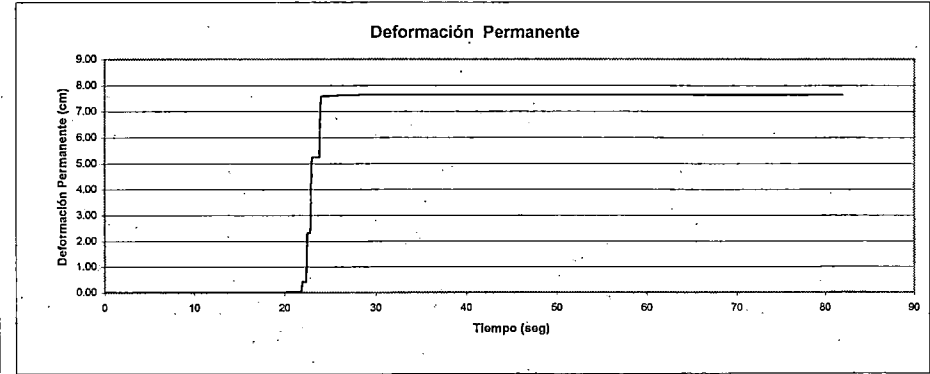
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



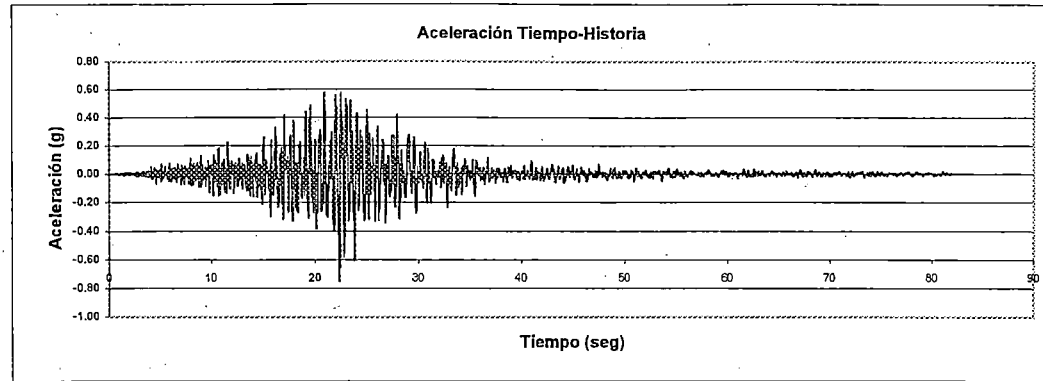
Deformación Permanente



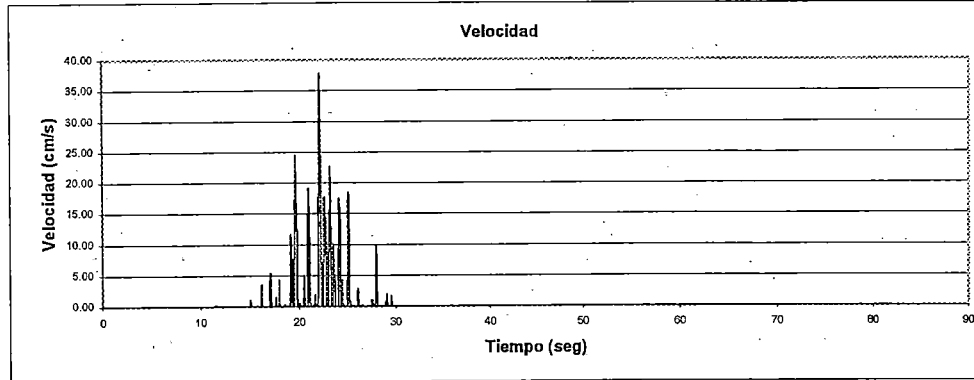
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESlizamiento N° 1 RESULTADOS

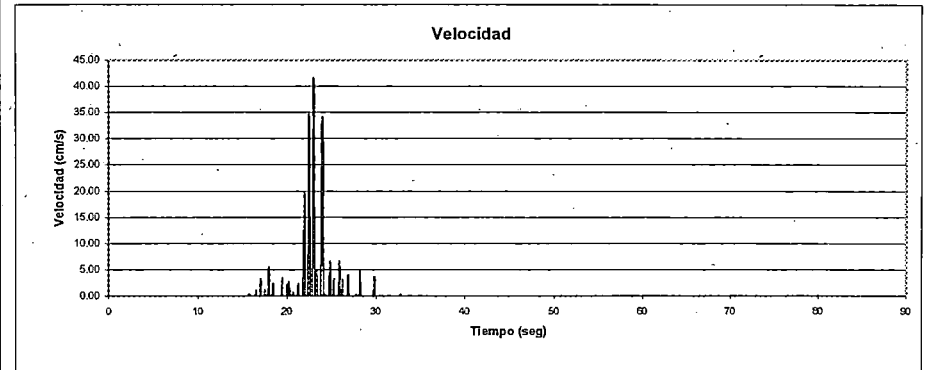
K_Y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	37.84
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	34.65
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	41.59
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	22.41



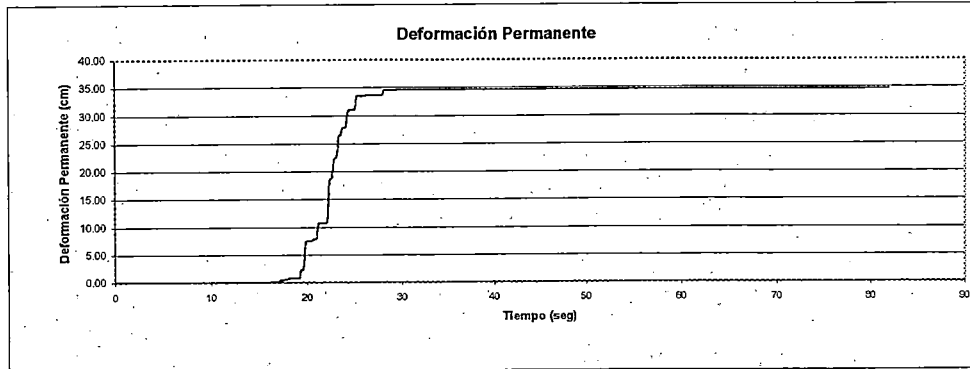
AGUAS ABAJO



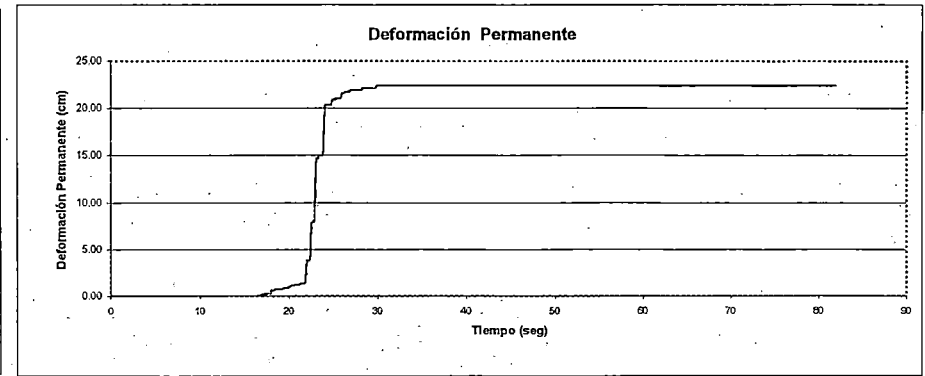
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



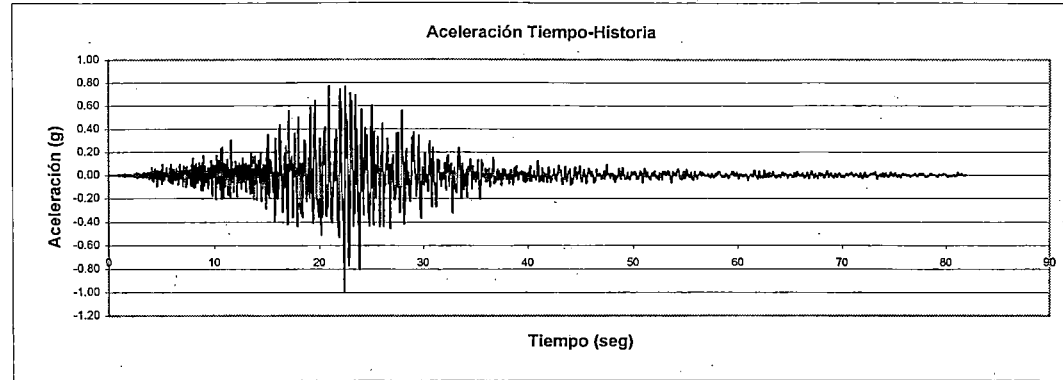
Deformación Permanente



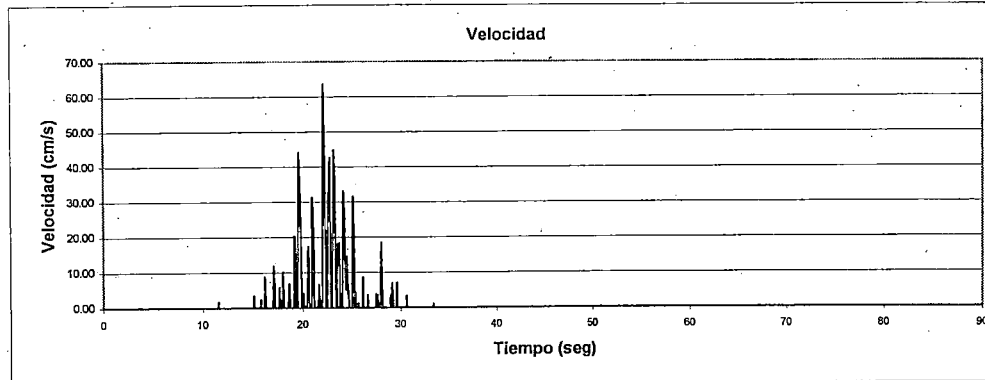
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

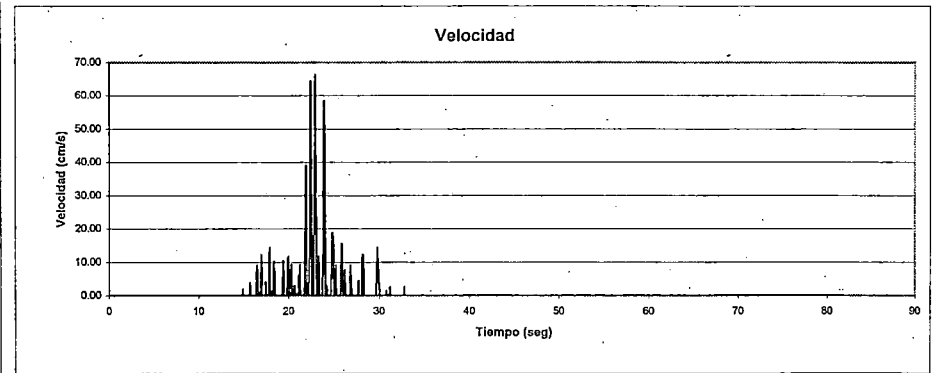
K_Y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	63.58
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	85.78
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	66.40
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	63.89



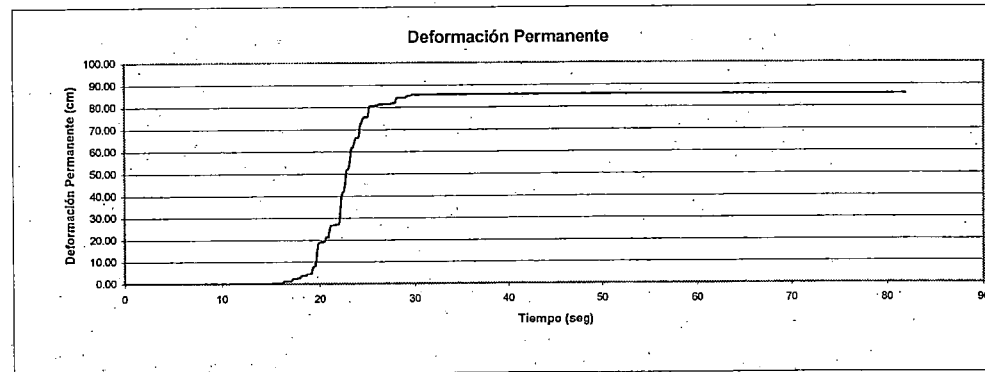
AGUAS ABAJO



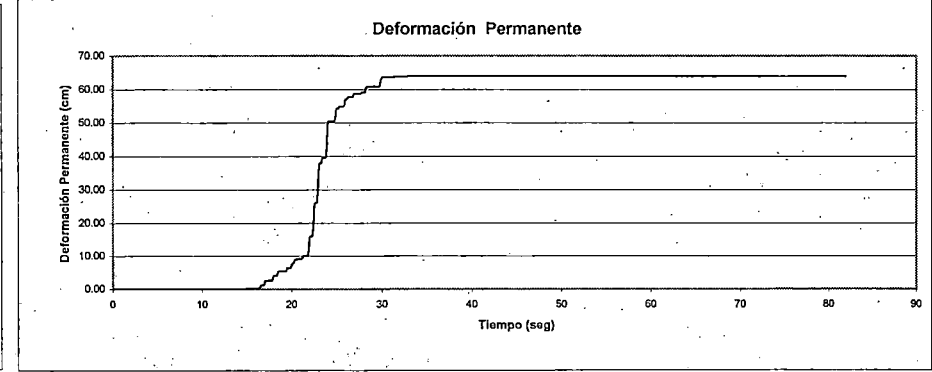
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



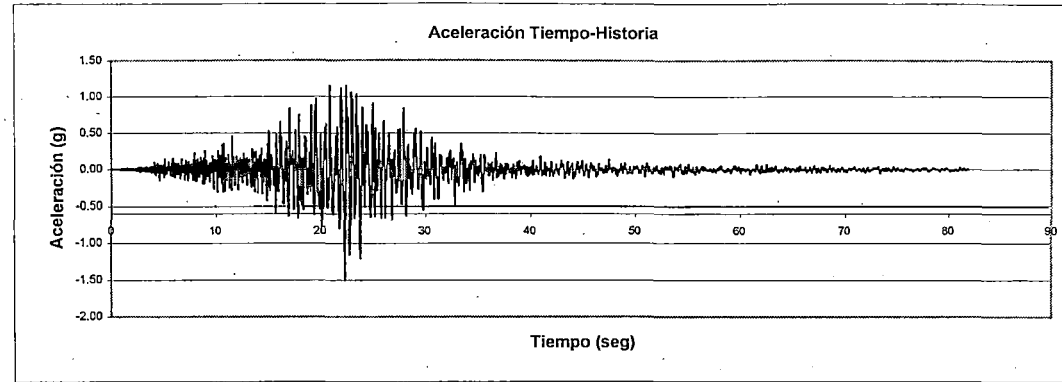
Deformación Permanente



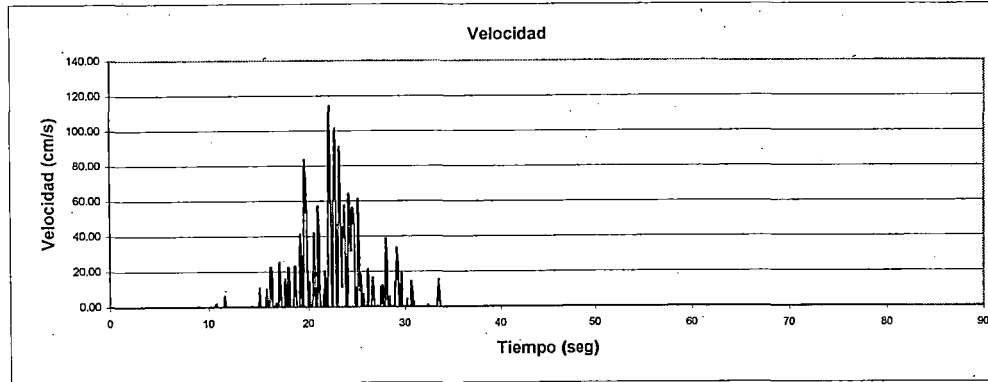
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

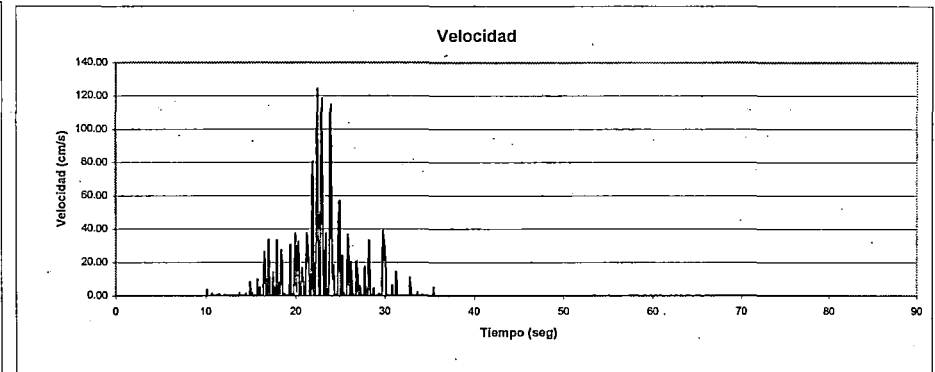
K_Y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	114.54
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	246.09
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	124.39
Tiempo para Vmax. (seg)	22.42
Desplazamiento max. (cm)	197.28



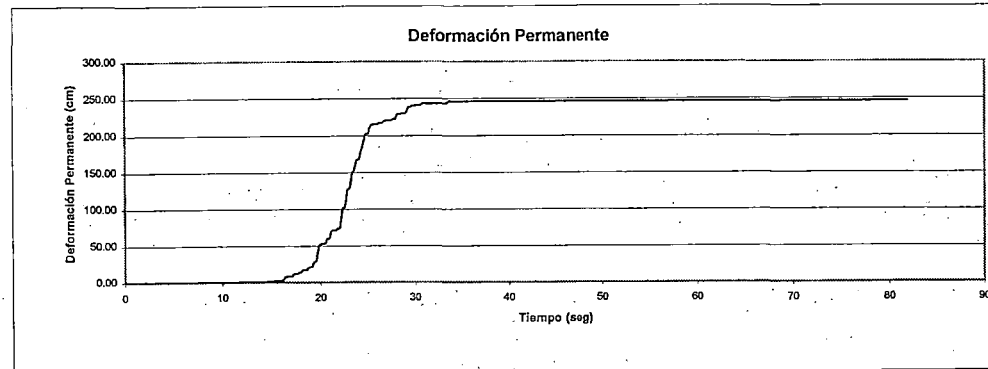
AGUAS ABAJO



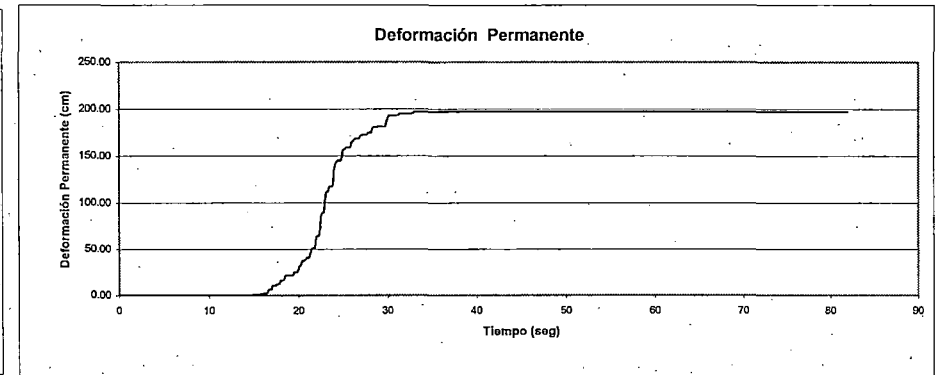
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



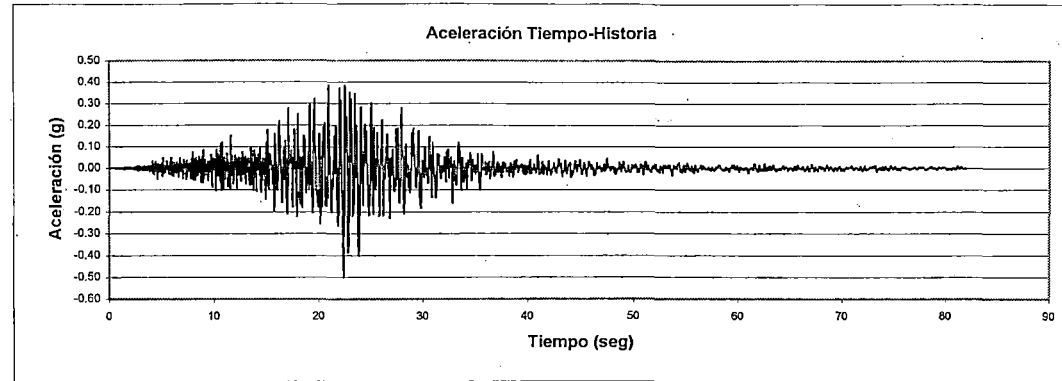
Deformación Permanente



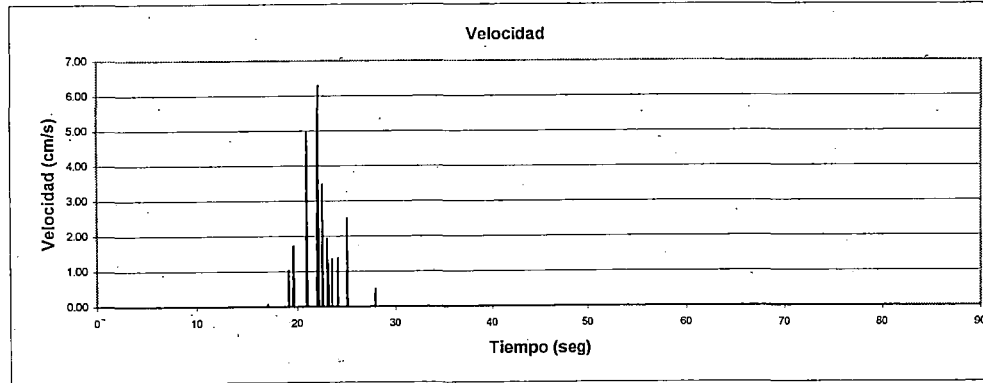
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

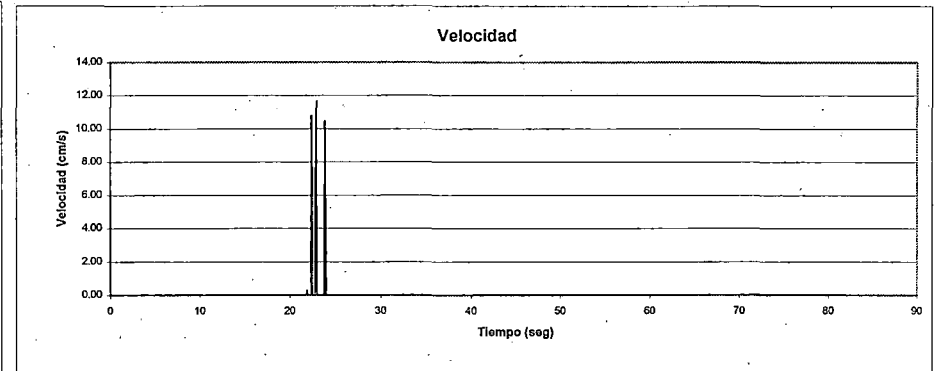
K_V	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.385
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	6.19
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	1.47
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	11.62
Tiempo para Vmax. (seg)	22.9
Desplazamiento max. (cm)	3.29



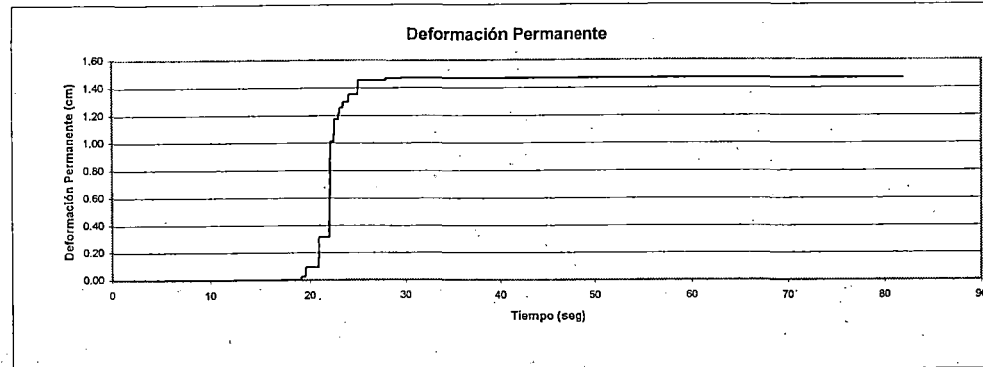
AGUAS ABAJO



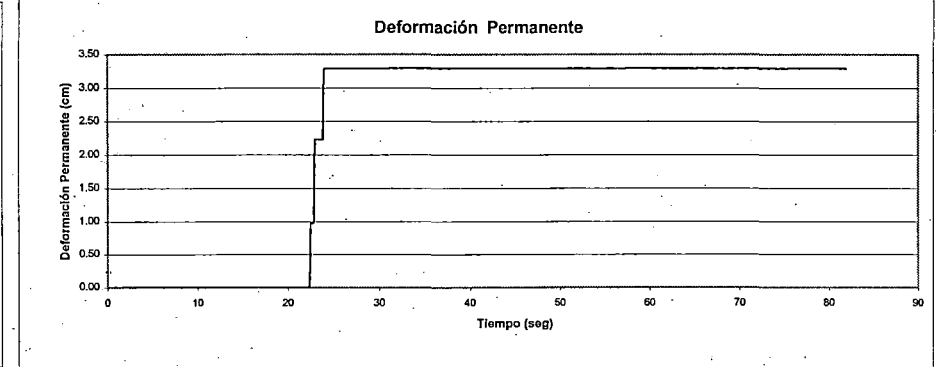
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



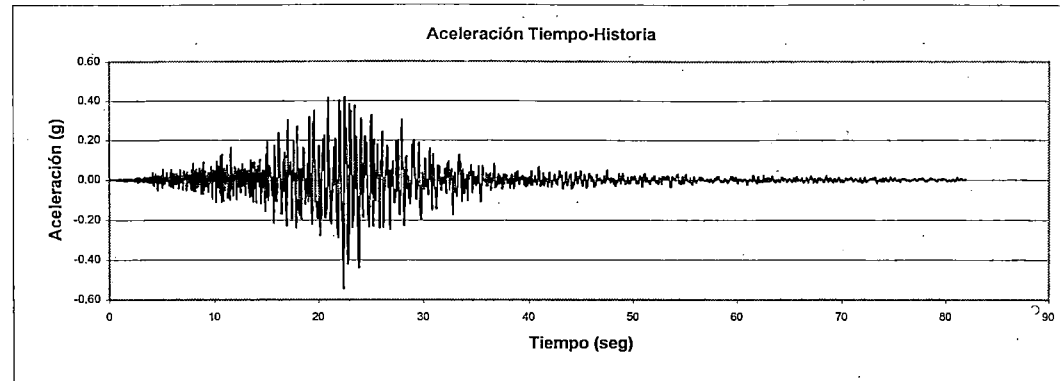
Deformación Permanente



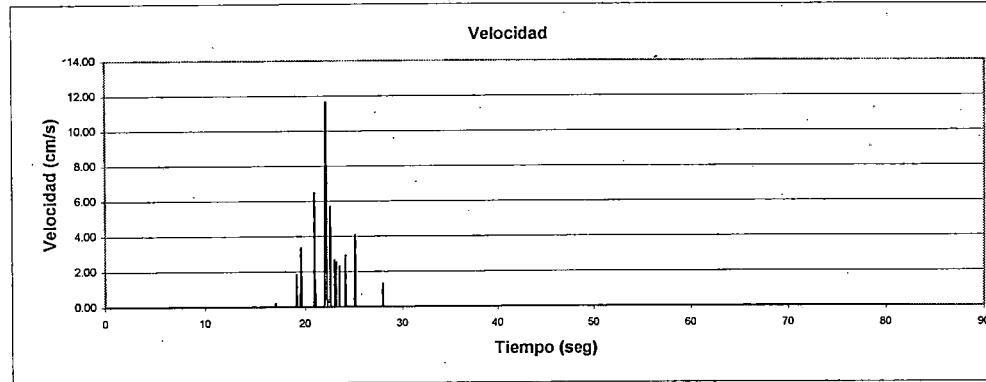
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

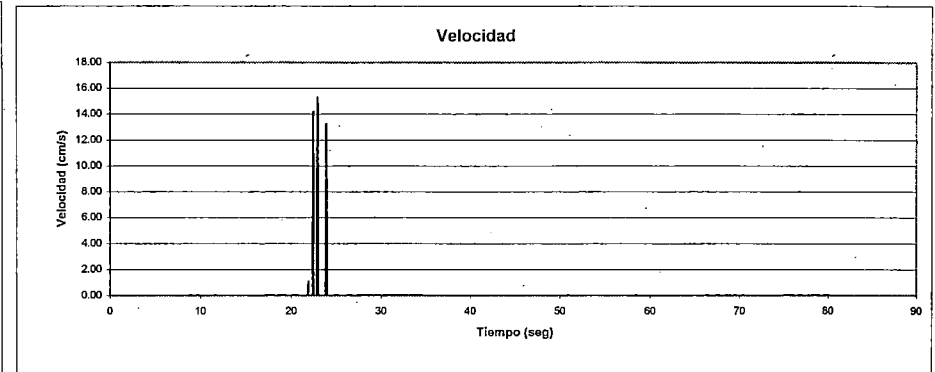
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.418
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	11.64
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	3.22
Aceleración max (-) (g)	0.544
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	15.32
Tiempo para Vmax. (seg)	22.9
Desplazamiento max. (cm)	4.73



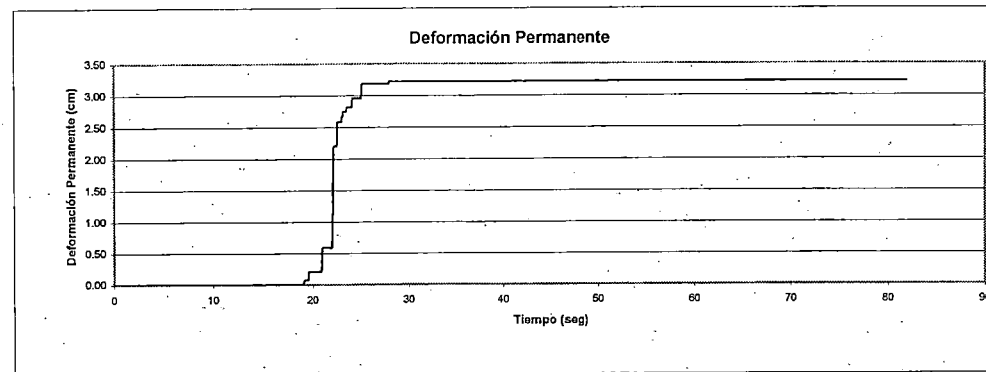
AGUAS ABAJO



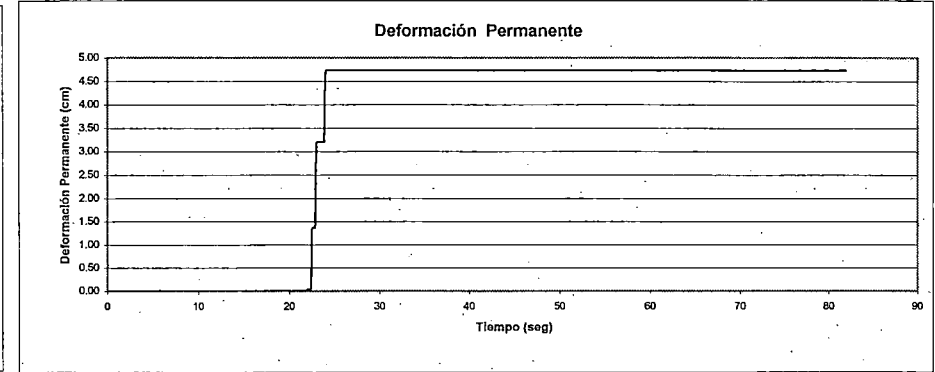
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



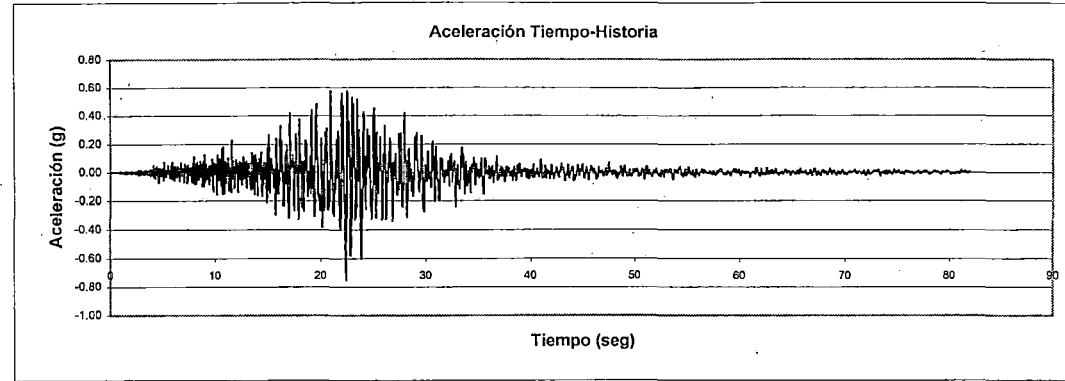
Deformación Permanente



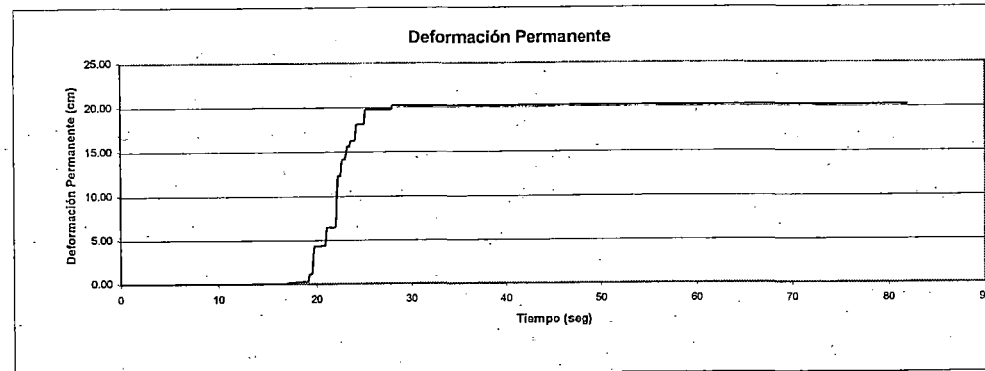
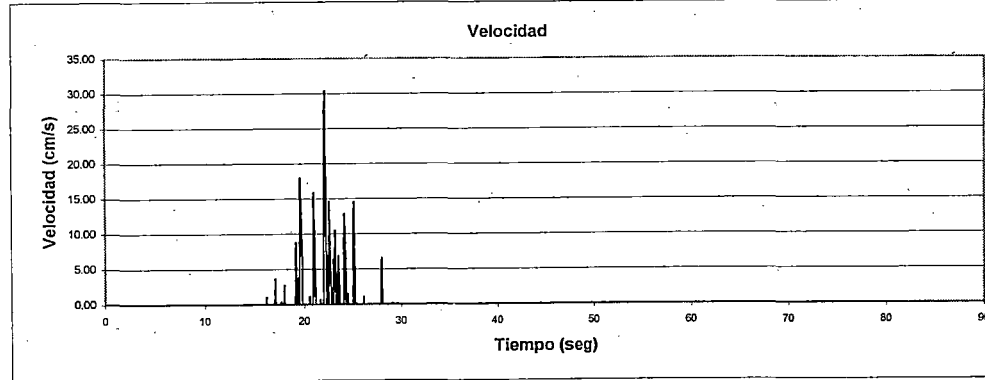
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

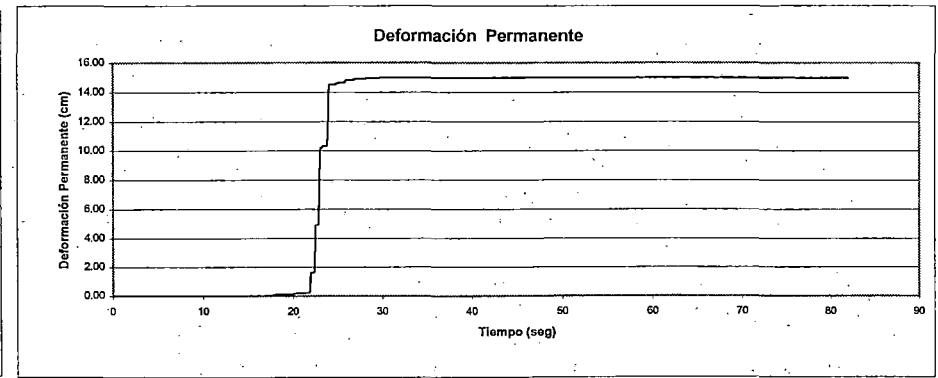
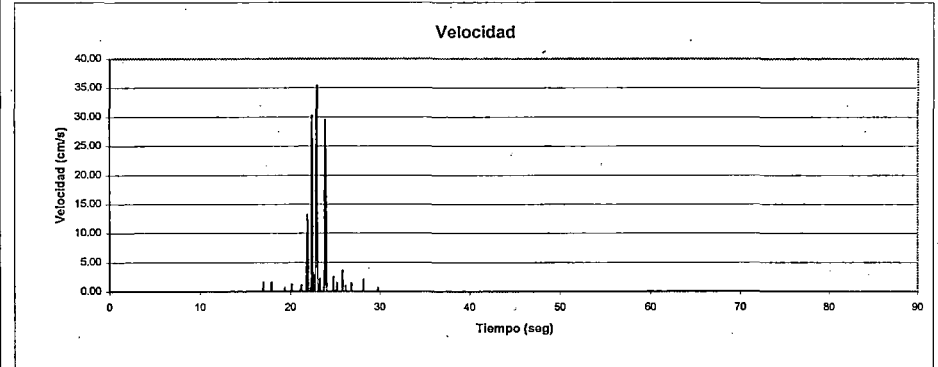
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	30.39
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	20.22
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	35.47
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	14.98



AGUAS ABAJO



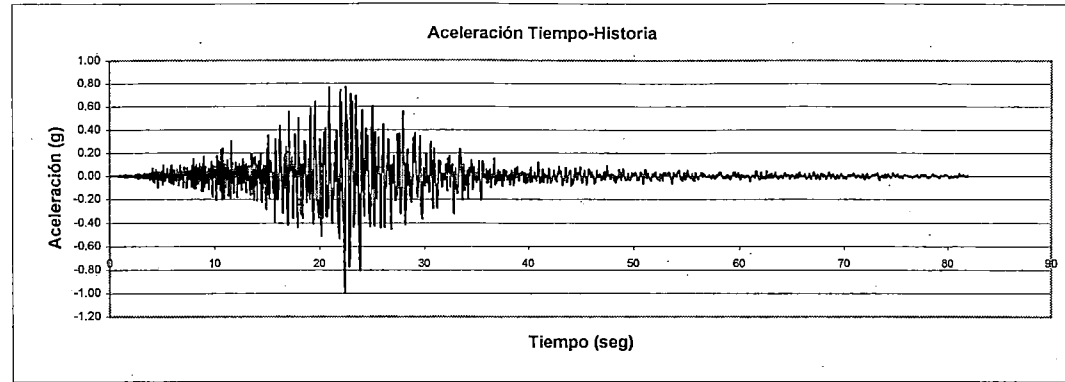
AGUAS ARRIBA



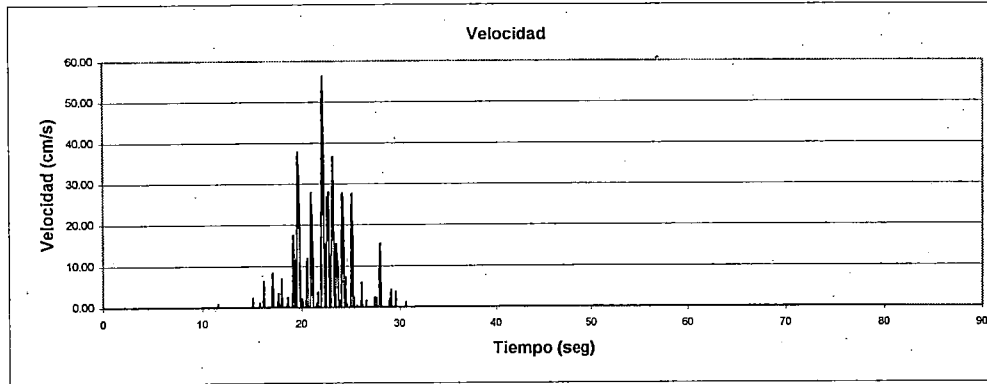
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

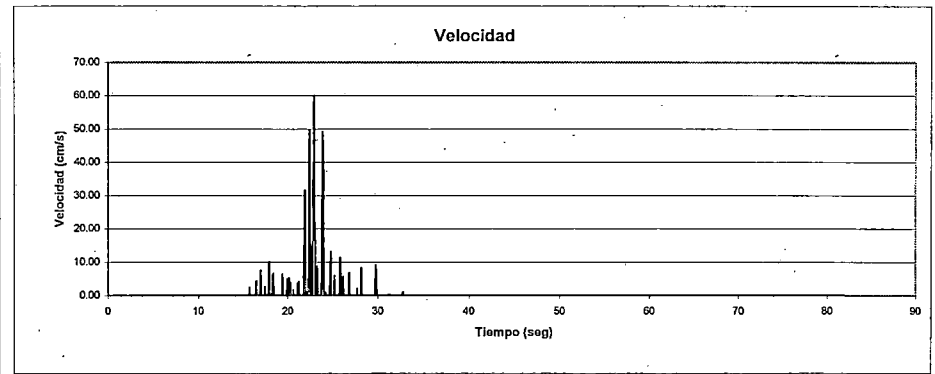
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	56.31
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	60.19
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	60.11
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	38.93



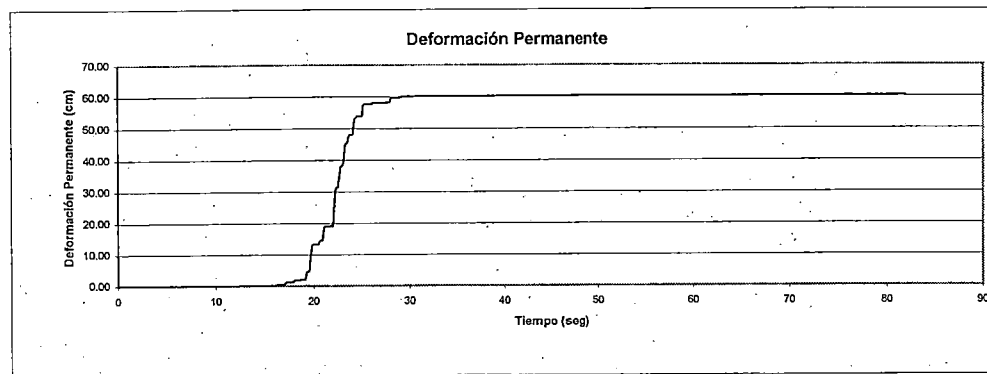
AGUAS ABAJO



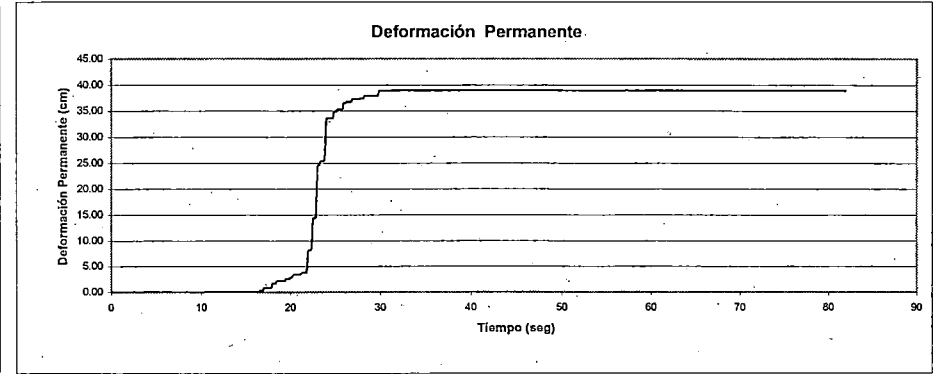
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



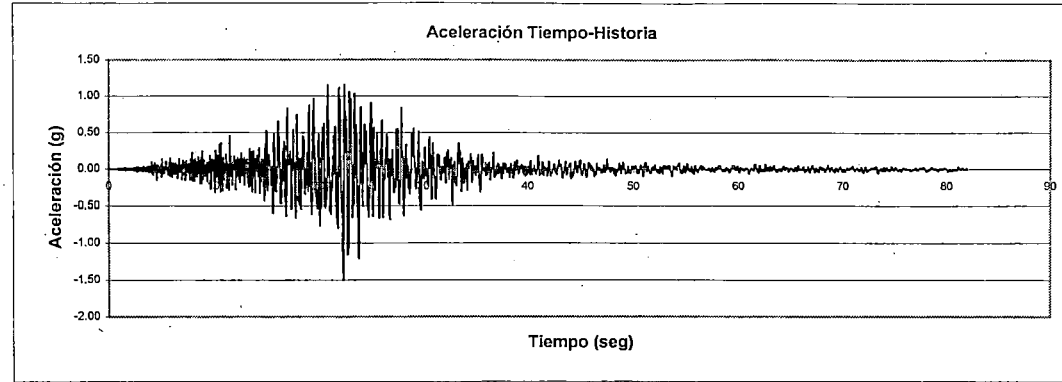
Deformación Permanente.



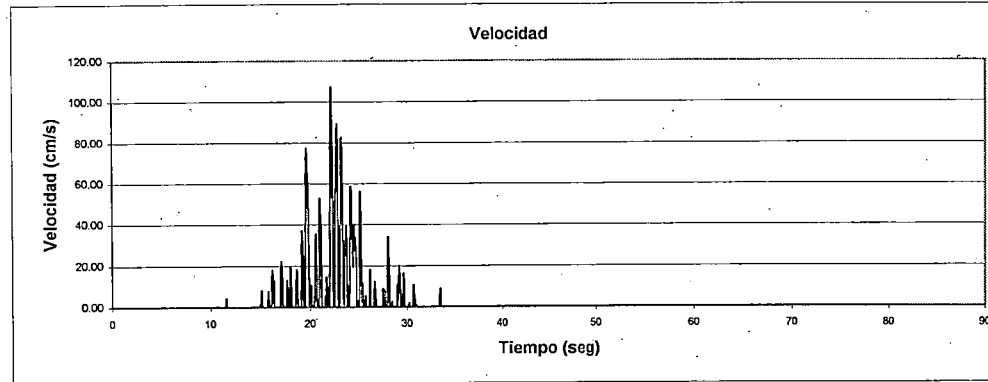
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

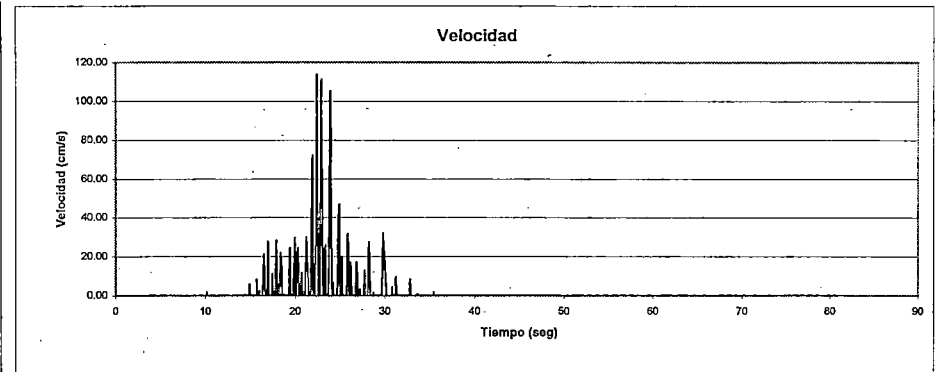
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	107.20
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	189.58
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	113.82
Tiempo para Vmax. (seg)	22.42
Desplazamiento max. (cm)	151.33



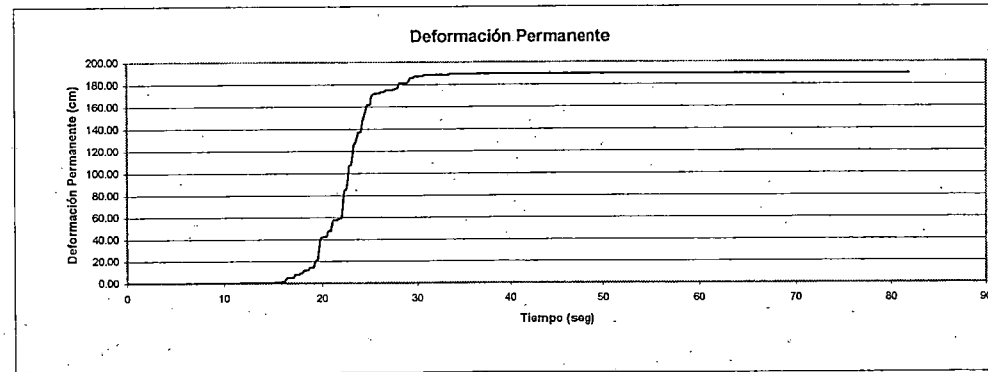
AGUAS ABAJO



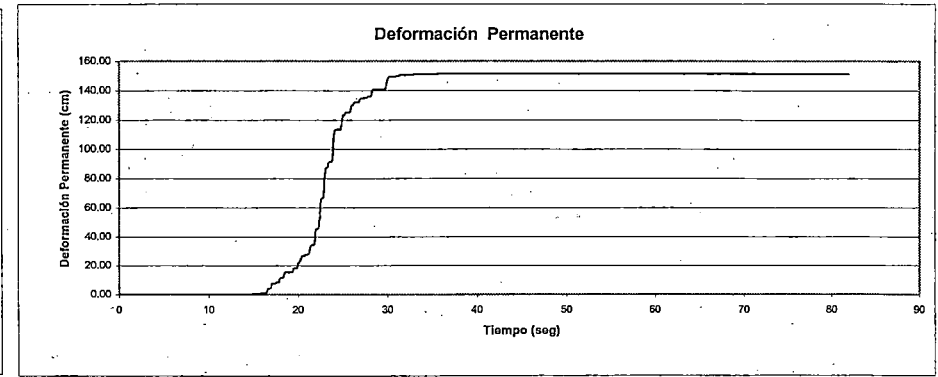
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



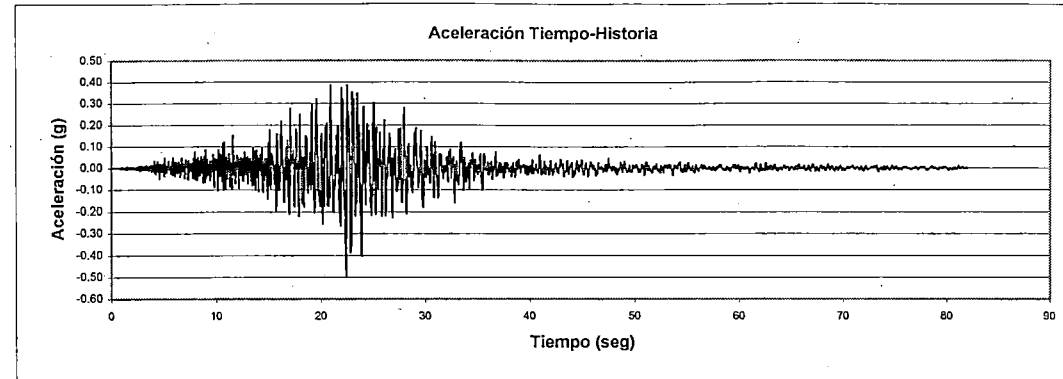
Deformación Permanente



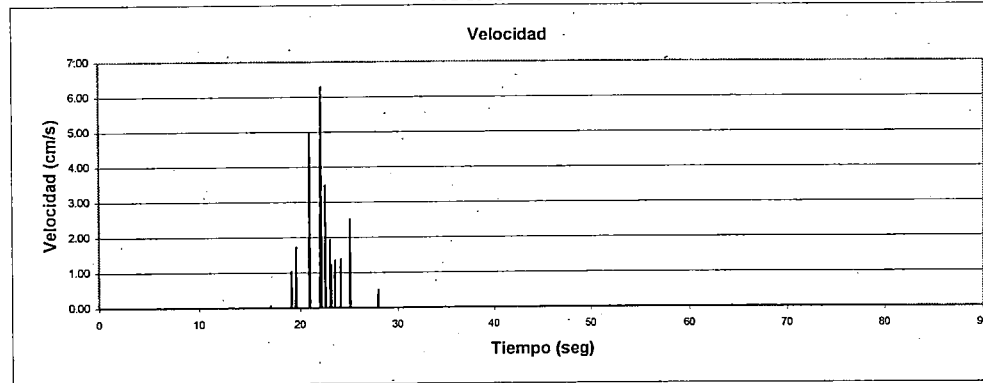
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

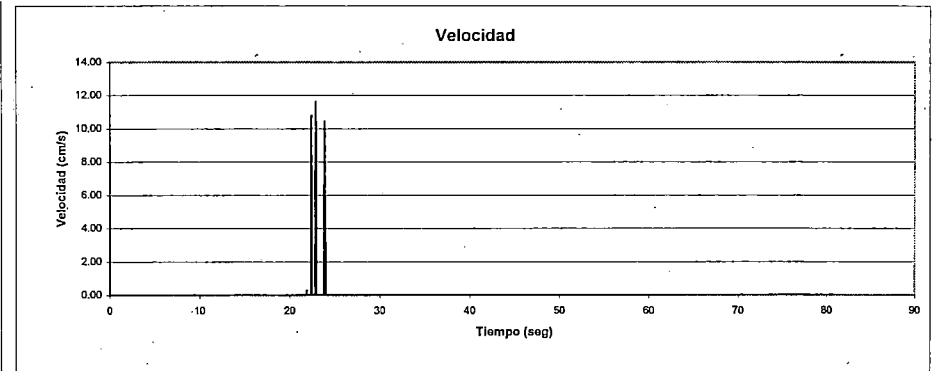
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.385
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	6.19
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	1.47
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	11.62
Tiempo para Vmax. (seg)	22.9
Desplazamiento max. (cm)	3.29



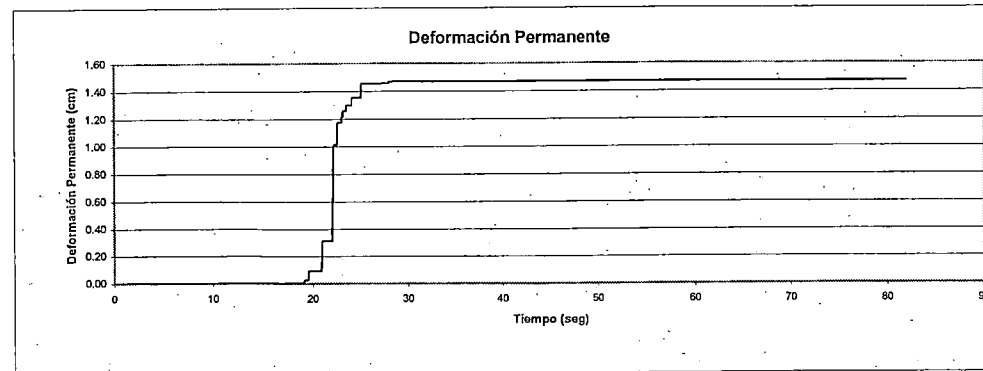
AGUAS ABAJO



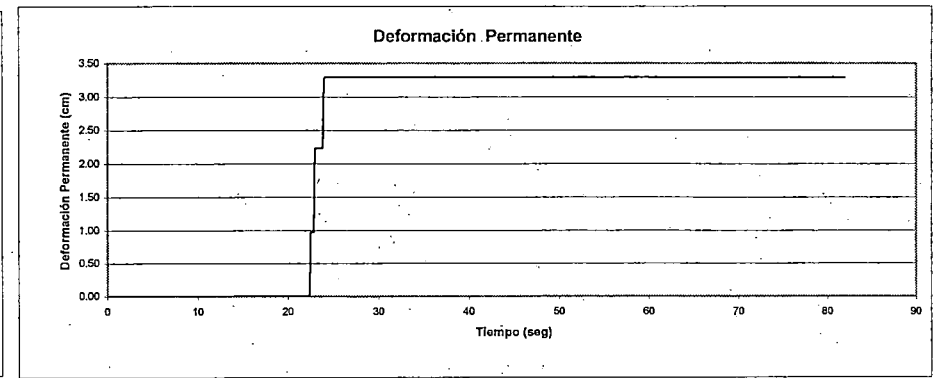
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



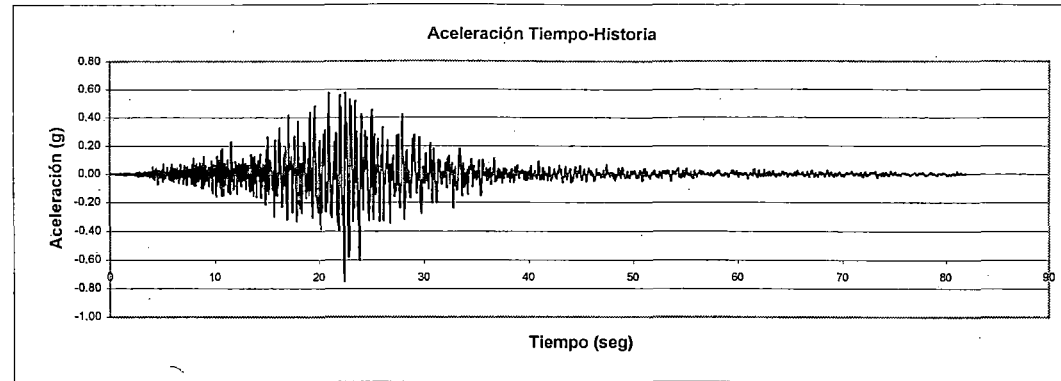
Deformación Permanente



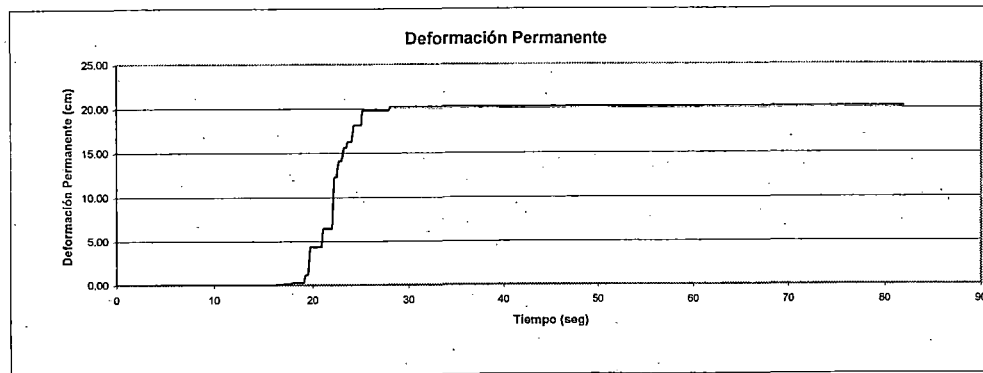
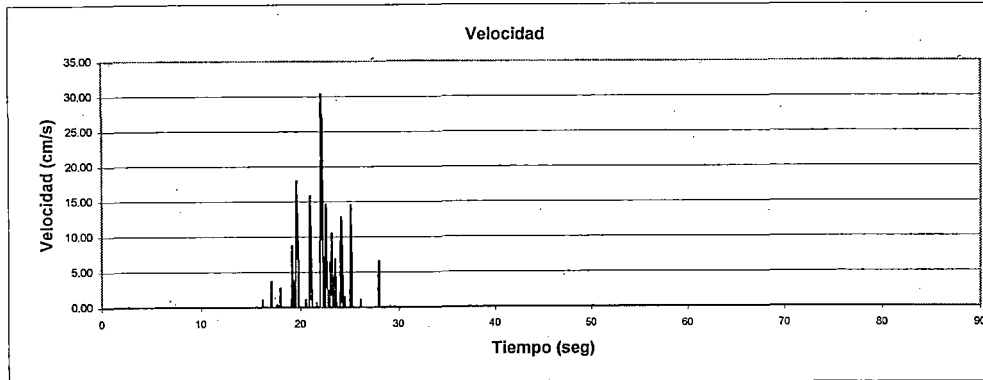
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

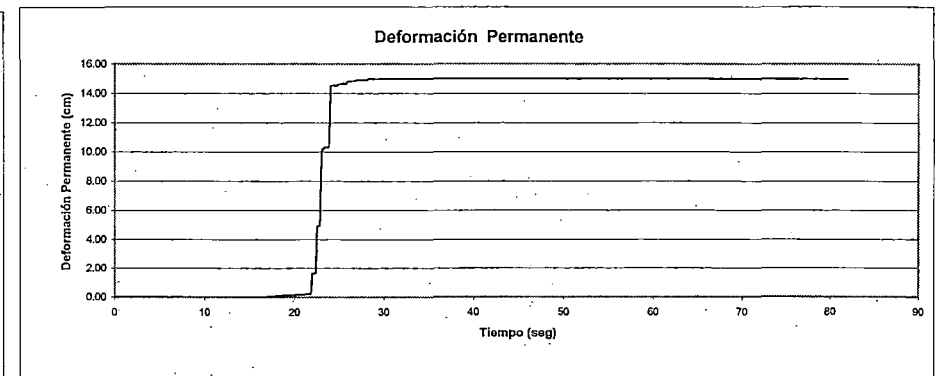
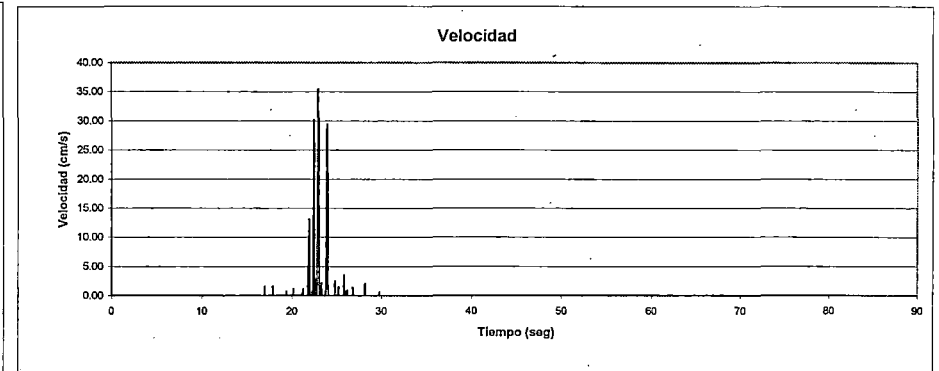
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	30.39
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	20.22
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	35.47
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	14.98



AGUAS ABAJO



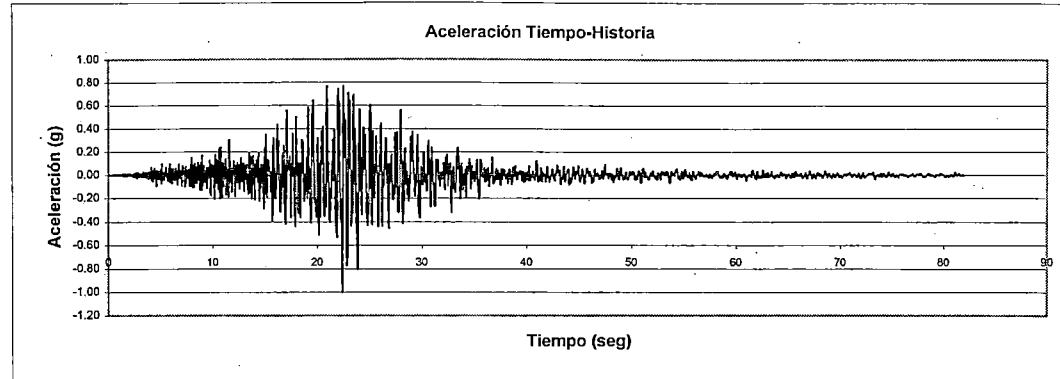
AGUAS ARRIBA



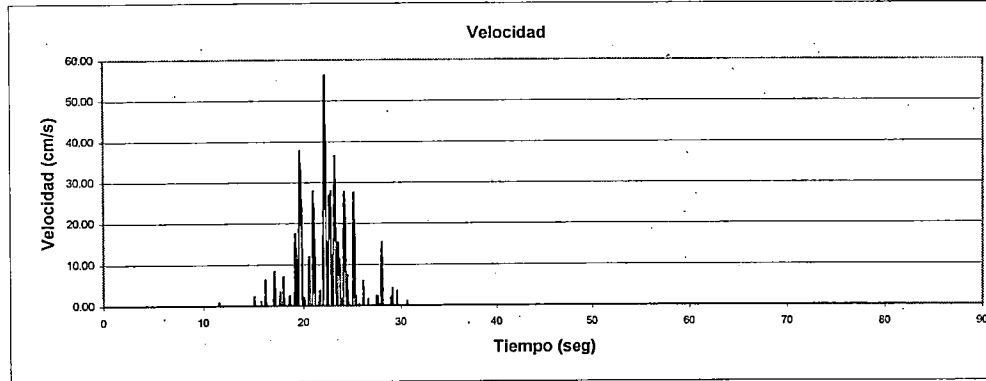
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

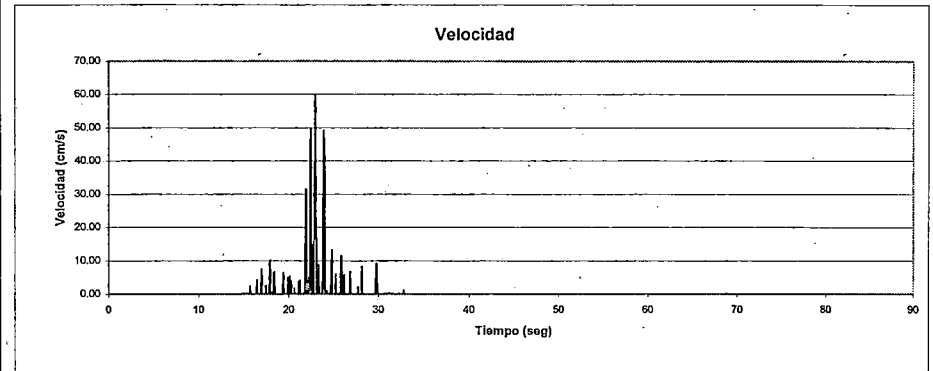
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	56.31
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	60.19
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	60.11
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	38.93



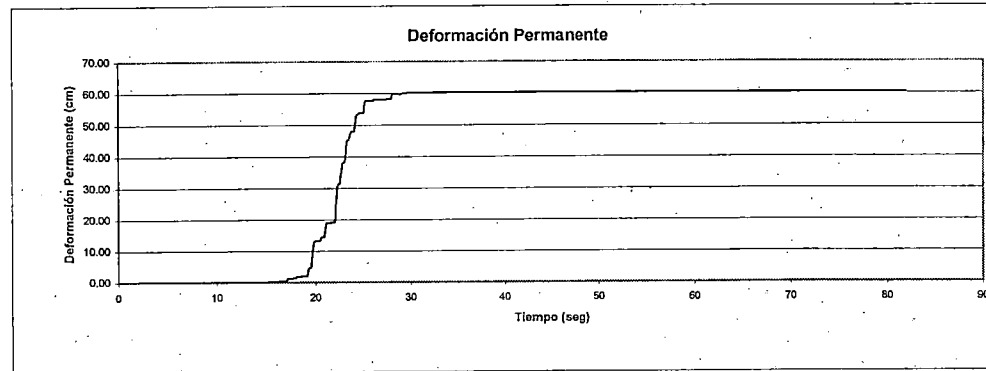
AGUAS ABAJO



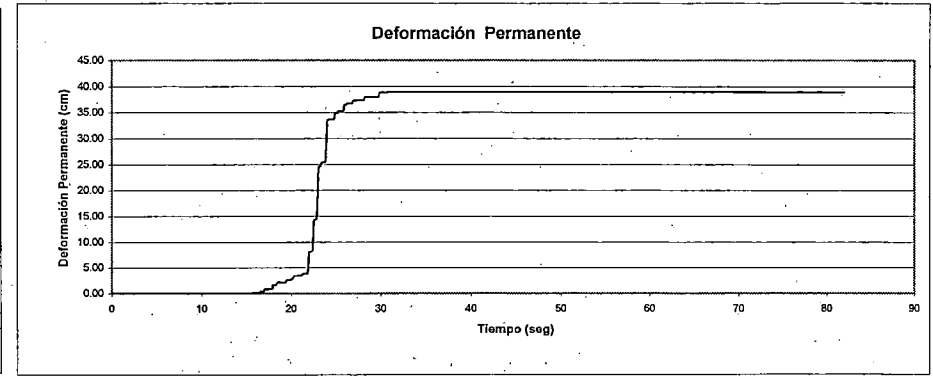
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



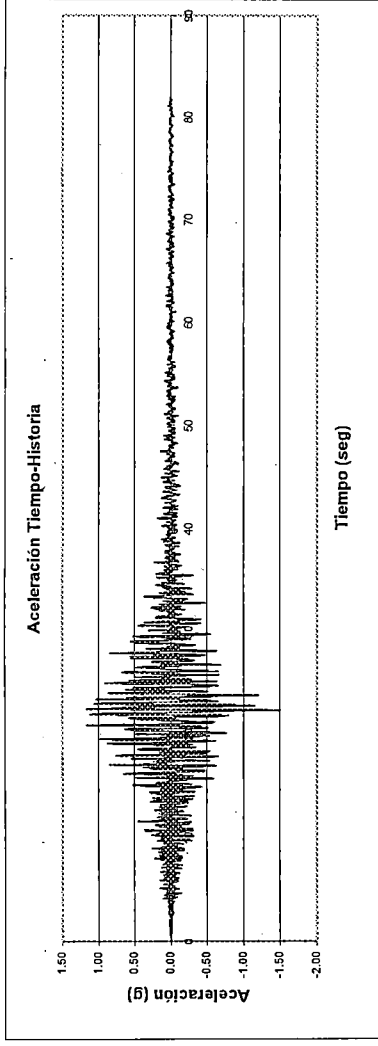
Deformación Permanente



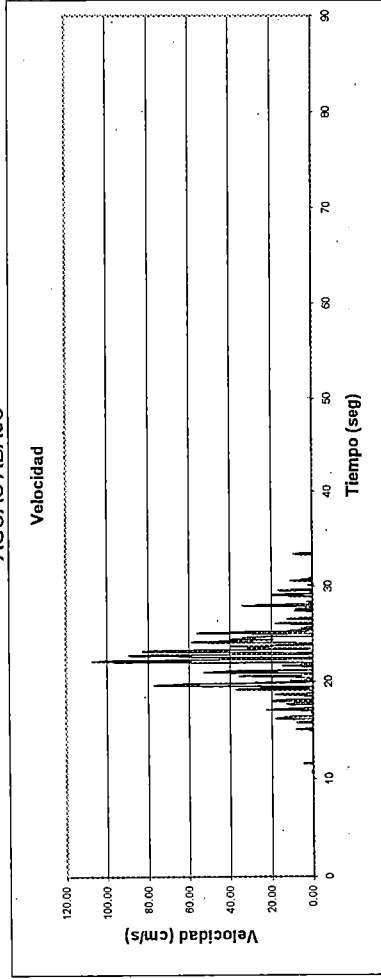
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

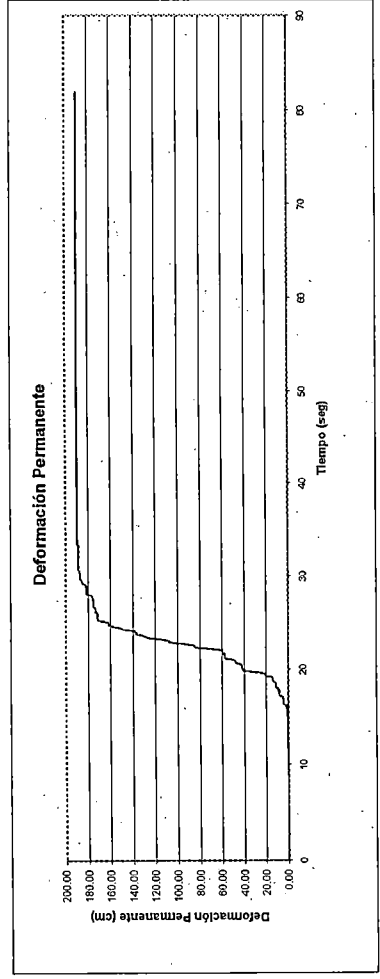
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	107.20
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	189.58
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	113.82
Tiempo para Vmax. (seg)	22.42
Desplazamiento max. (cm)	151.33



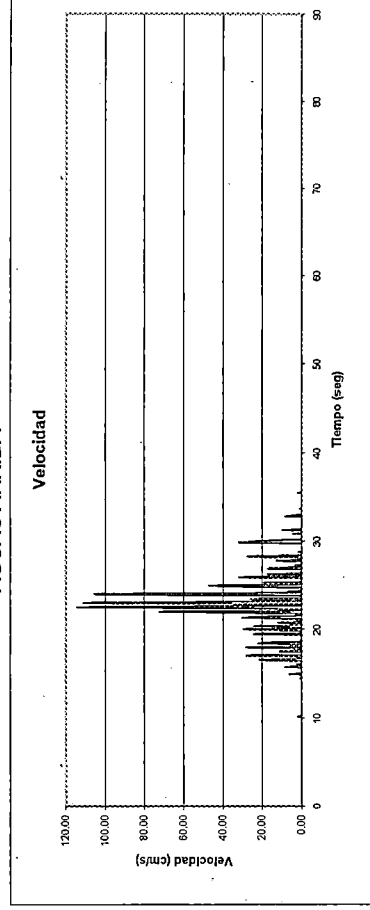
AGUAS ABAJO



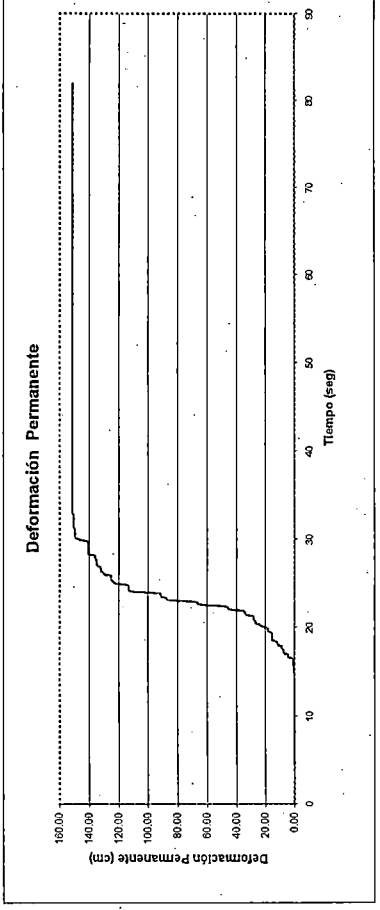
Deformación Permanente



AGUAS ARRIBA



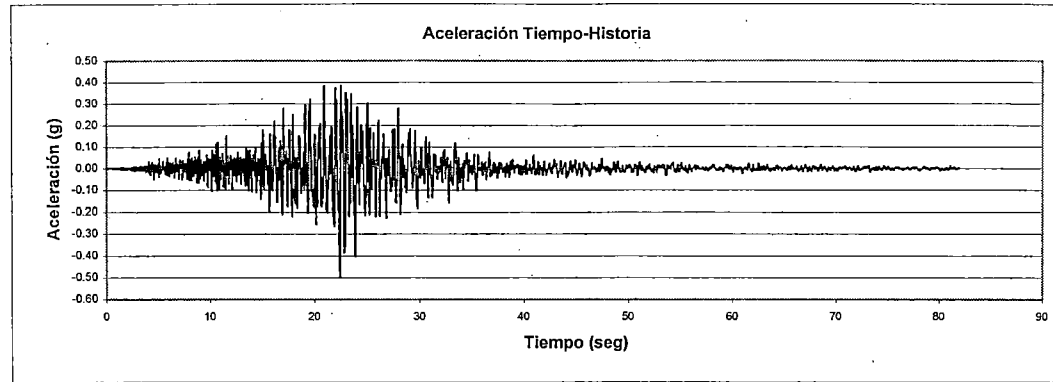
Deformación Permanente



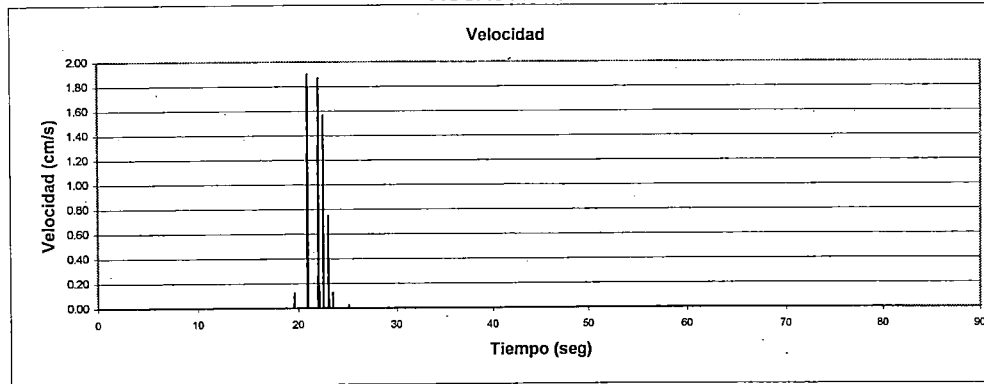
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

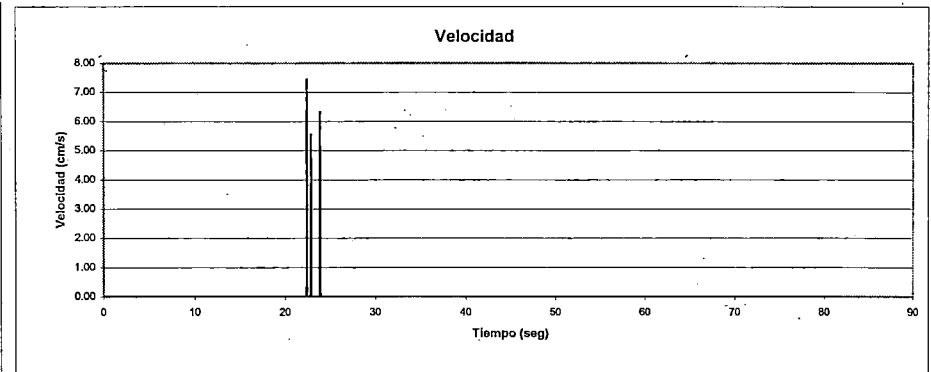
K_Y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.385
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	1.87
Tiempo para Vmax. (seg)	20.92
Desplazamiento max. (cm)	0.18
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	7.45
Tiempo para Vmax. (seg)	22.4
Desplazamiento max. (cm)	1.23



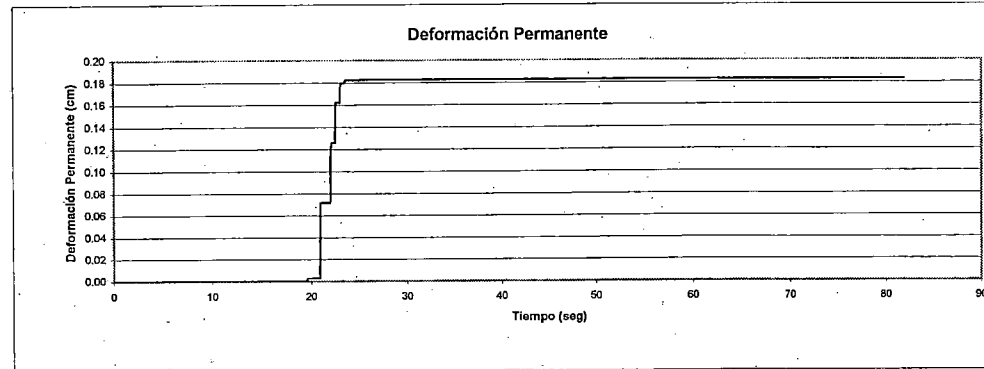
AGUAS ABAJO



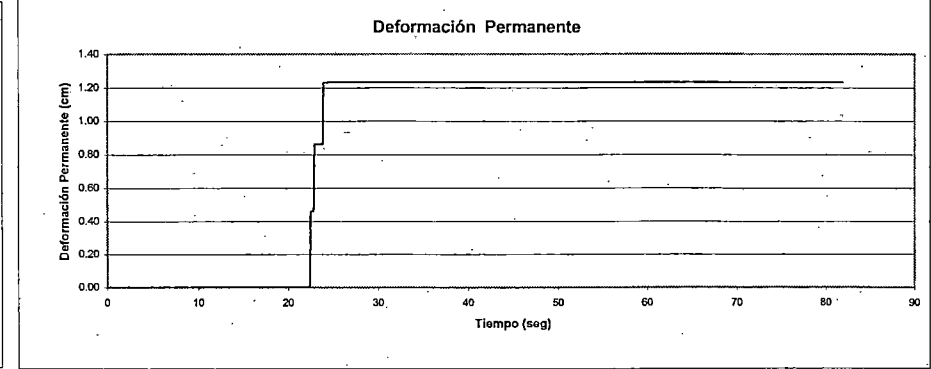
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



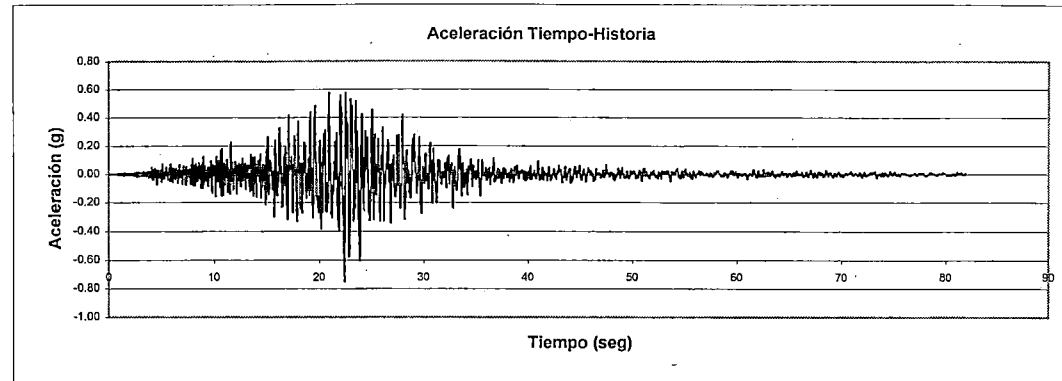
Deformación Permanente



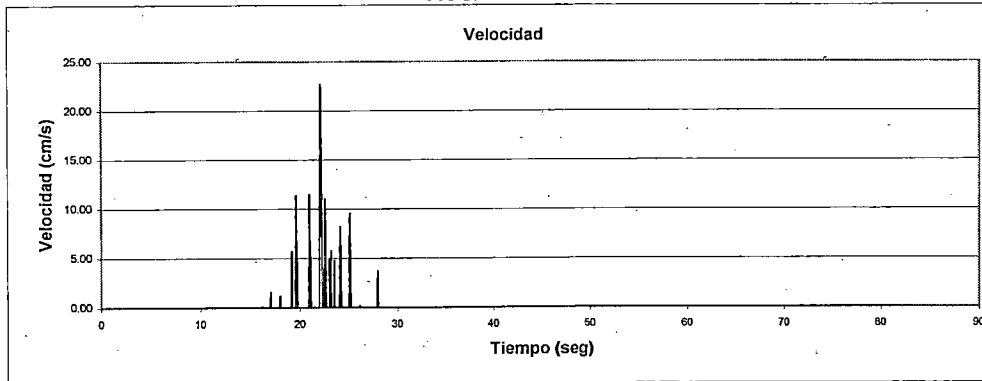
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

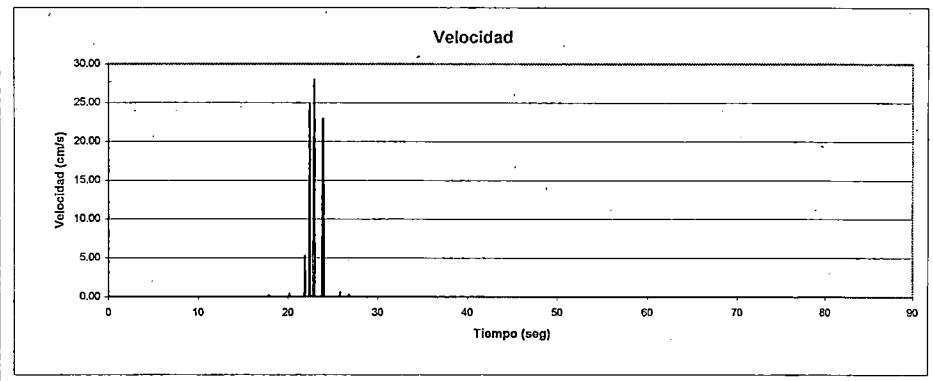
K_Y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	22.74
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	9.72
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	28.00
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	9.57



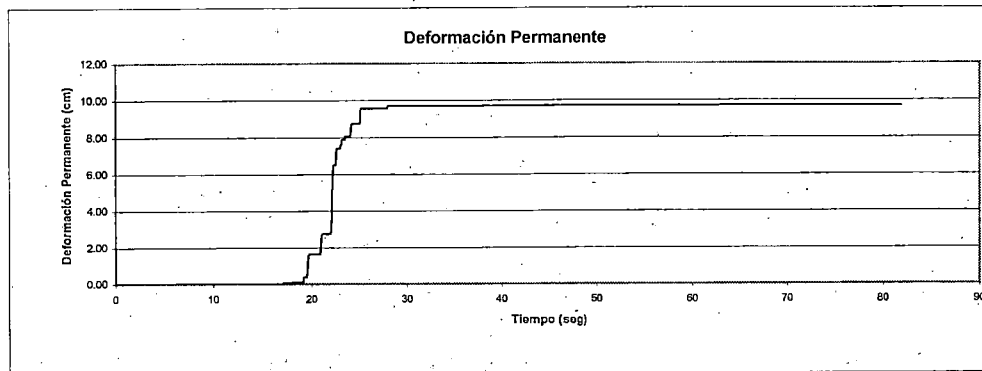
AGUAS ABAJO



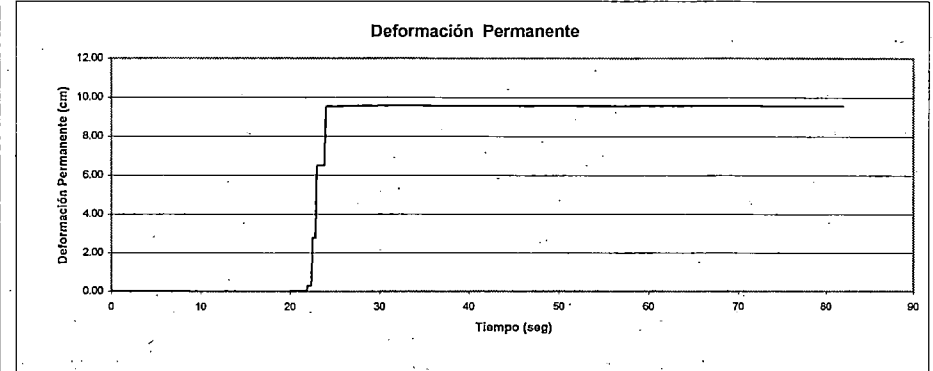
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



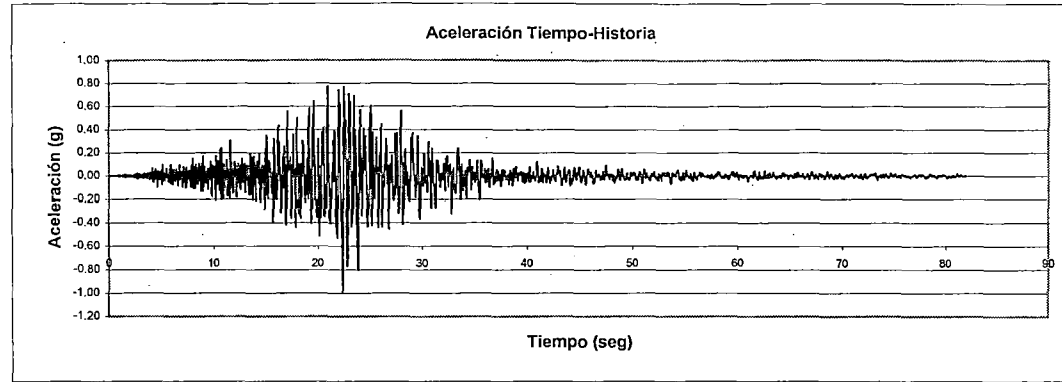
Deformación Permanente



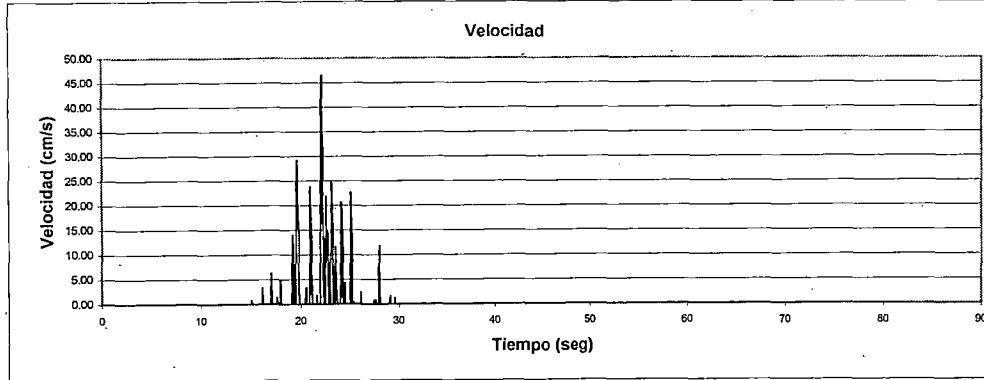
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

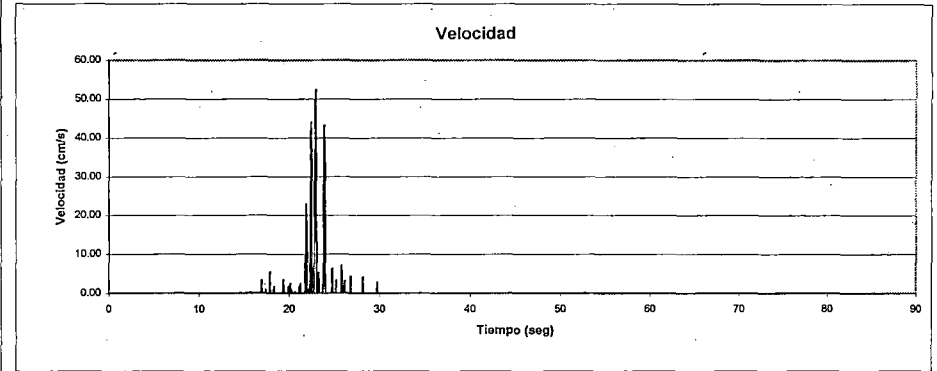
K_V	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	46.57
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	38.29
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	52.37
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	25.43



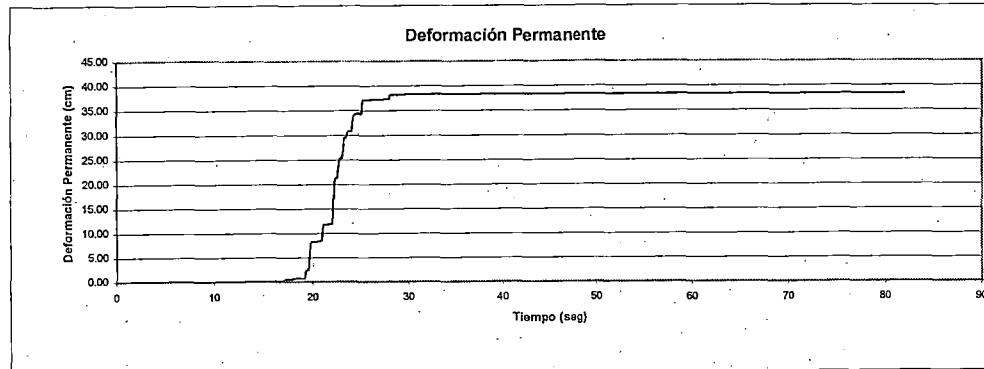
AGUAS ABAJO



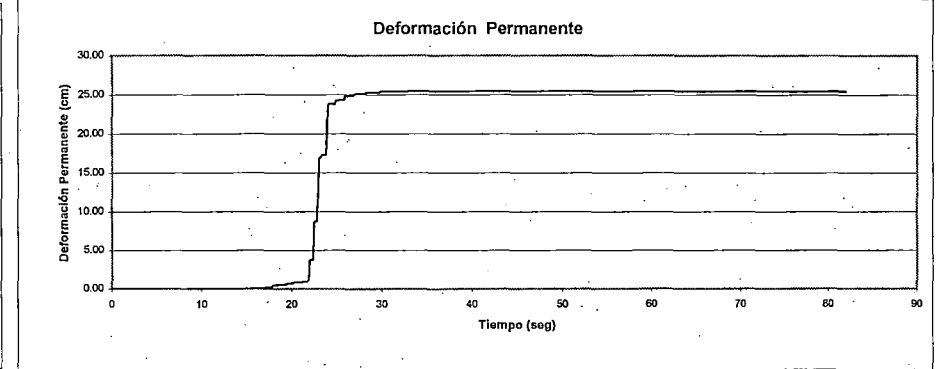
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



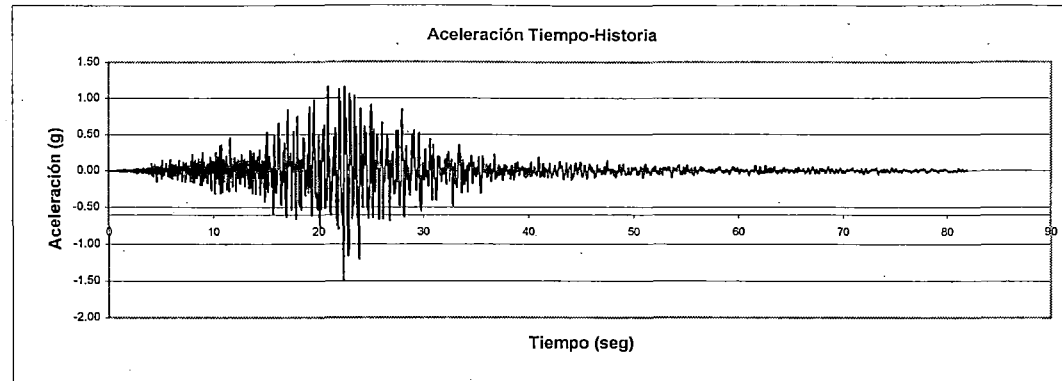
Deformación Permanente



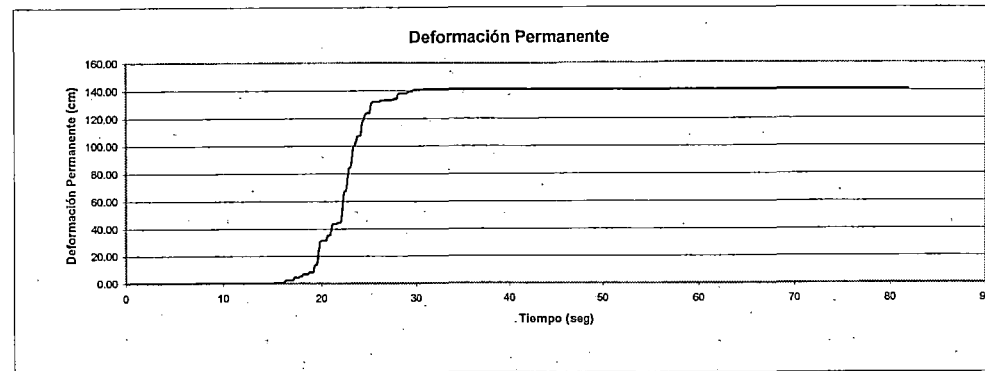
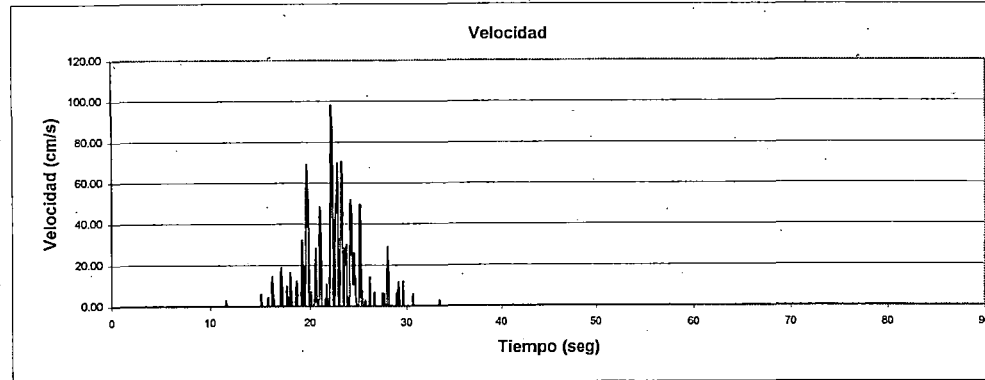
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

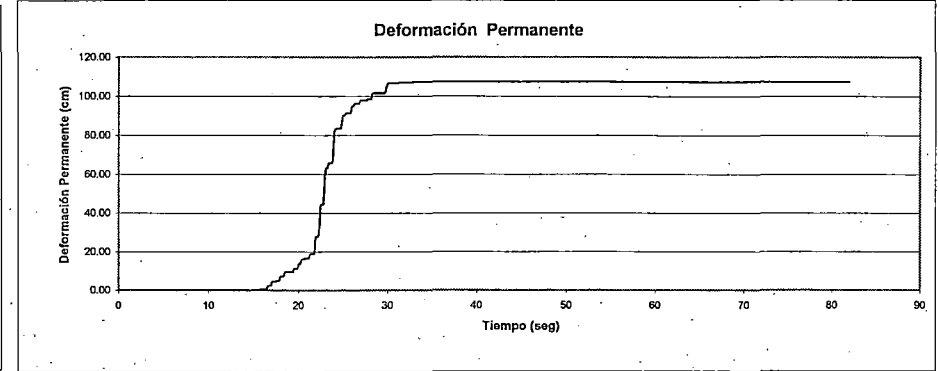
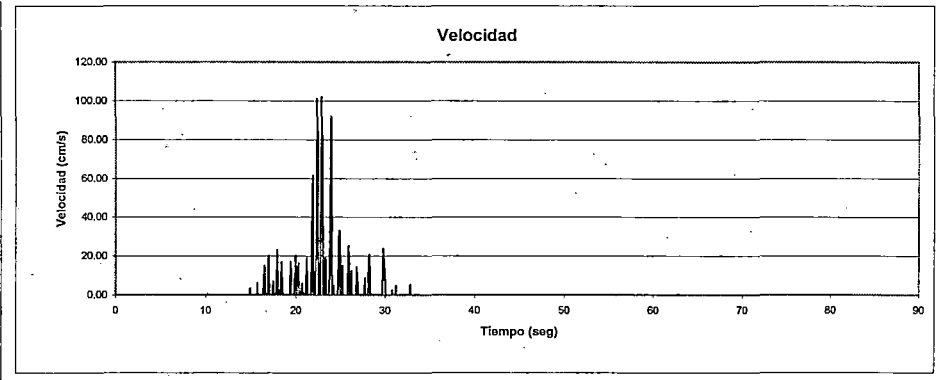
K_V	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	98.09
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	140.98
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	102.05
Tiempo para Vmax. (seg)	22.94
Desplazamiento max. (cm)	107.37



AGUAS ABAJO



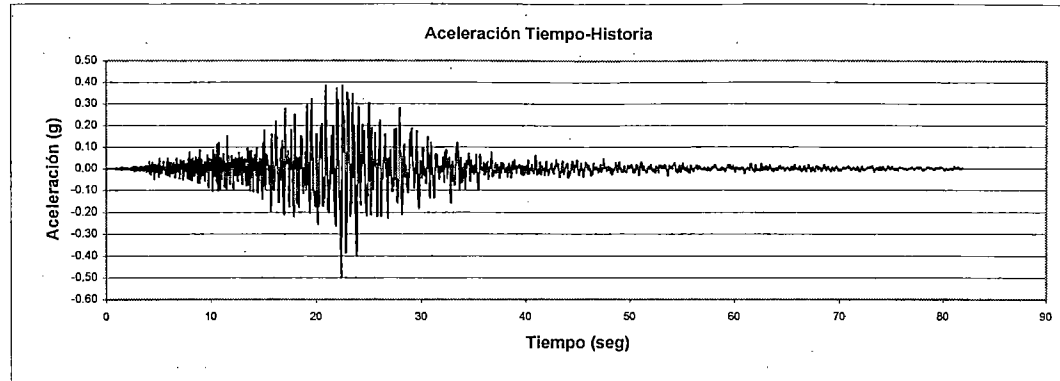
AGUAS ARRIBA



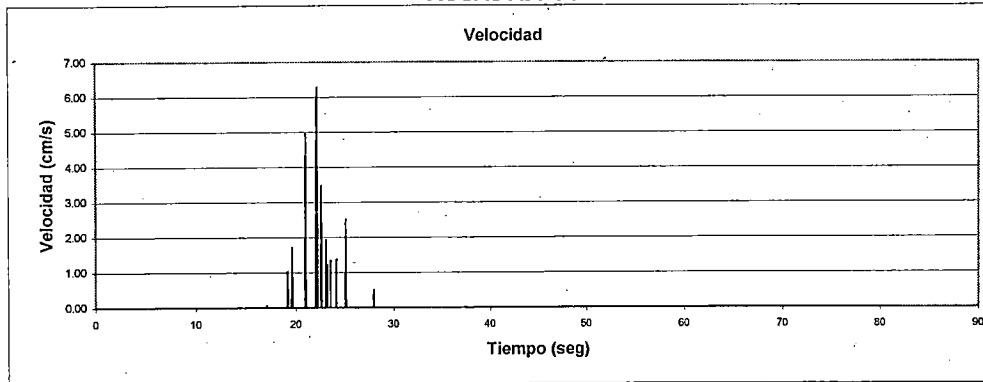
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

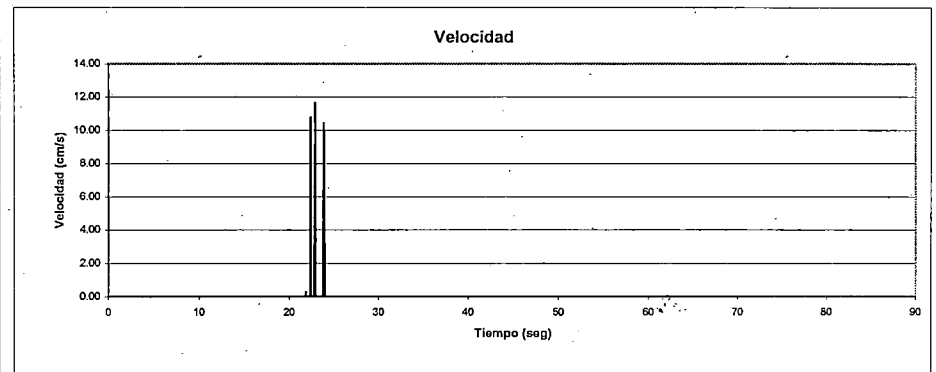
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.385
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	6.19
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	1.47
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	11.62
Tiempo para Vmax. (seg)	22.9
Desplazamiento max. (cm)	3.29



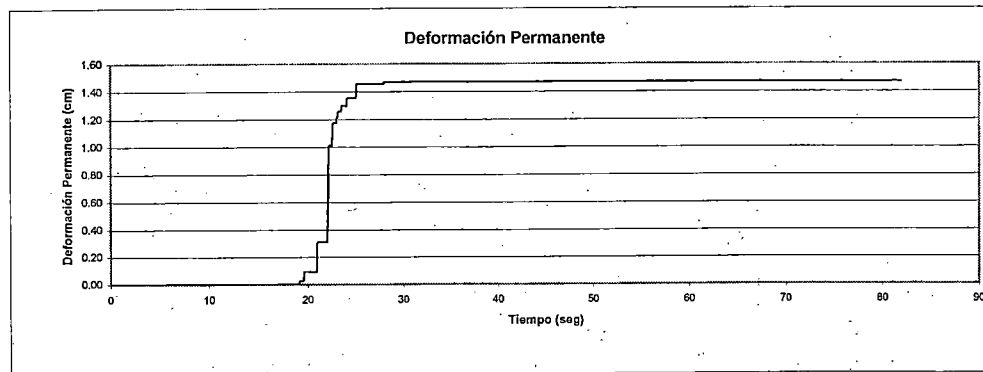
AGUAS ABAJO



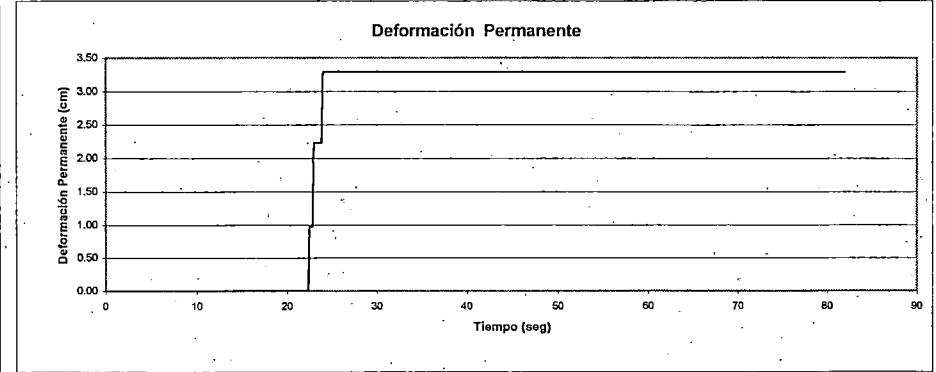
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



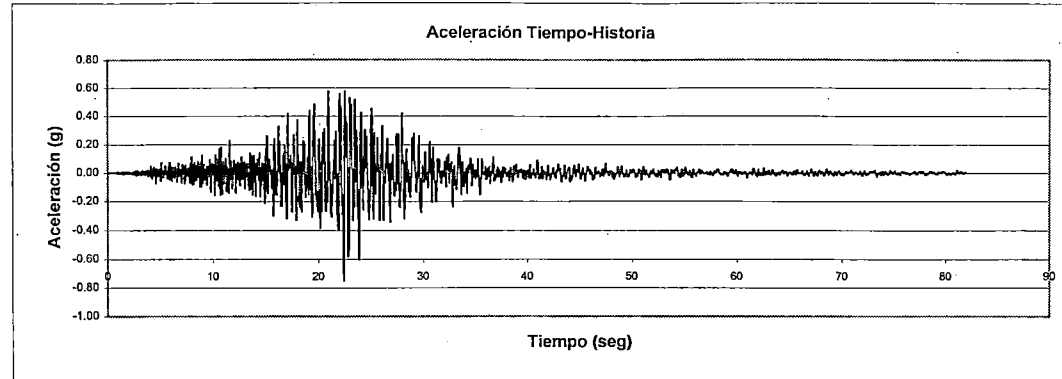
Deformación Permanente



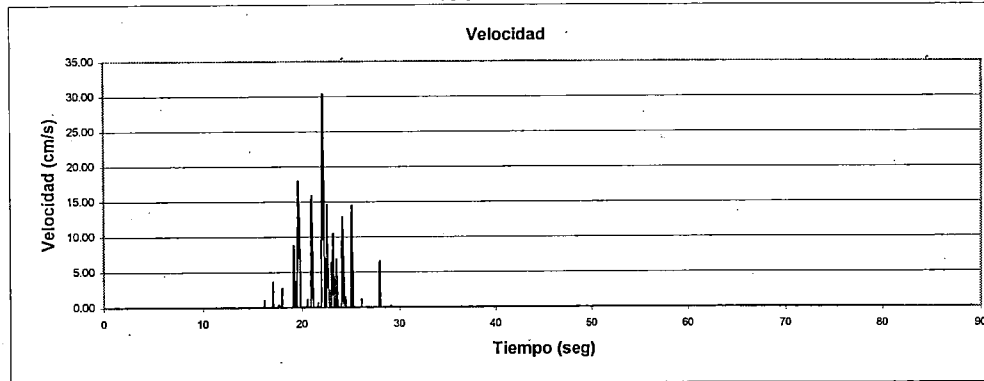
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

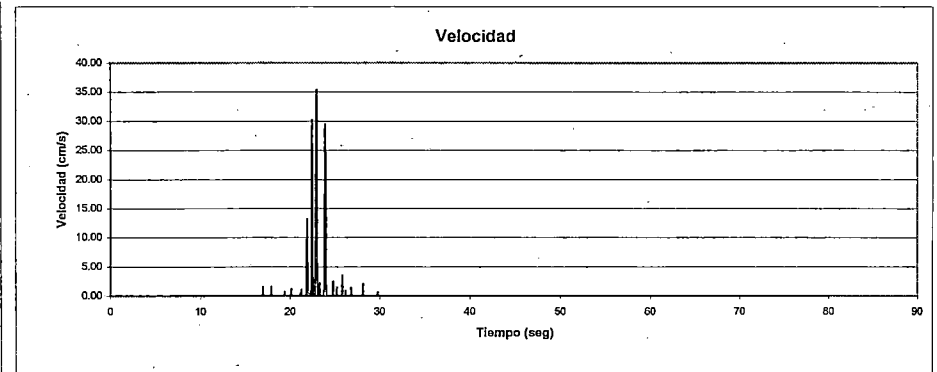
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	30.39
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	20.22
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	35.47
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	14.98



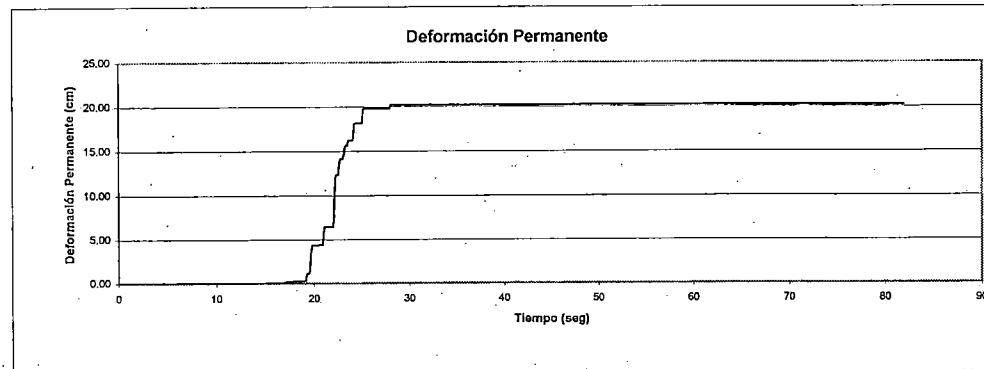
AGUAS ABAJO



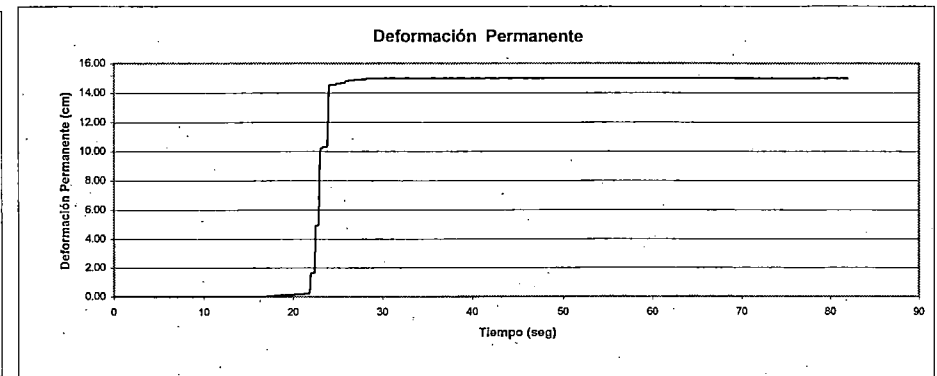
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



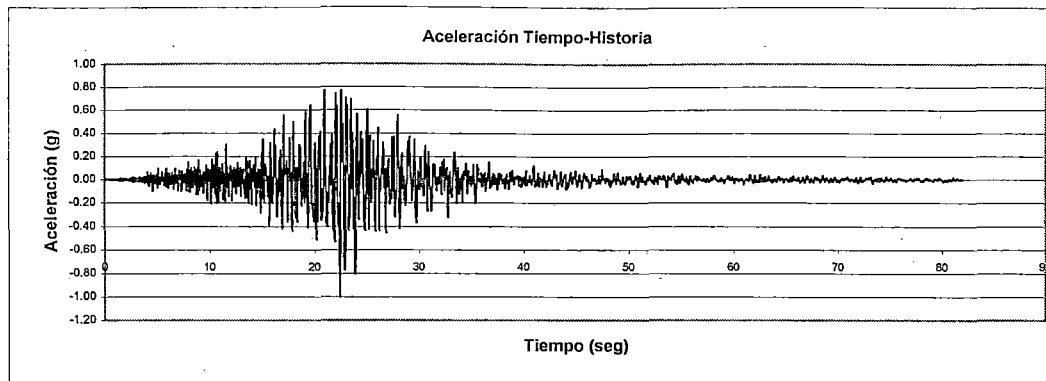
Deformación Permanente



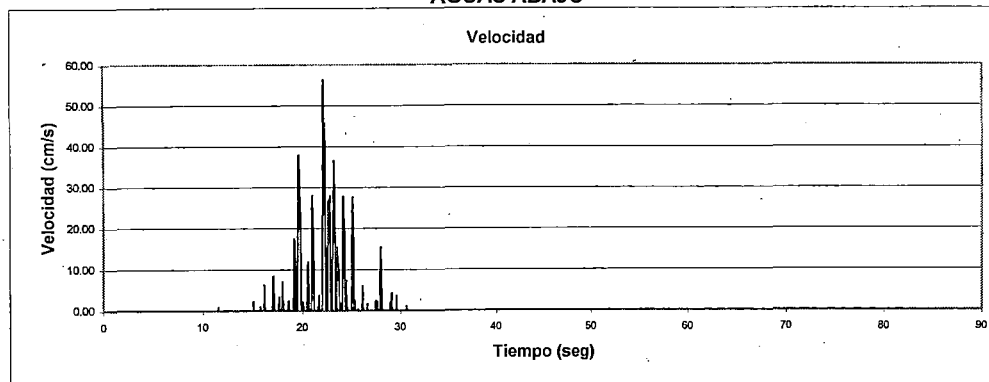
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

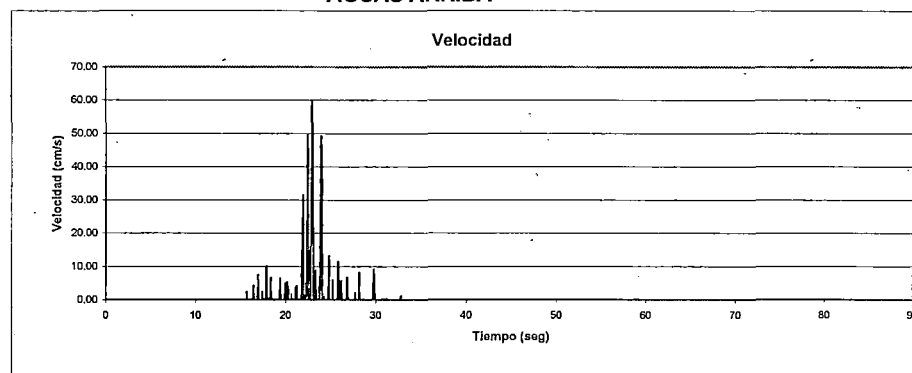
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	56.31
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	60.19
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	60.11
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	38.93



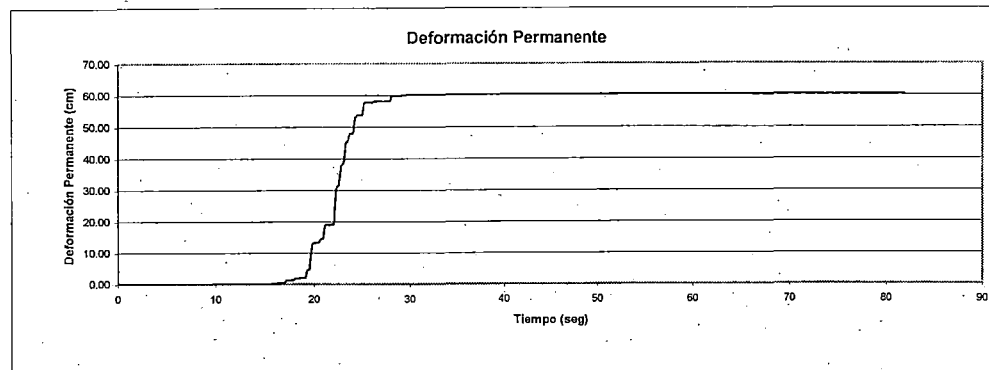
AGUAS ABAJO



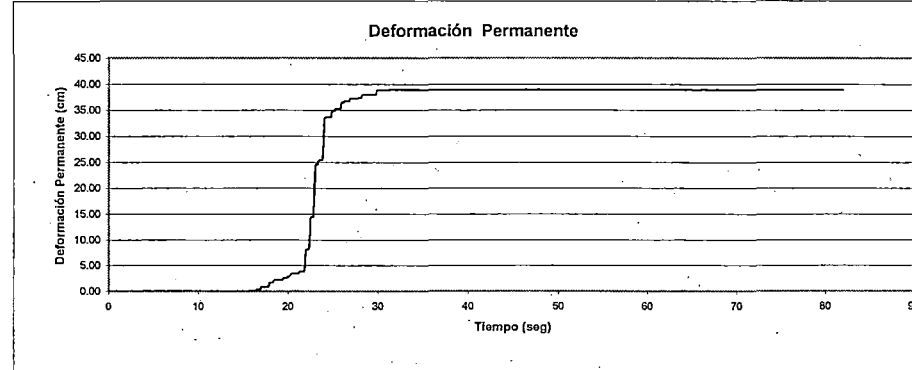
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



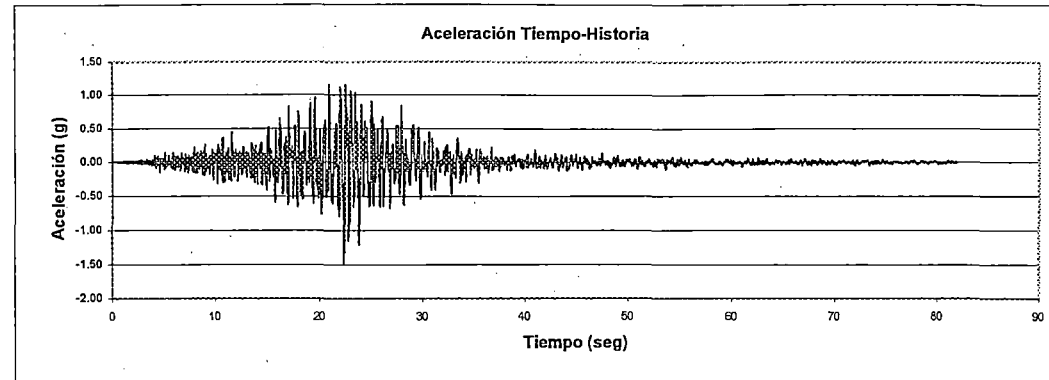
Deformación Permanente



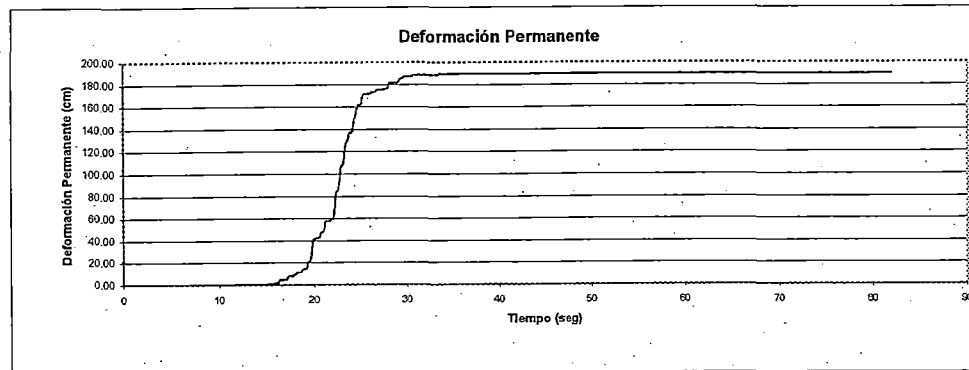
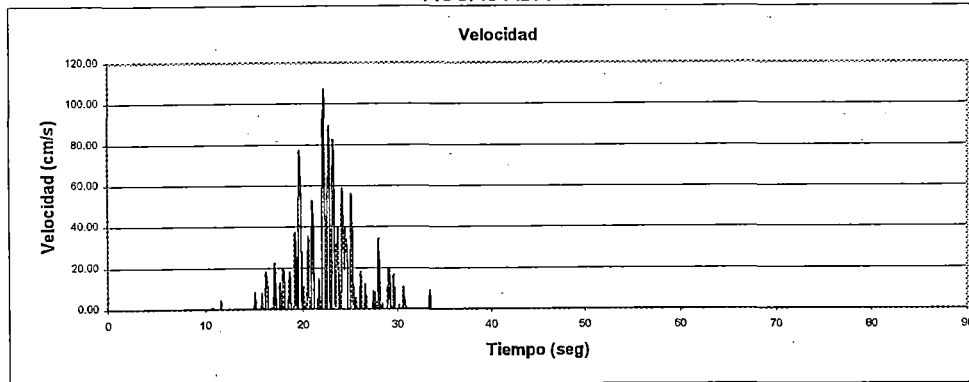
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

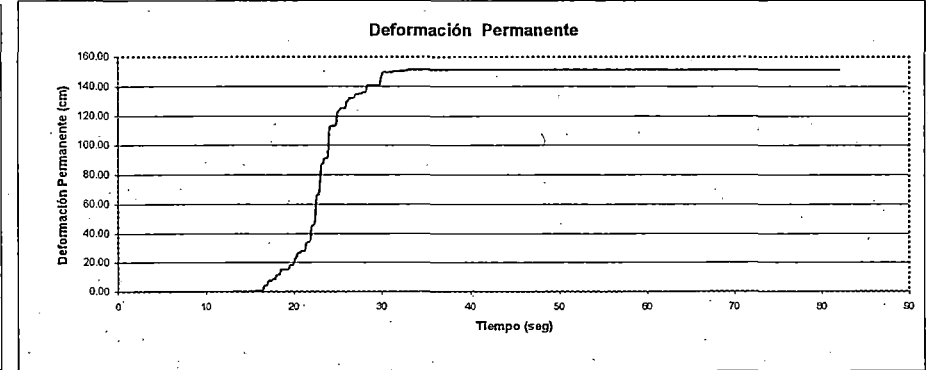
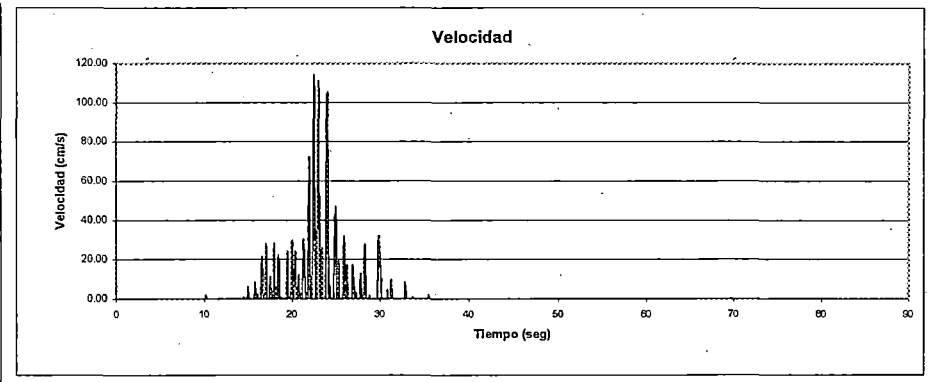
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	107.20
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	189.58
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	113.82
Tiempo para Vmax. (seg)	22.42
Desplazamiento max. (cm)	151.33



AGUAS ABAJO



AGUAS ARRIBA

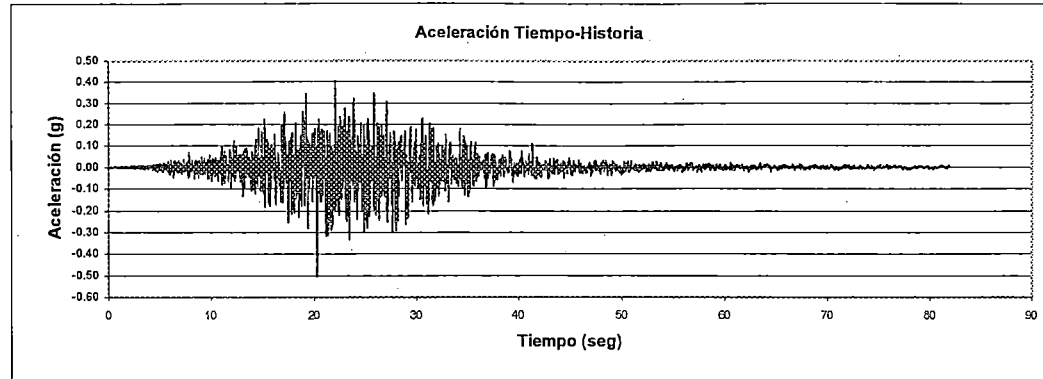


**ANÁLISIS DE DEFORMACIONES
PERMANENTES PRE-SISMO
REGISTRO SANTA TERESA
13 DE ENERO DEL 2001**

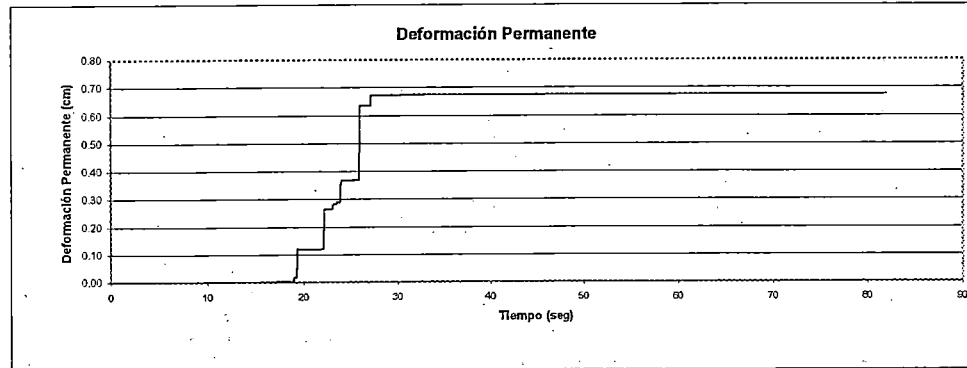
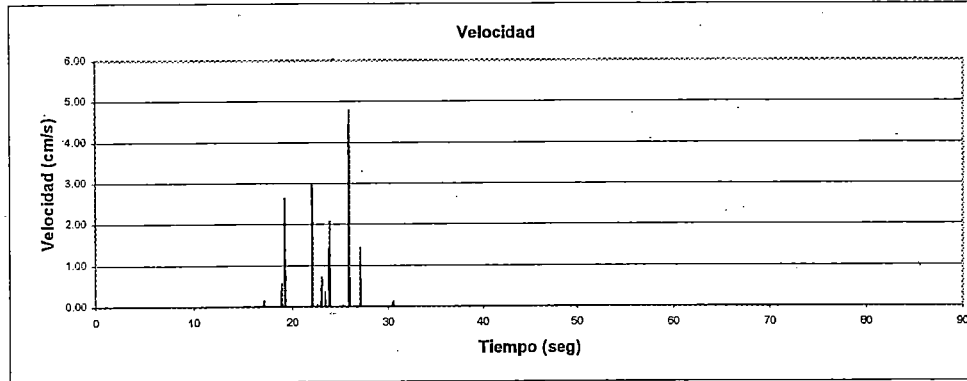
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

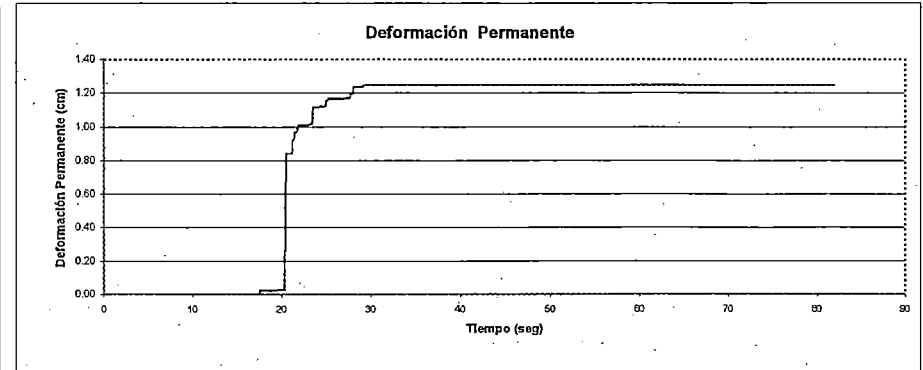
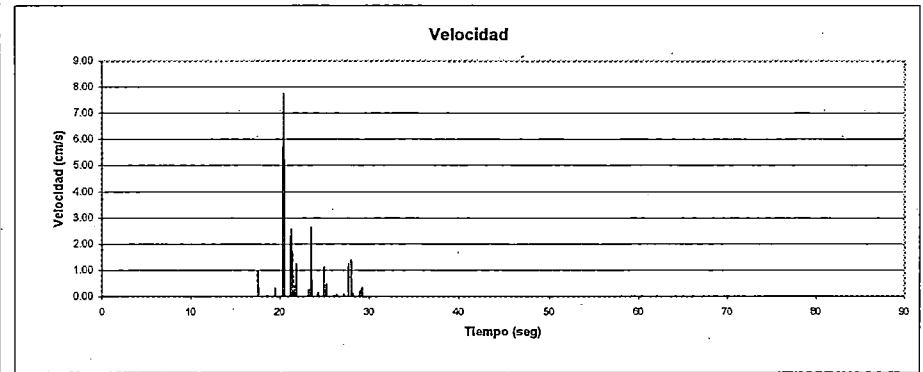
K_y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.398
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	4.78
Tiempo para Vmax. (seg)	25.90
Desplazamiento max. (cm)	0.68
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	7.74
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	1.25



AGUAS ABAJO



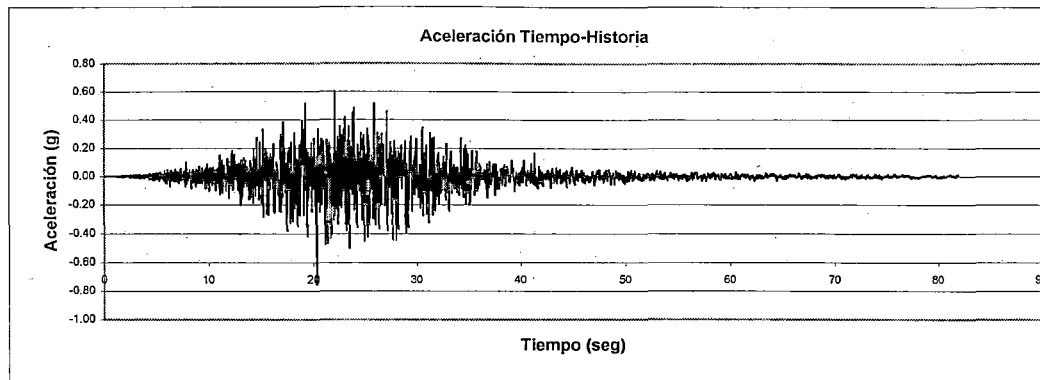
AGUAS ARRIBA



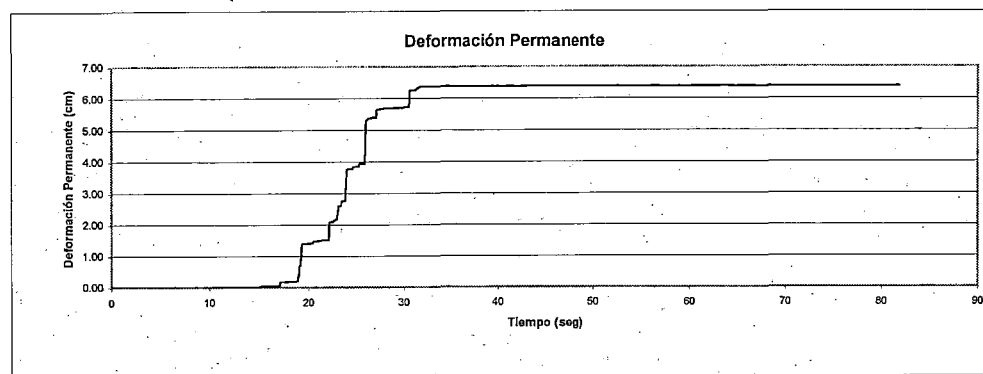
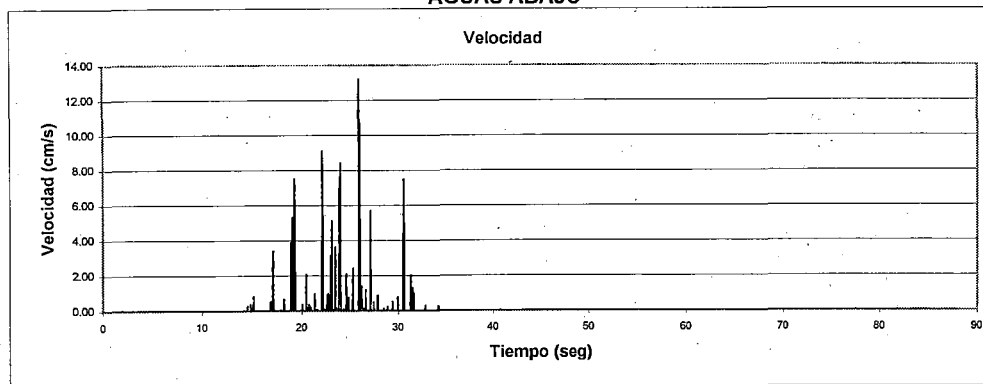
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

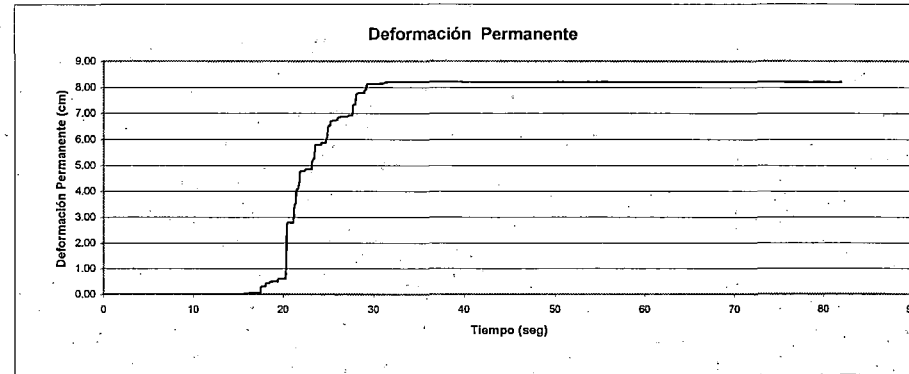
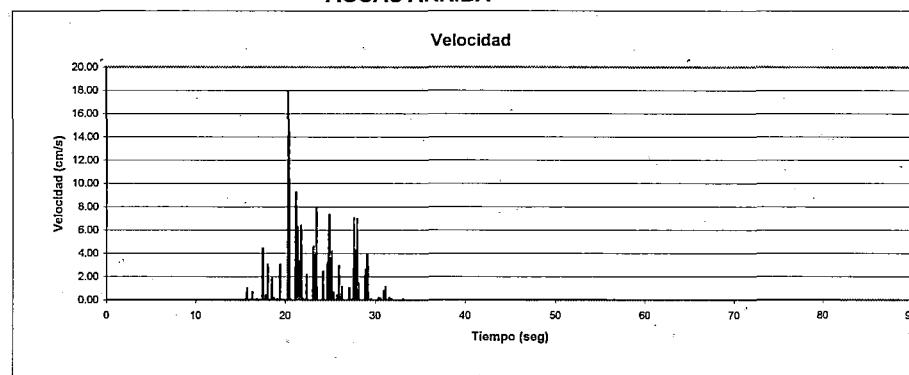
K_v	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.597
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	13.15
Tiempo para Vmax. (seg)	25.90
Desplazamiento max. (cm)	6.38
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	18.00
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	8.21



AGUAS ABAJO



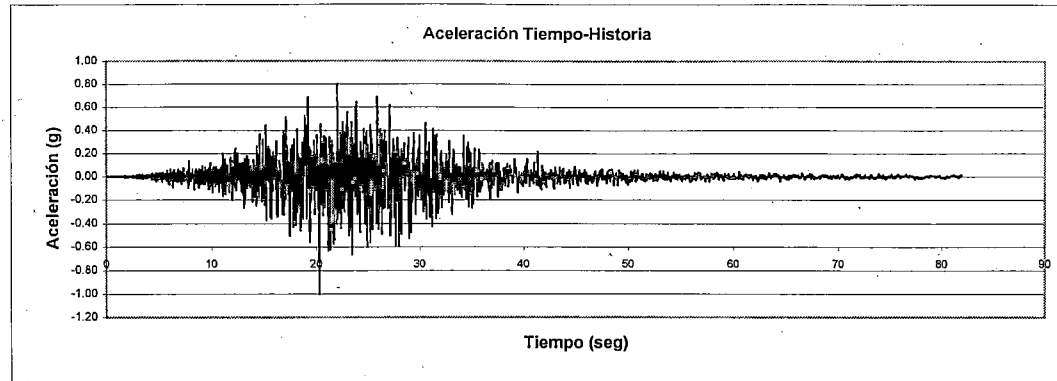
AGUAS ARRIBA



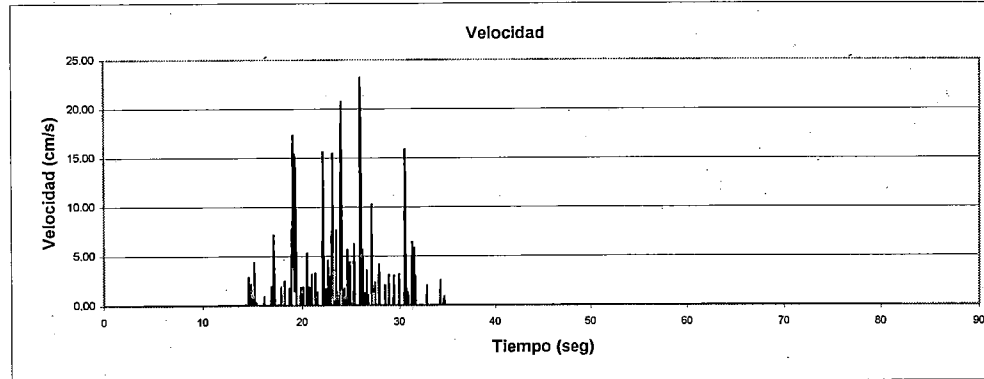
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

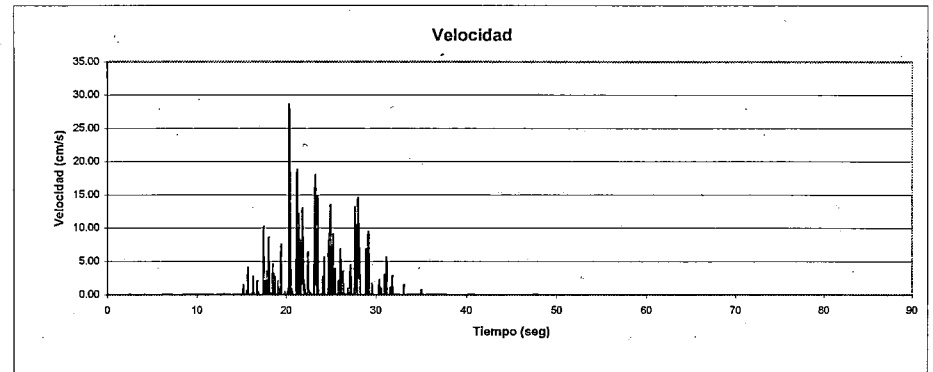
K_Y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.796
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	23.23
Tiempo para Vmax. (seg)	25.92
Desplazamiento max. (cm)	21.74
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	28.56
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	27.36



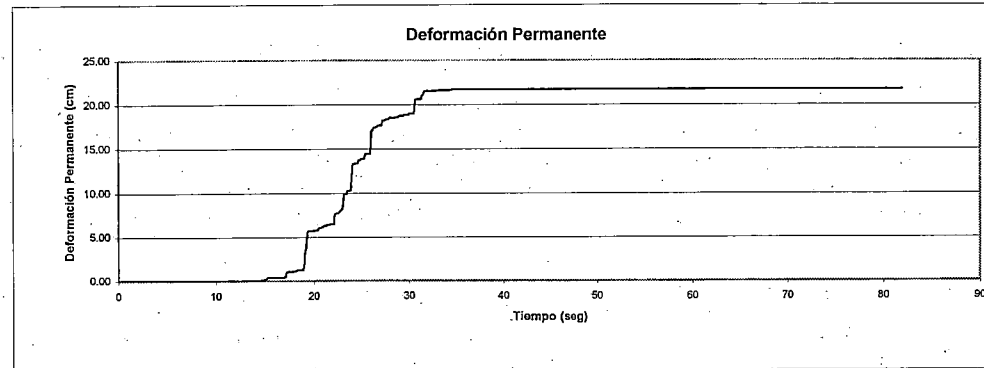
AGUAS ABAJO



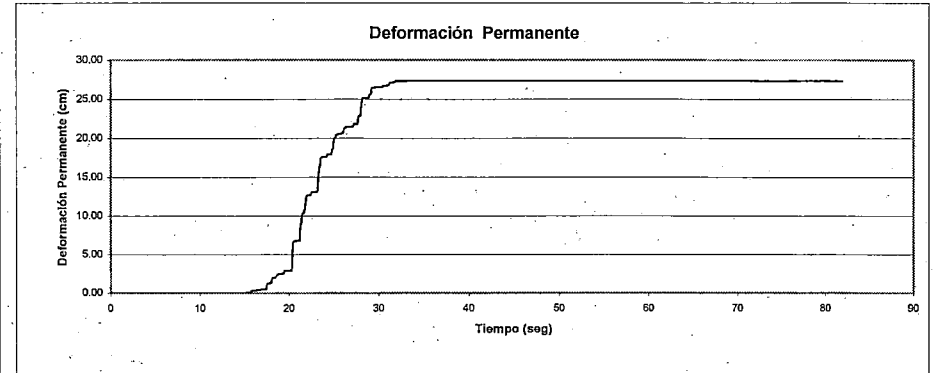
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



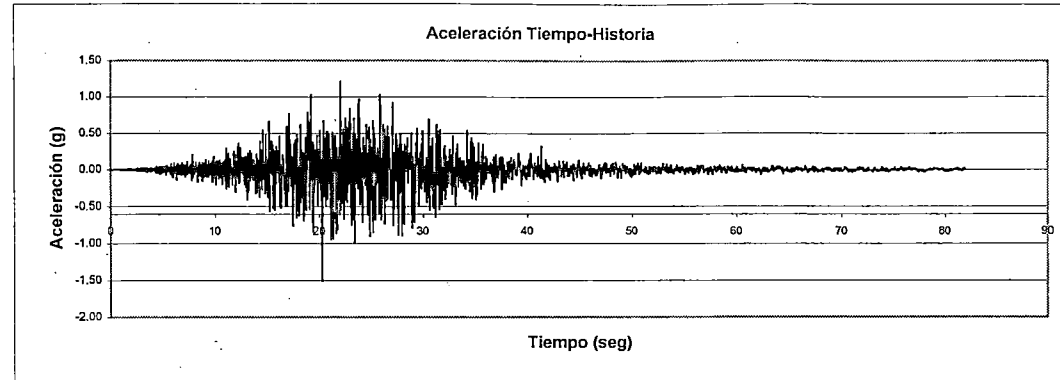
Deformación Permanente



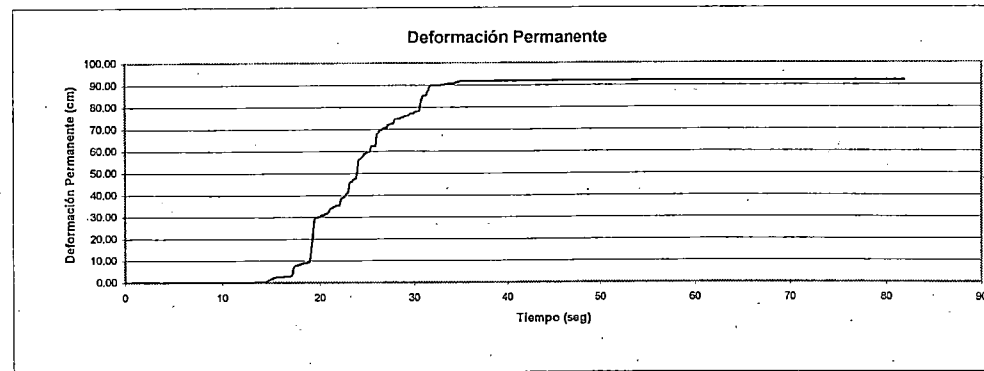
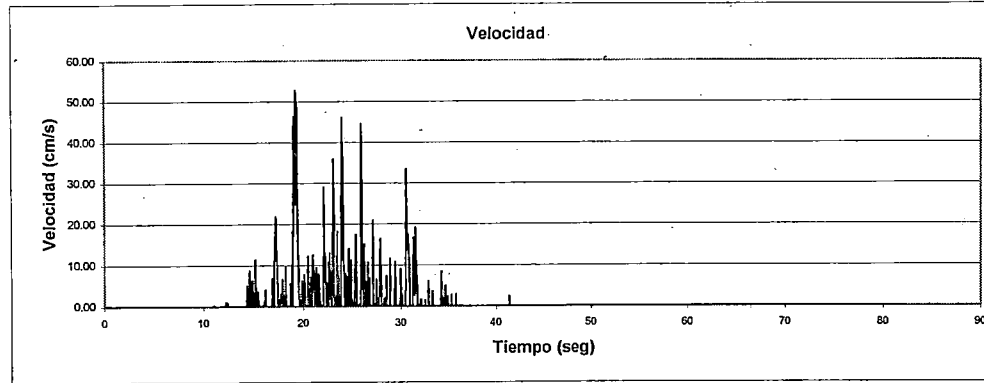
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

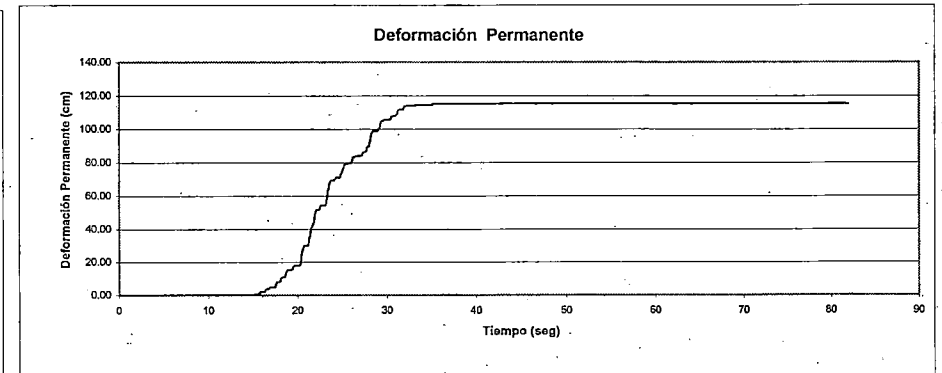
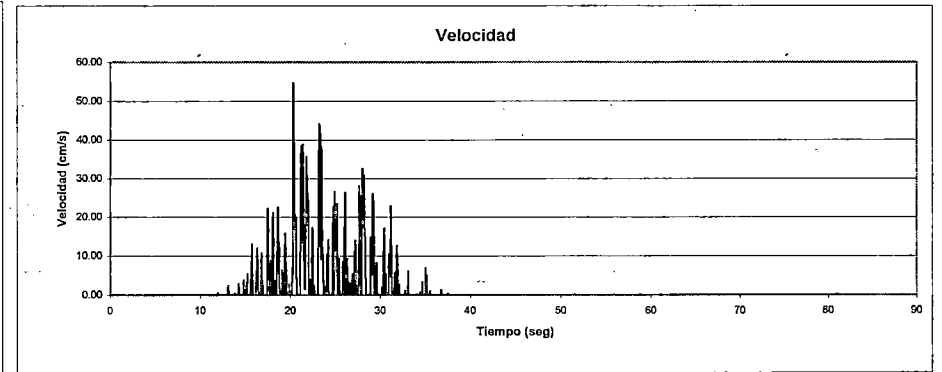
K_y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.194
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	52.64
Tiempo para Vmax. (seg)	19.24
Desplazamiento max. (cm)	91.94
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	54.61
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	115.37



AGUAS ABAJO



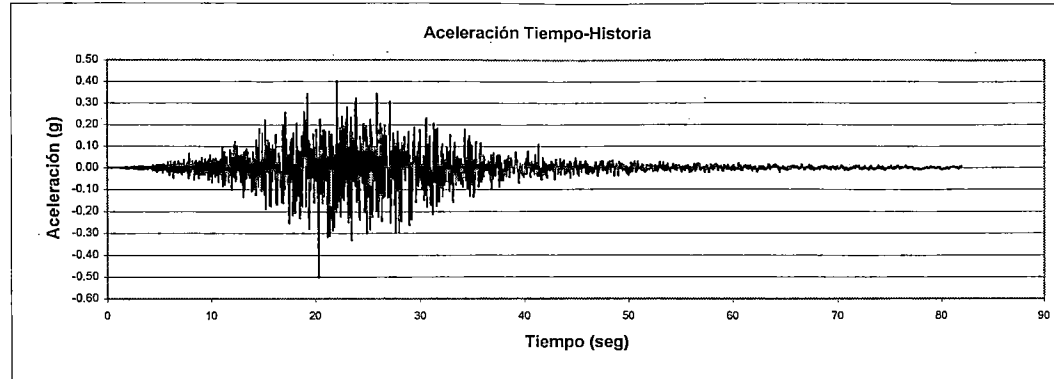
AGUAS ARRIBA



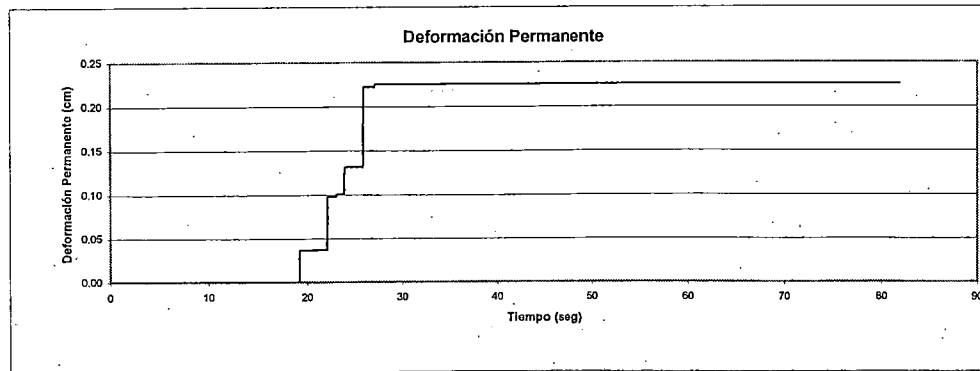
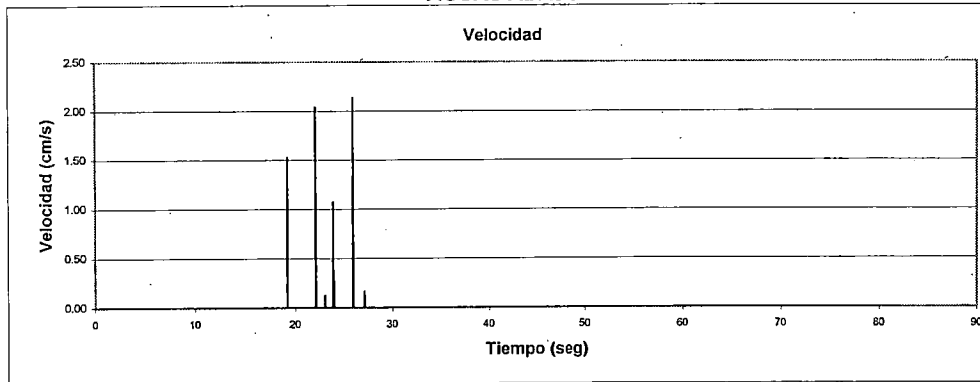
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

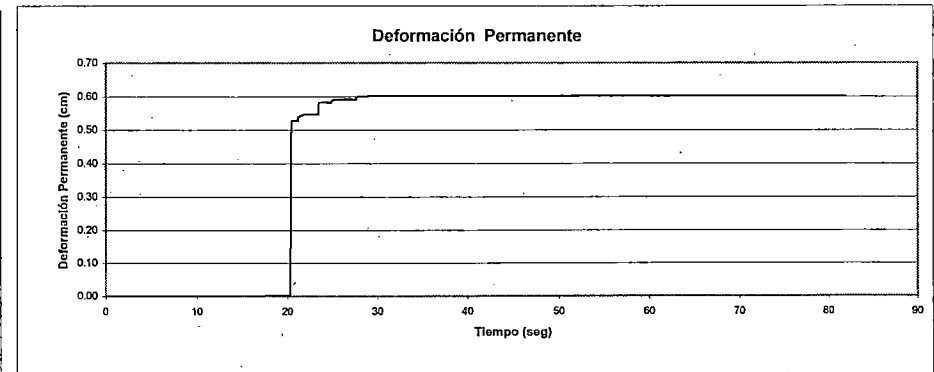
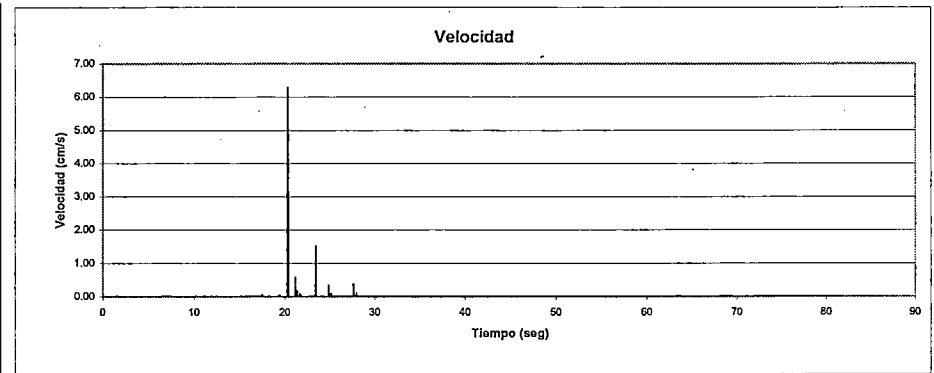
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.398
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	2.13
Tiempo para Vmax. (seg)	25.88
Desplazamiento max. (cm)	0.23
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	6.20
Tiempo para Vmax. (seg)	20.32
Desplazamiento max. (cm)	0.60



AGUAS ABAJO



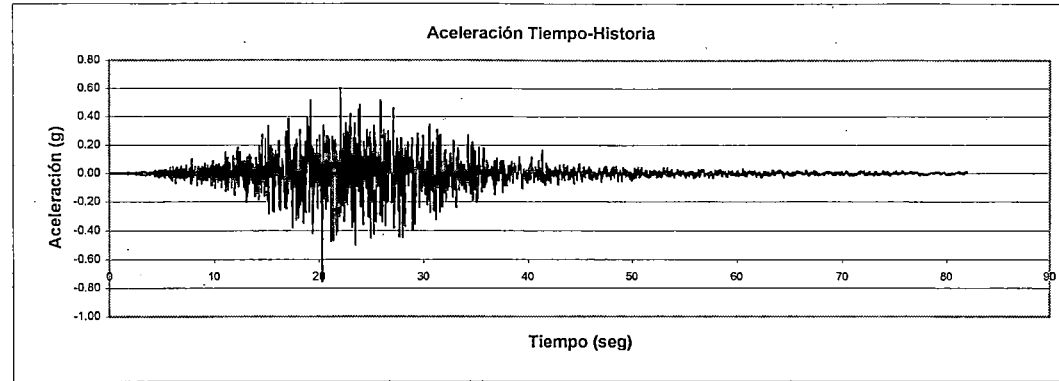
AGUAS ARRIBA



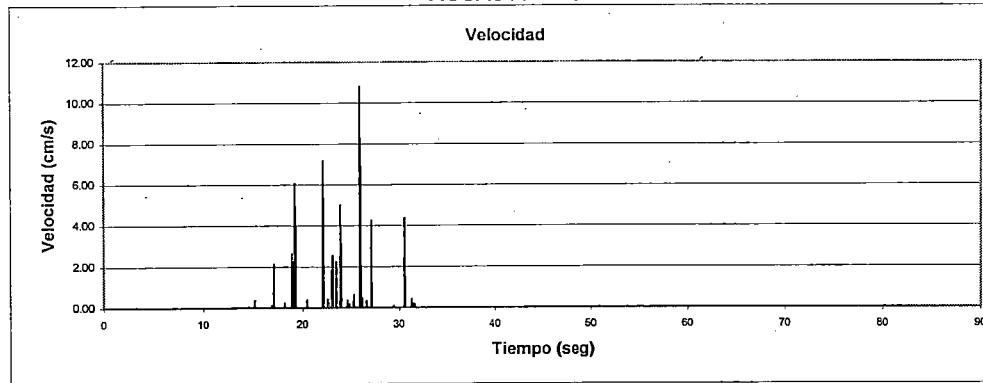
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

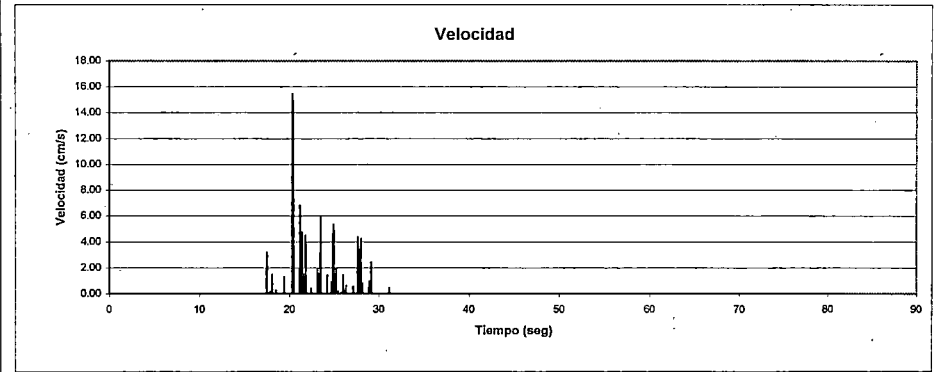
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max. (+) (g)	0.597
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	10.78
Tiempo para Vmax. (seg)	25.90
Desplazamiento max. (cm)	3.12
Aceleración max. (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	15.49
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	4.39



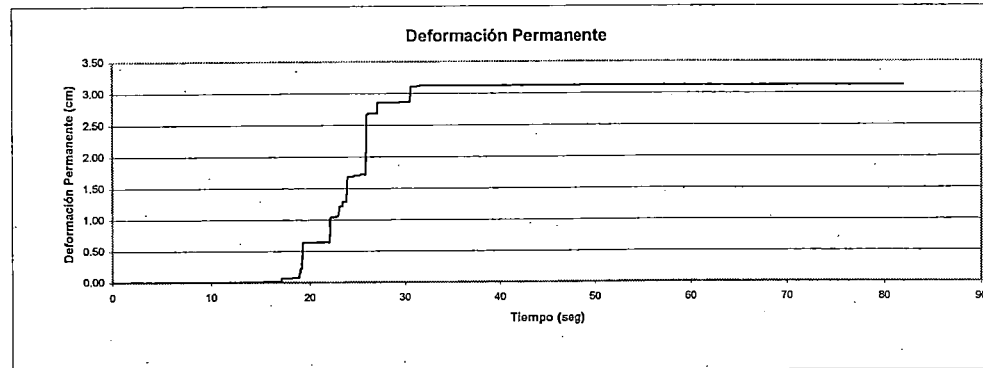
AGUAS ABAJO



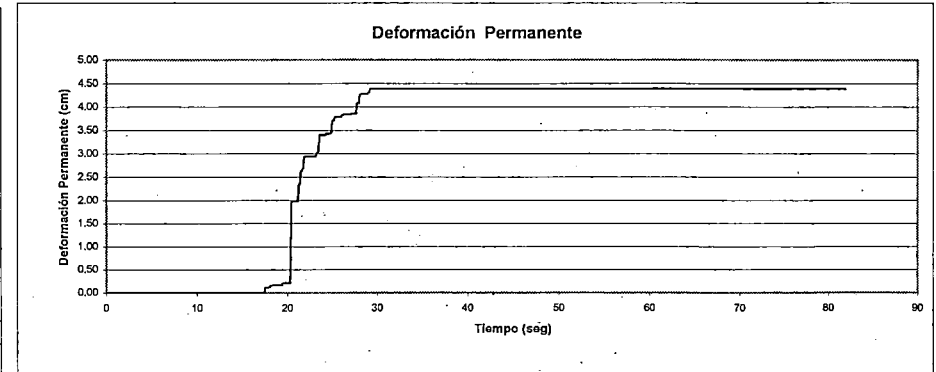
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



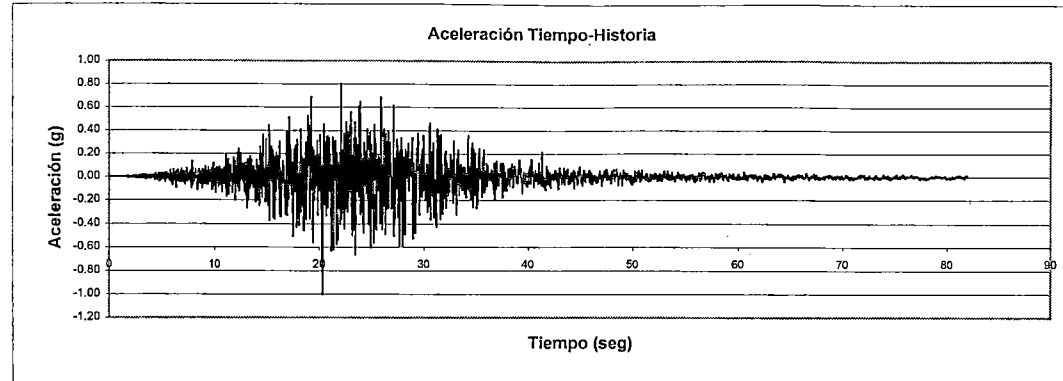
Deformación Permanente



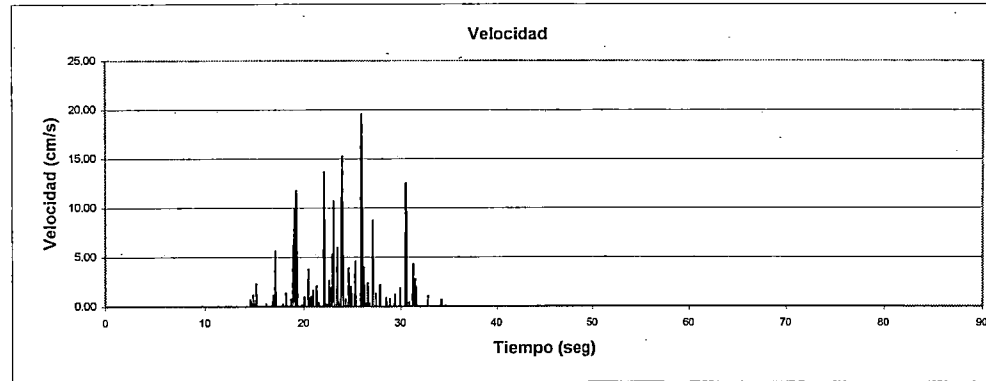
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

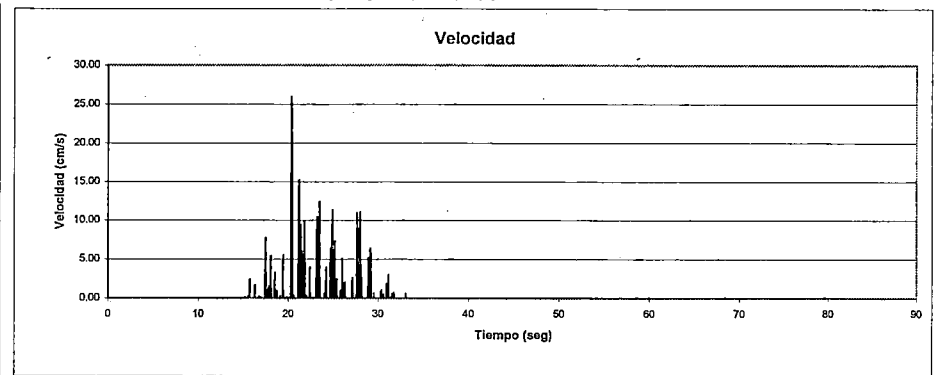
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.796
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	19.58
Tiempo para Vmax. (seg)	25.92
Desplazamiento max. (cm)	12.50
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	25.93
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	16.08



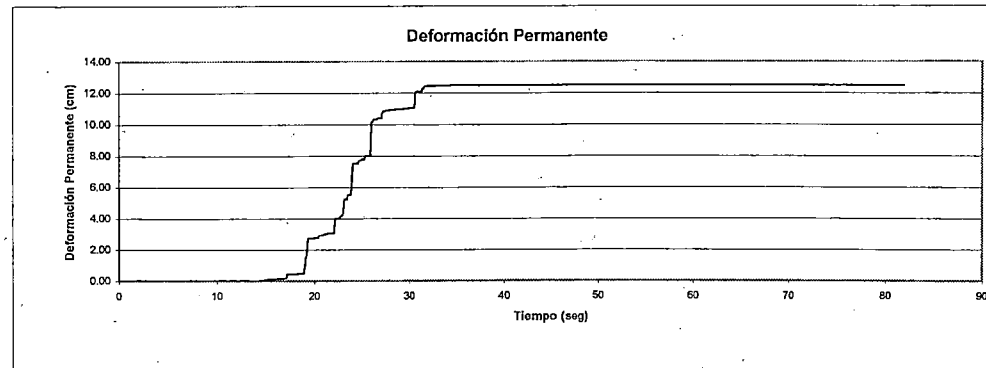
AGUAS ABAJO



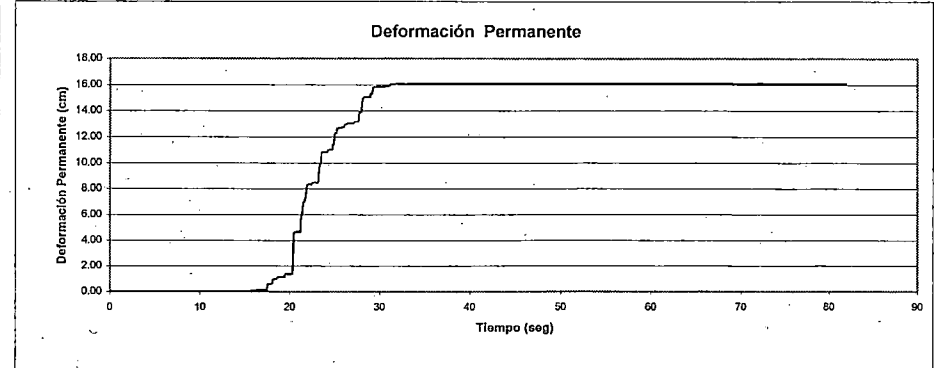
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



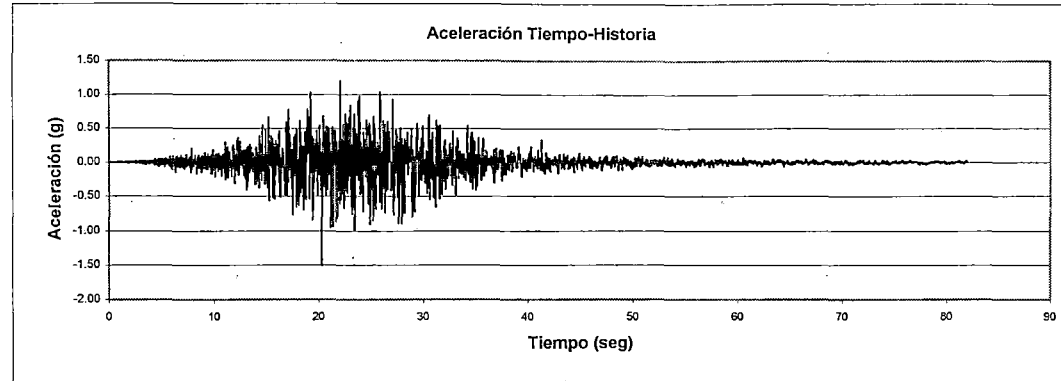
Deformación Permanente



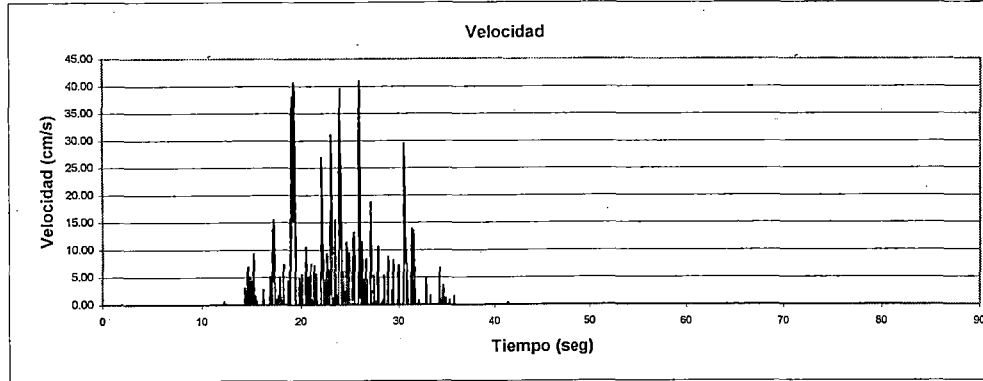
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

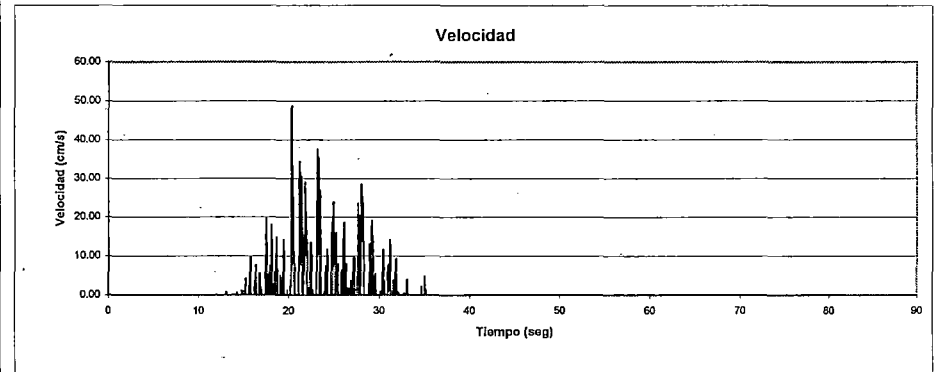
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.194
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	40.88
Tiempo para Vmax. (seg)	25.92
Desplazamiento max. (cm)	61.16
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	48.48
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	76.16



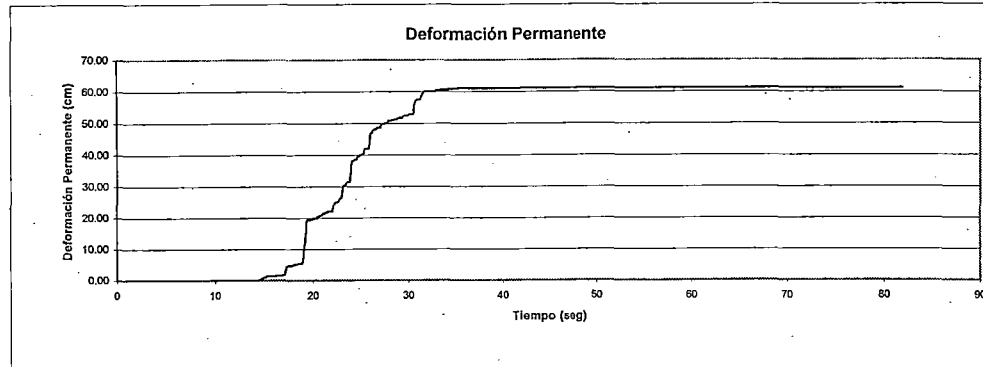
AGUAS ABAJO



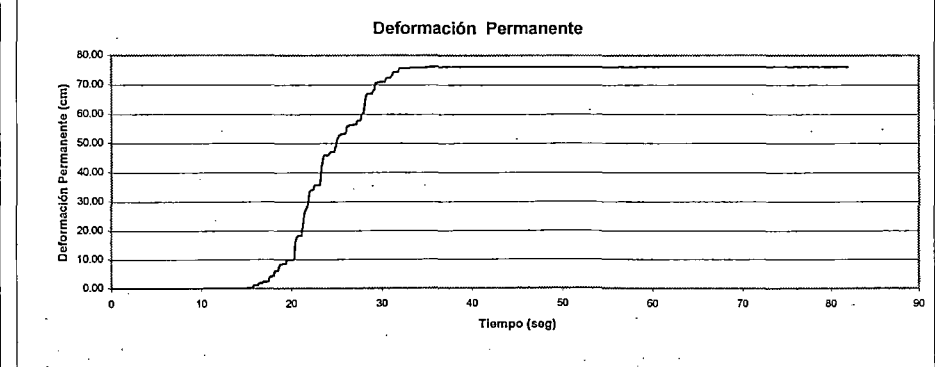
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



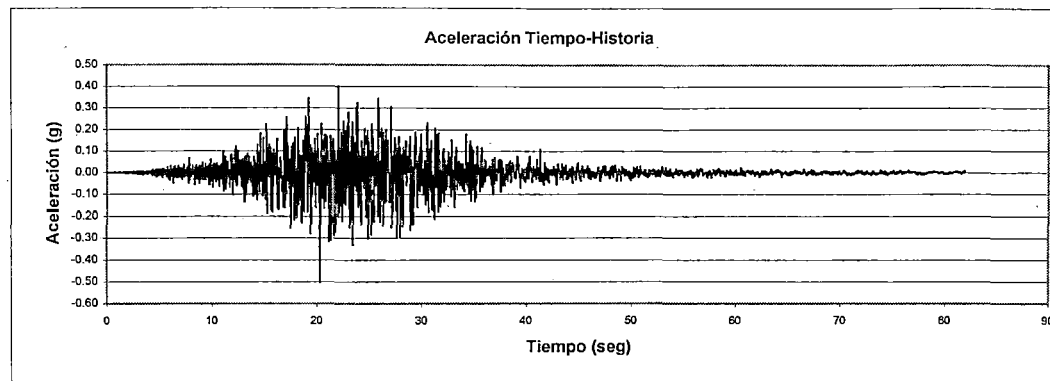
Deformación Permanente



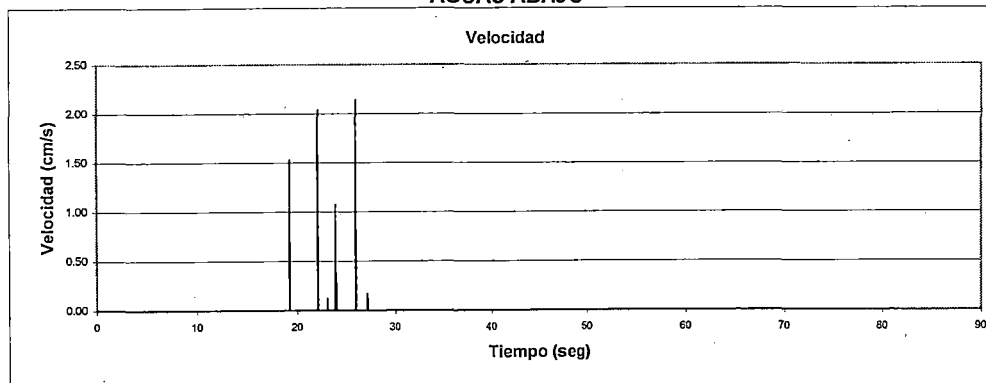
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

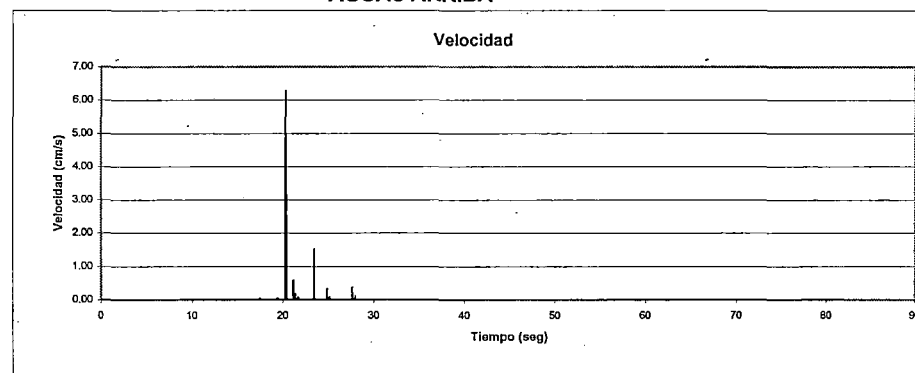
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.398
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	2.13
Tiempo para Vmax. (seg)	25.88
Desplazamiento max. (cm)	0.23
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	6.20
Tiempo para Vmax. (seg)	20.32
Desplazamiento max. (cm)	0.60



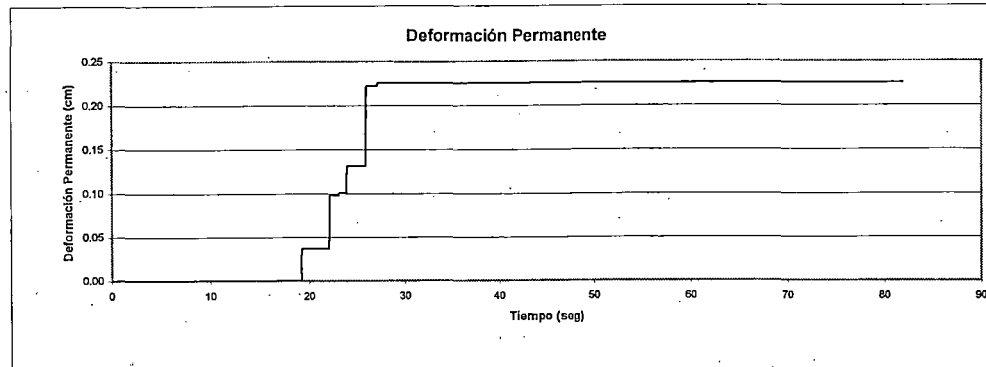
AGUAS ABAJO



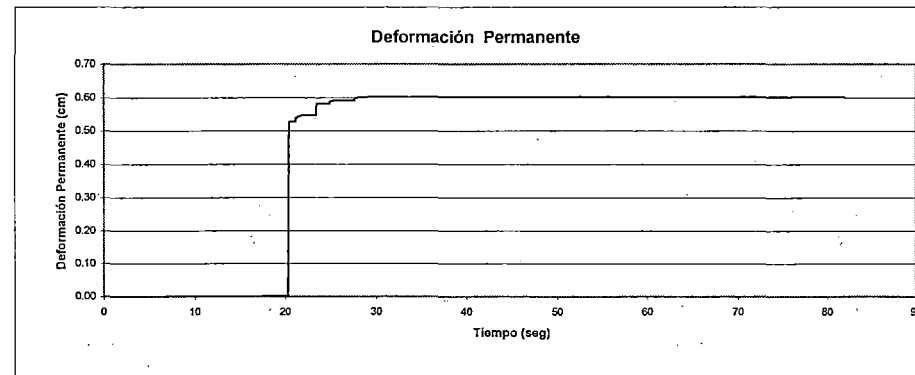
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



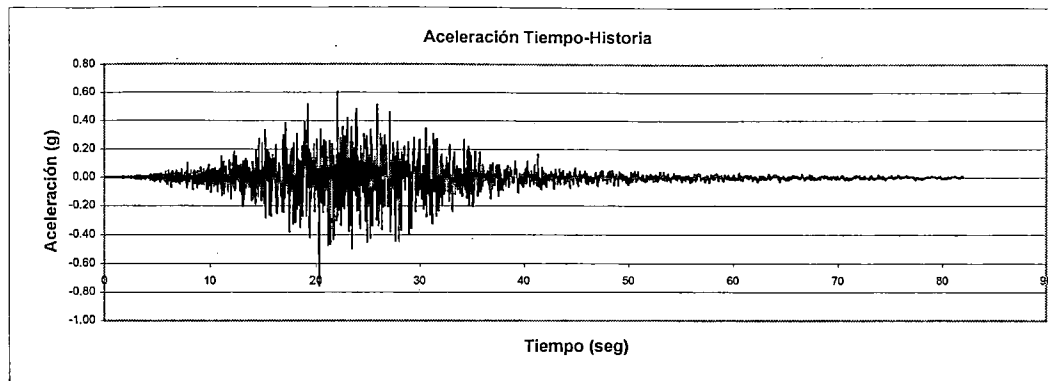
Deformación Permanente



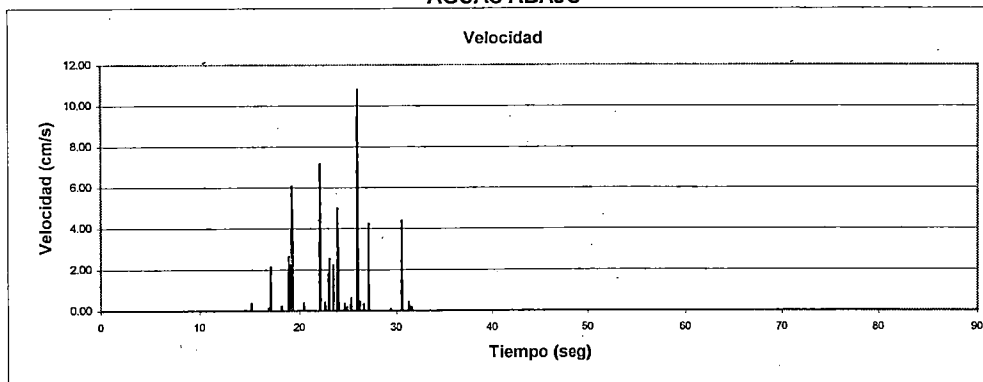
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

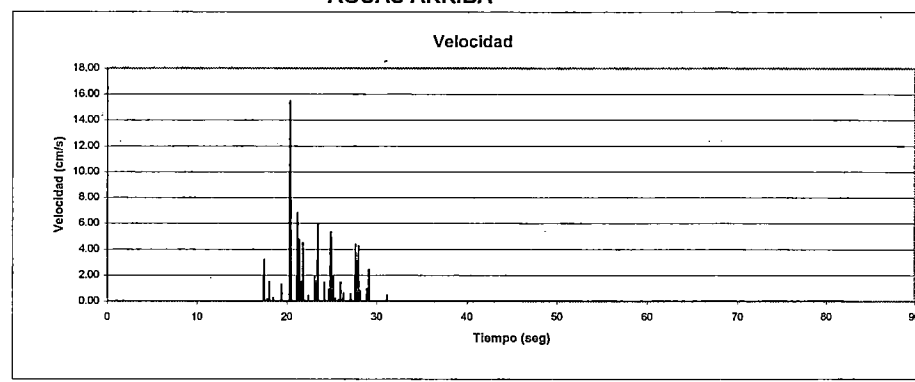
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.597
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	10.78
Tiempo para Vmax. (seg)	25.90
Desplazamiento max. (cm)	3.12
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	15.49
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	4.39



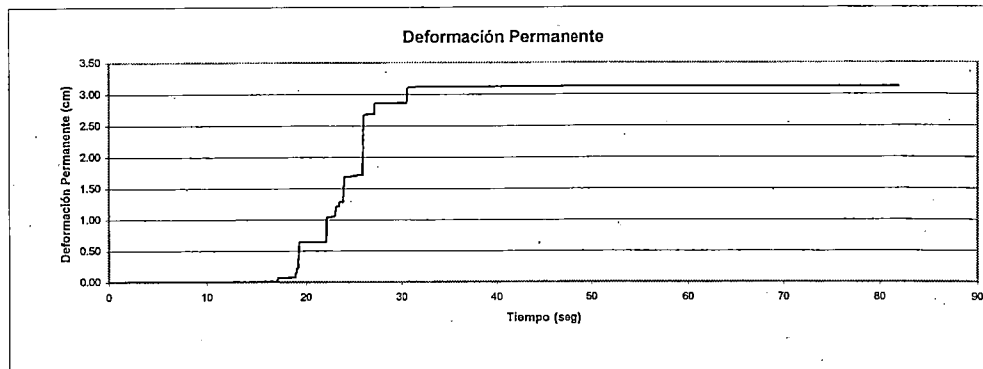
AGUAS ABAJO



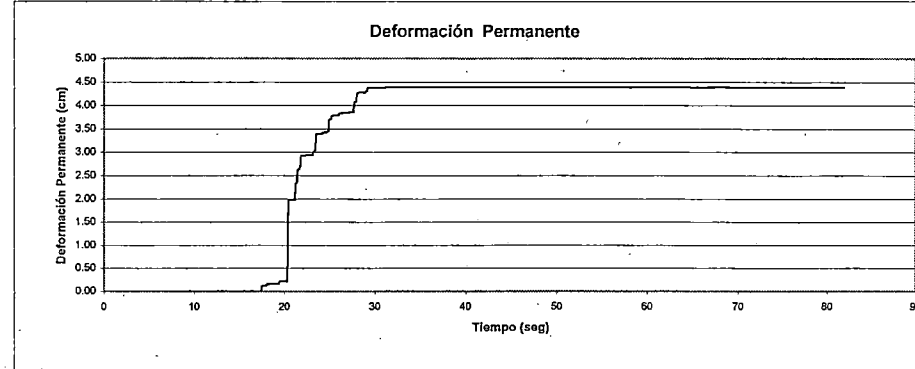
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



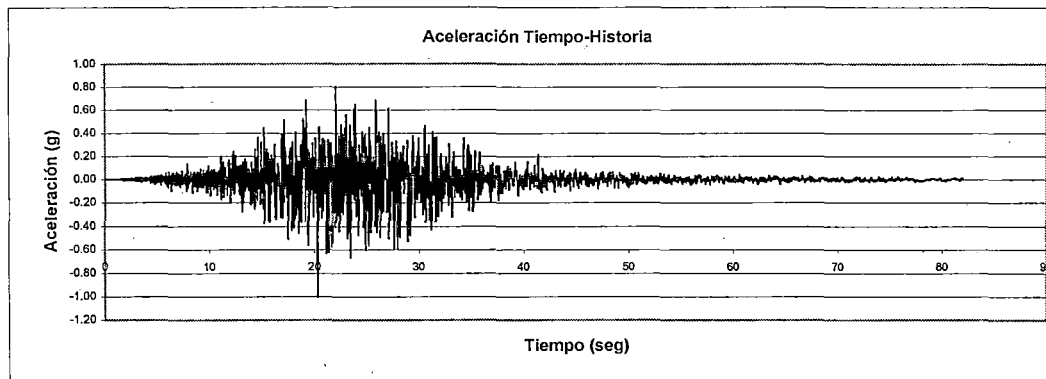
Deformación Permanente



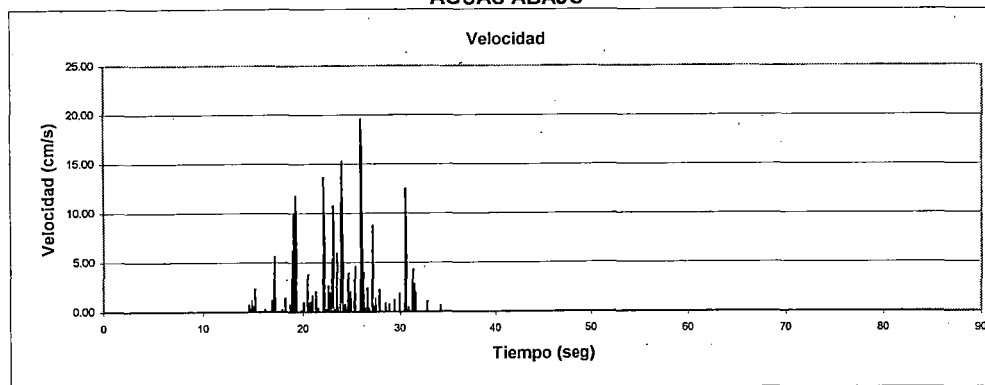
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

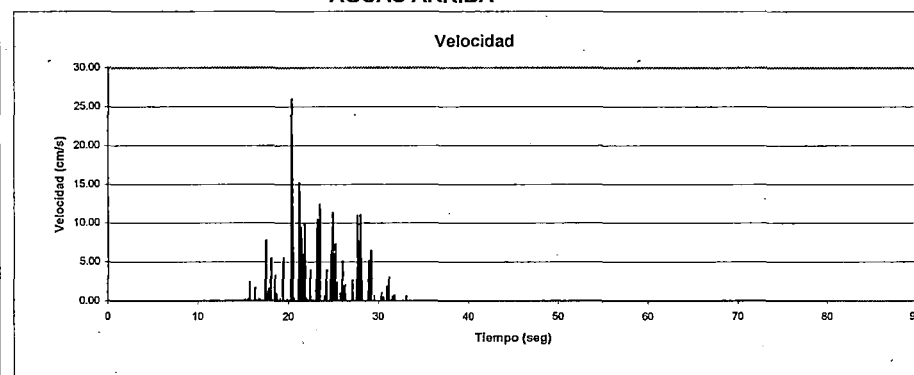
K_V	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.796
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	19.58
Tiempo para Vmax. (seg)	25.92
Desplazamiento max. (cm)	12.50
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	25.93
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	16.08



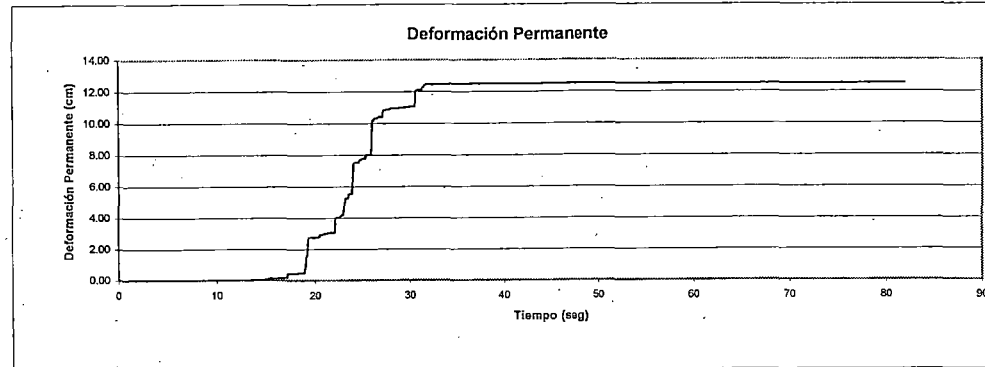
AGUAS ABAJO



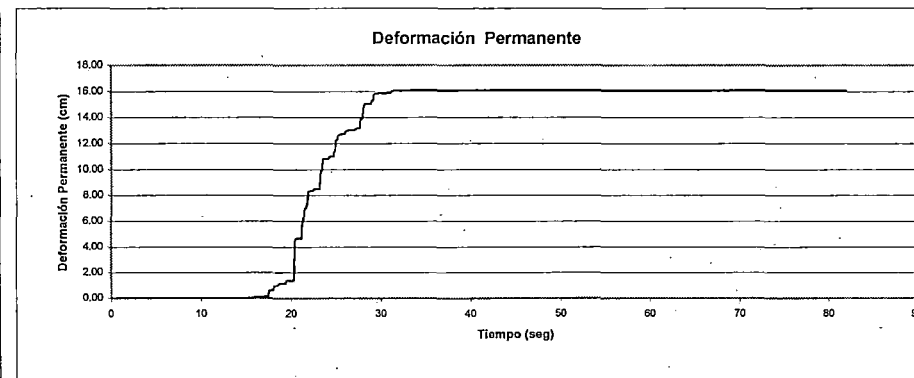
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



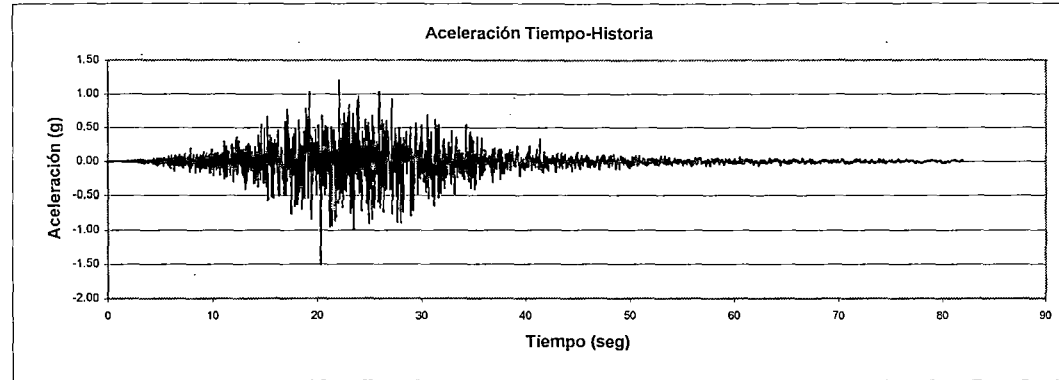
Deformación Permanente



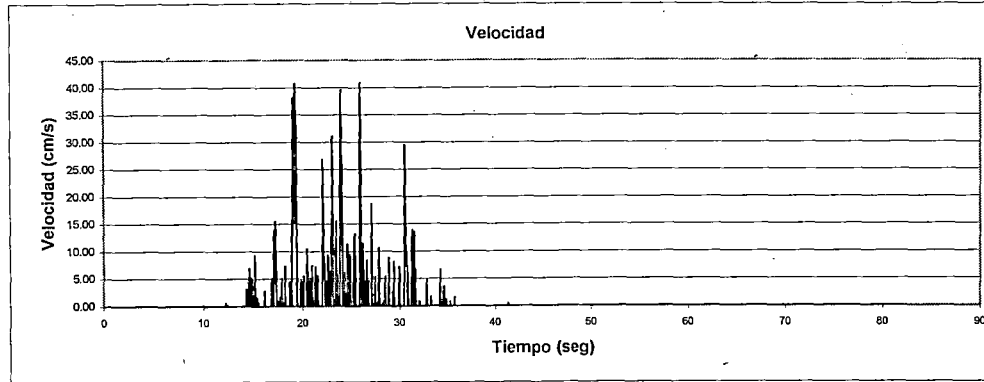
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

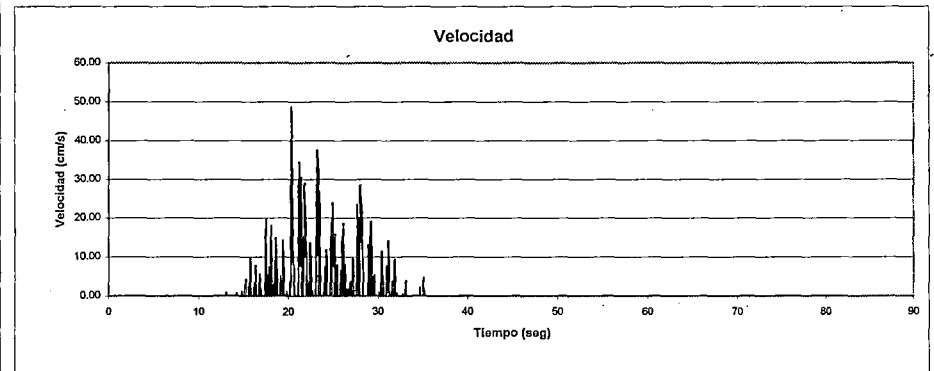
R_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.194
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	40.88
Tiempo para Vmax. (seg)	25.92
Desplazamiento max. (cm)	61.16
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	48.48
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	76.16



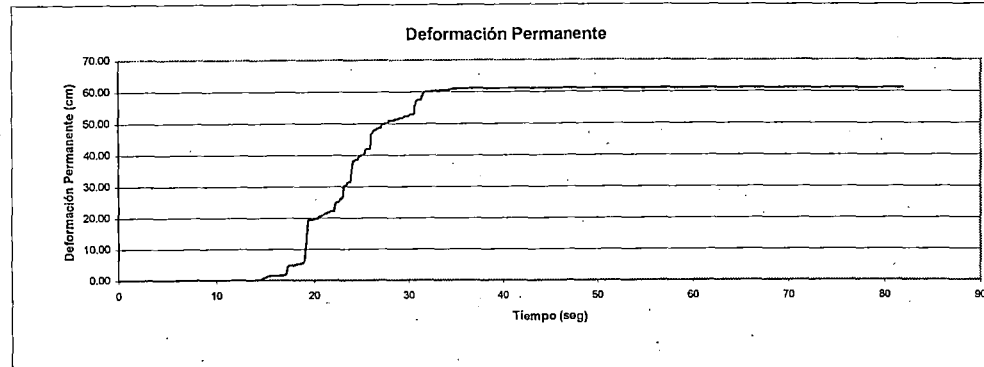
AGUAS ABAJO



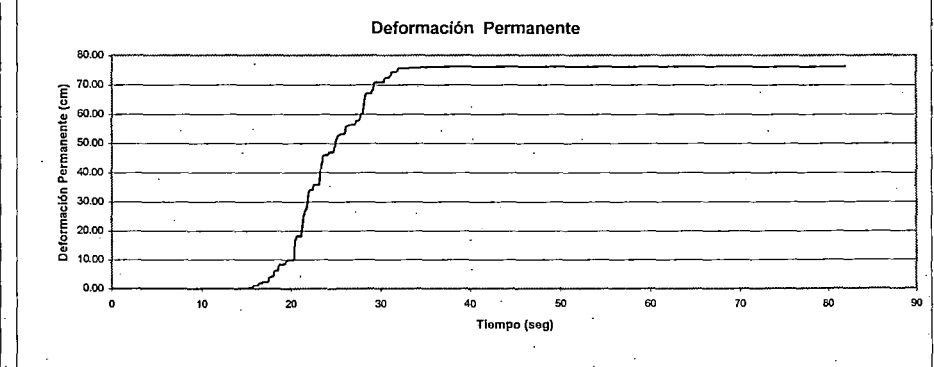
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



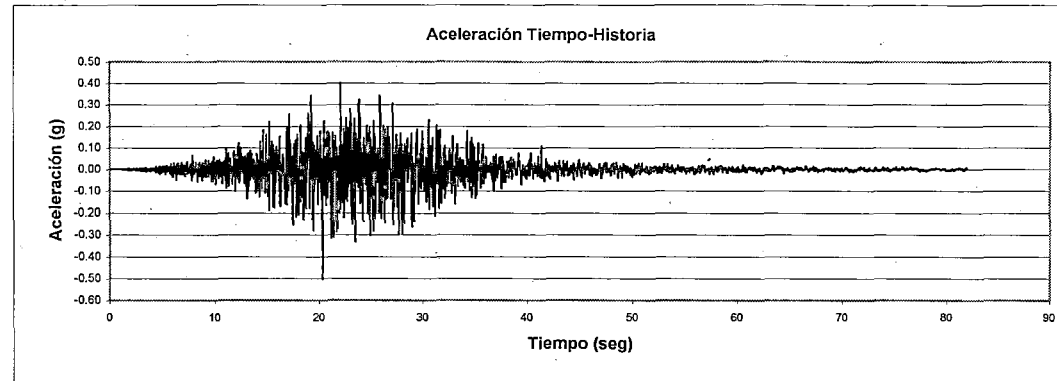
Deformación Permanente



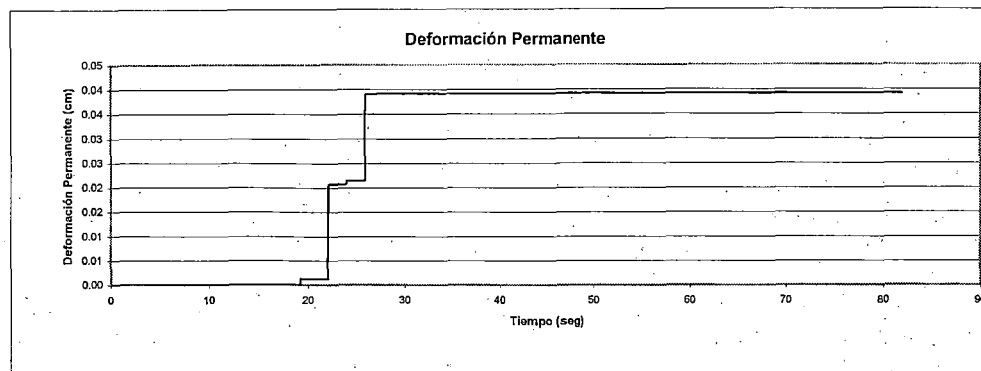
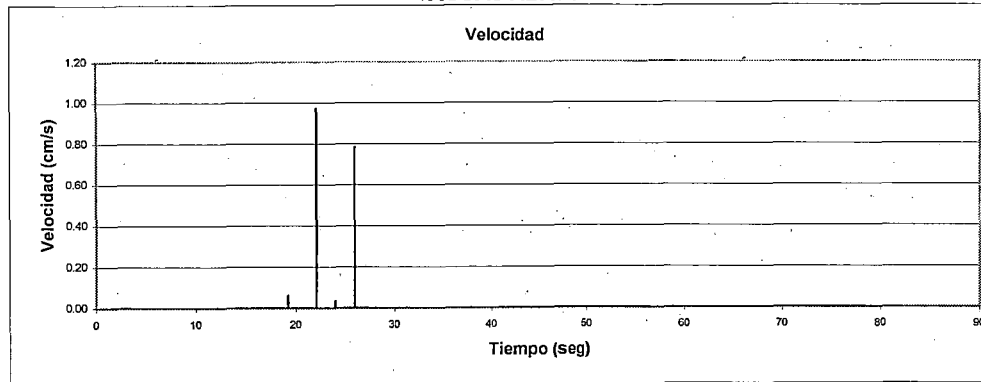
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

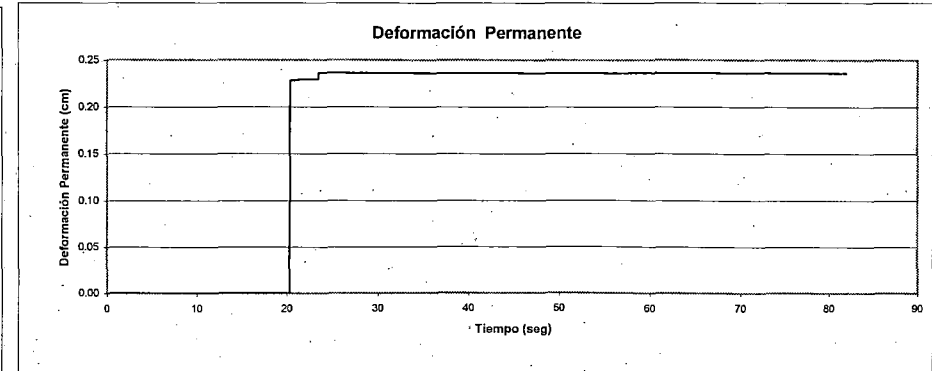
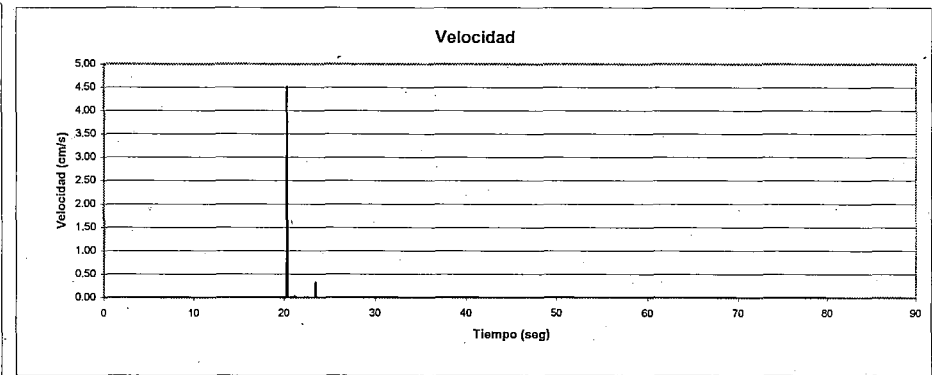
K_y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.398
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	0.98
Tiempo para Vmax. (seg)	22.06
Desplazamiento max. (cm)	0.04
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	4.49
Tiempo para Vmax. (seg)	20.32
Desplazamiento max. (cm)	0.24



AGUAS ABAJO



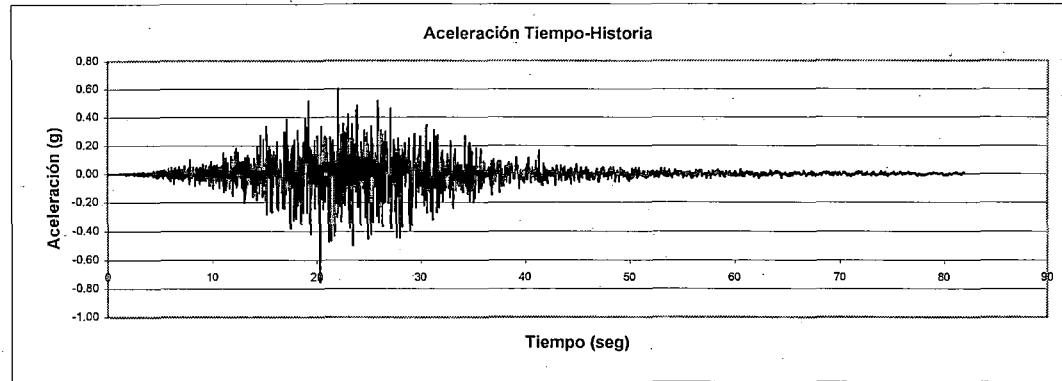
AGUAS ARRIBA



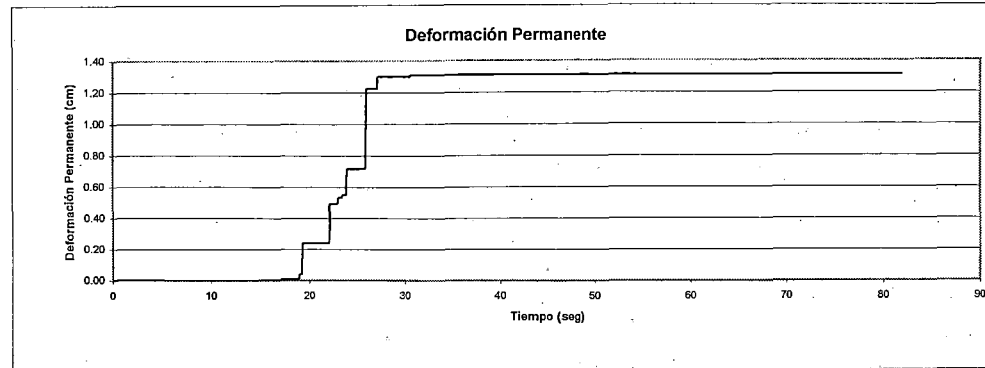
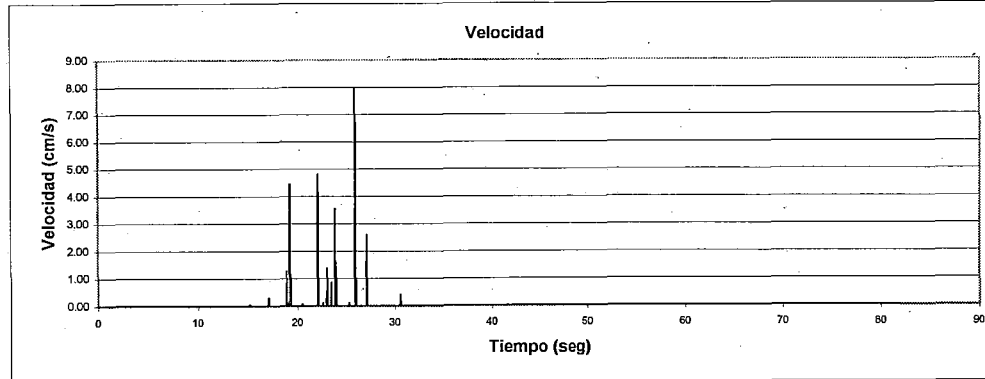
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

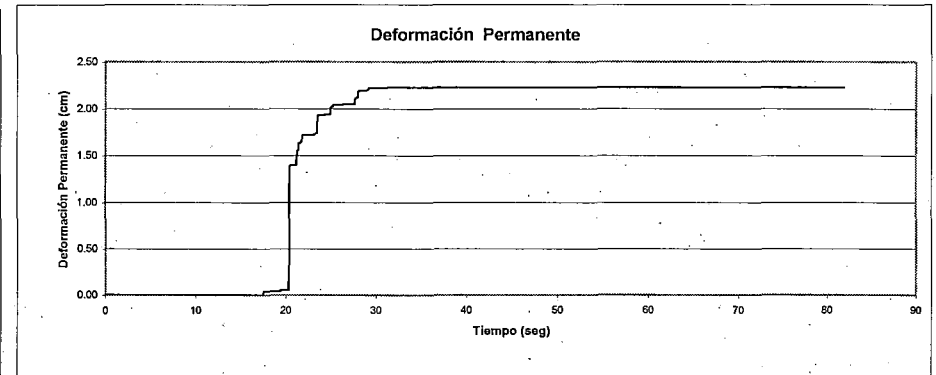
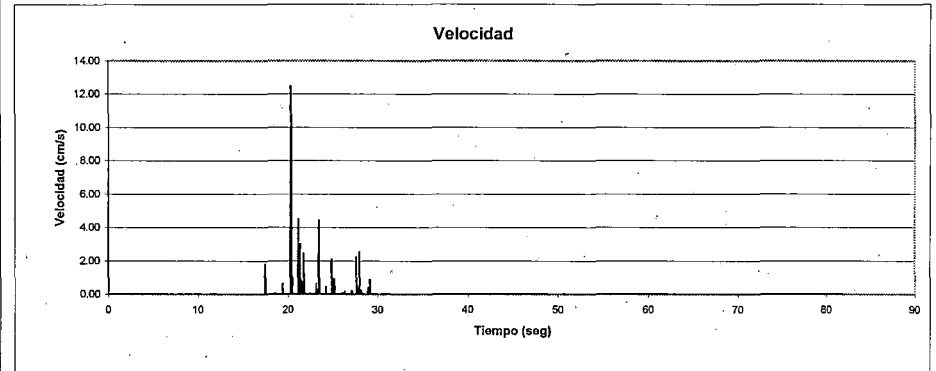
K_y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.597
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	7.97
Tiempo para Vmax. (seg)	25.90
Desplazamiento max. (cm)	1.31
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	12.49
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	2.23



AGUAS ABAJO



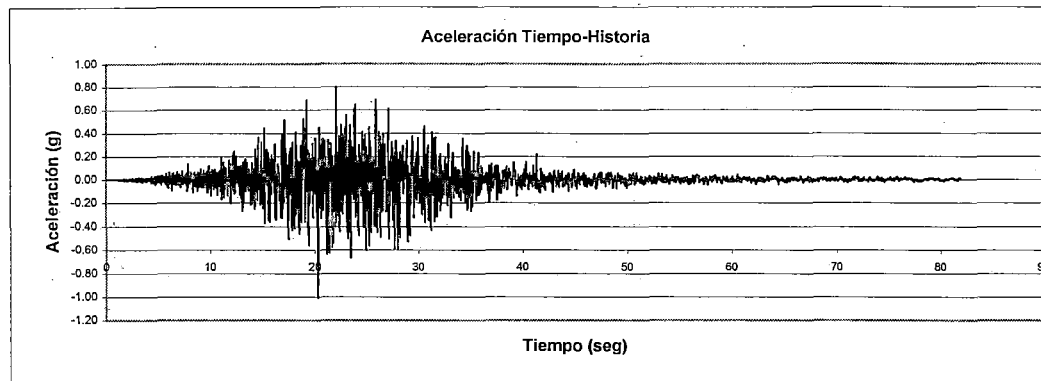
AGUAS ARRIBA



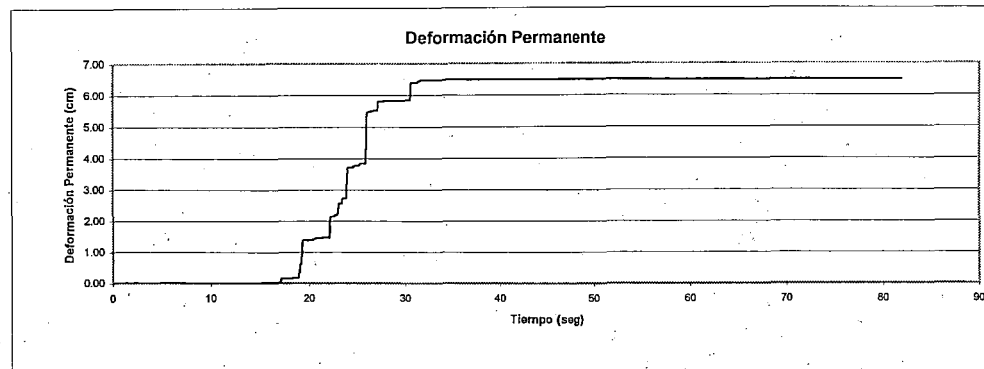
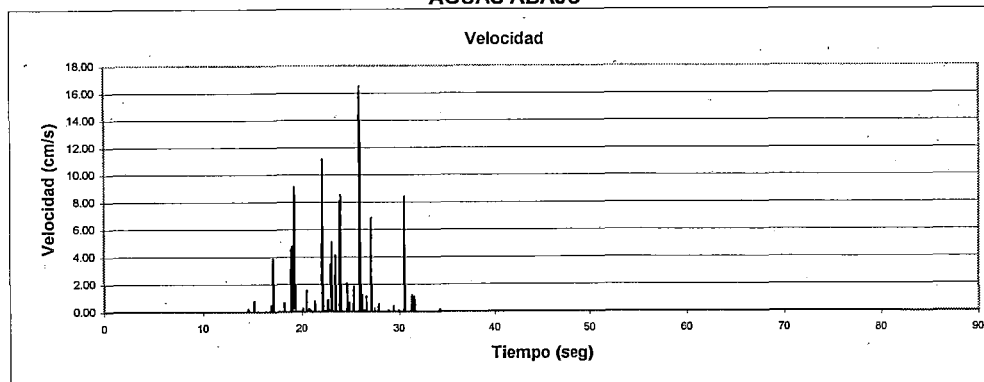
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

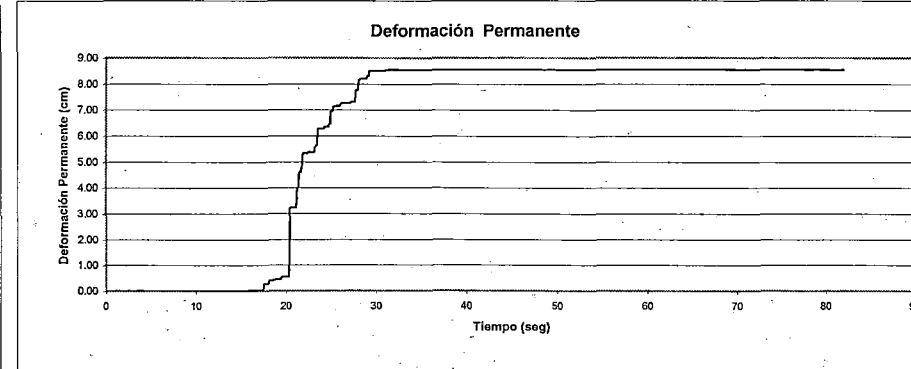
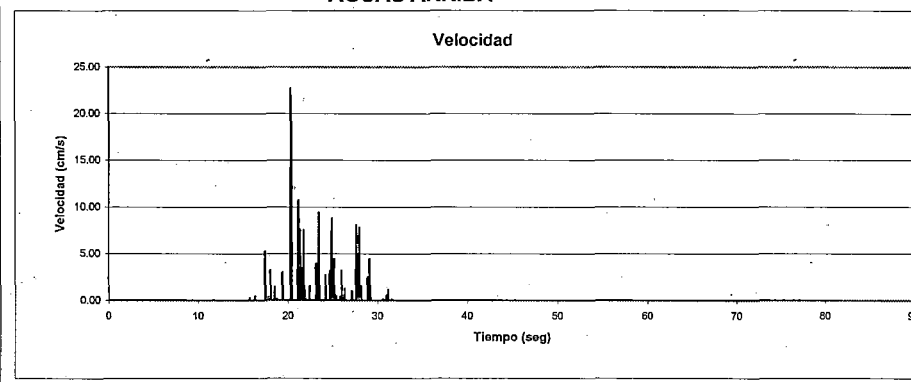
K_y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.796
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	16.33
Tiempo para Vmax. (seg)	25.90
Desplazamiento max. (cm)	6.49
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	22.73
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	8.55



AGUAS ABAJO



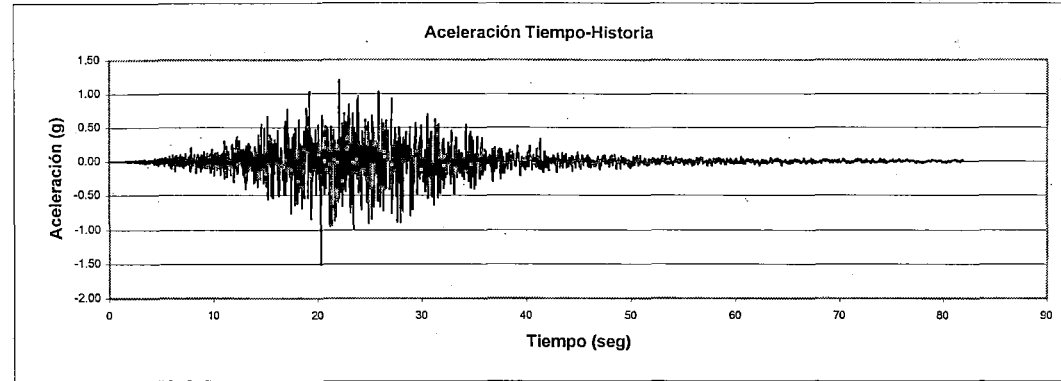
AGUAS ARRIBA



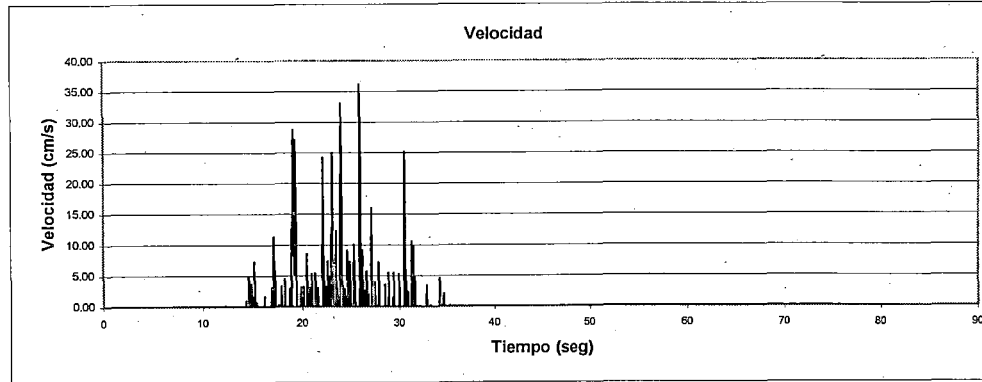
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

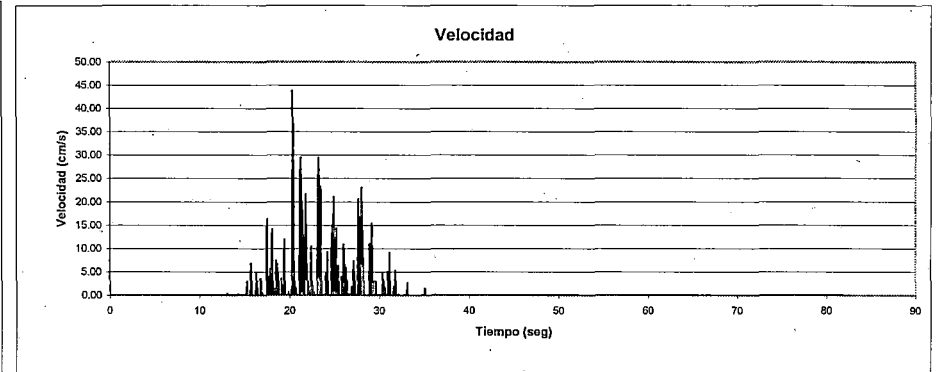
K_y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max. (+) (g)	1.194
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	36.23
Tiempo para Vmax. (seg)	25.92
Desplazamiento max. (cm)	37.94
Aceleración max. (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	43.85
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	47.15



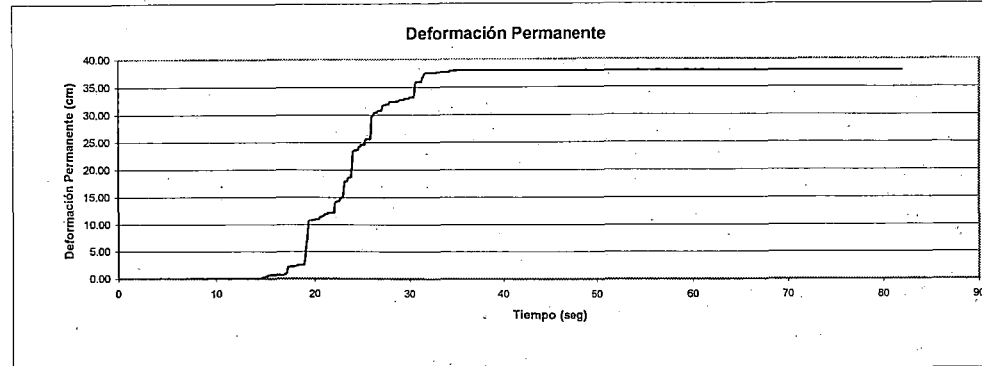
AGUAS ABAJO



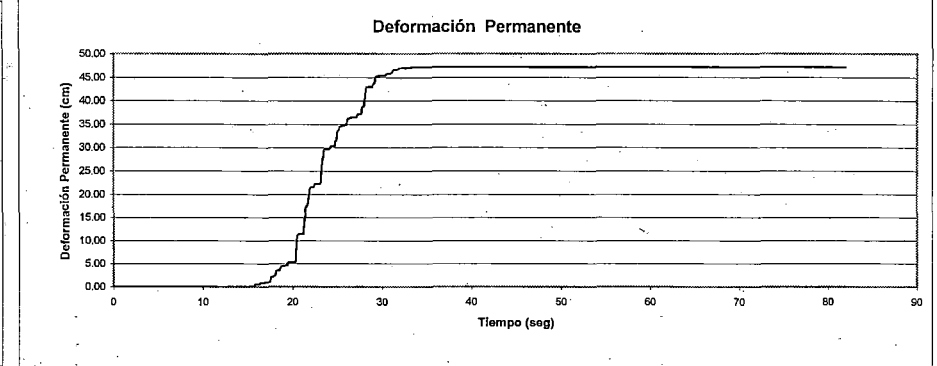
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



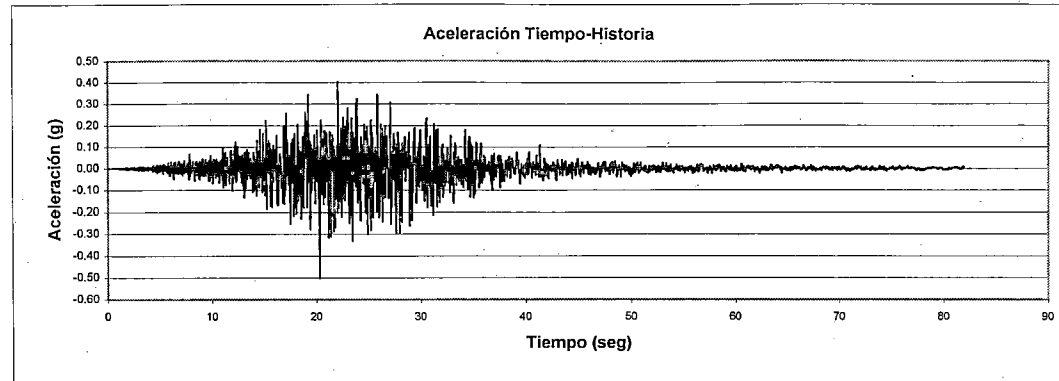
Deformación Permanente



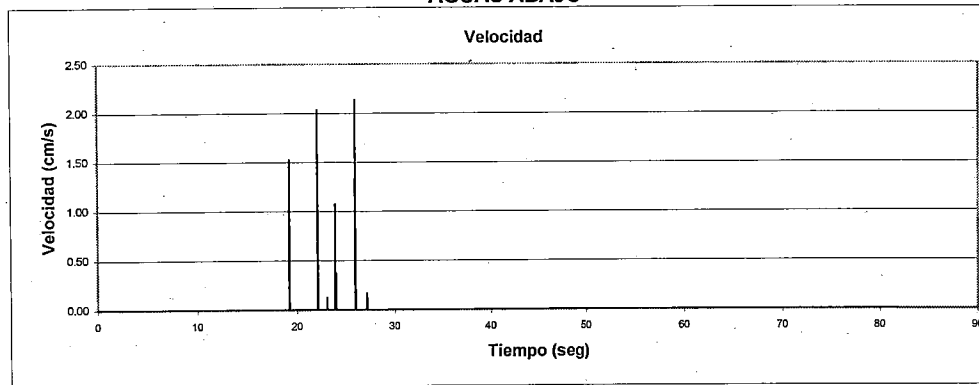
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

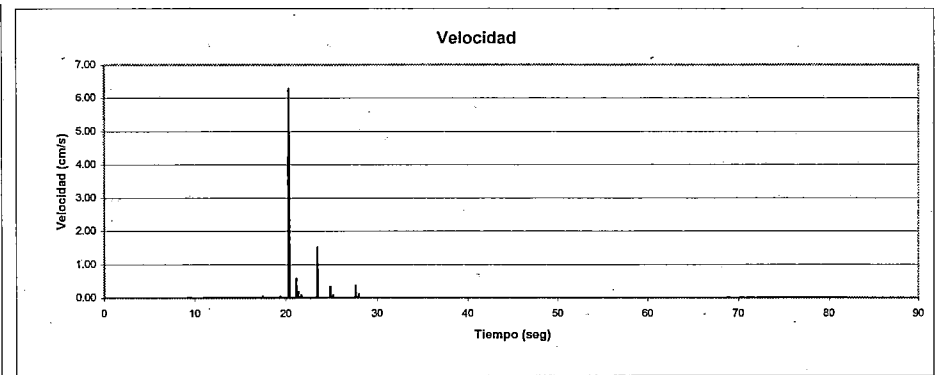
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.398
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	2.13
Tiempo para Vmax. (seg)	25.88
Desplazamiento max. (cm)	0.23
Aceleración max (-) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	6.20
Tiempo para Vmax. (seg)	20.32
Desplazamiento max. (cm)	0.60



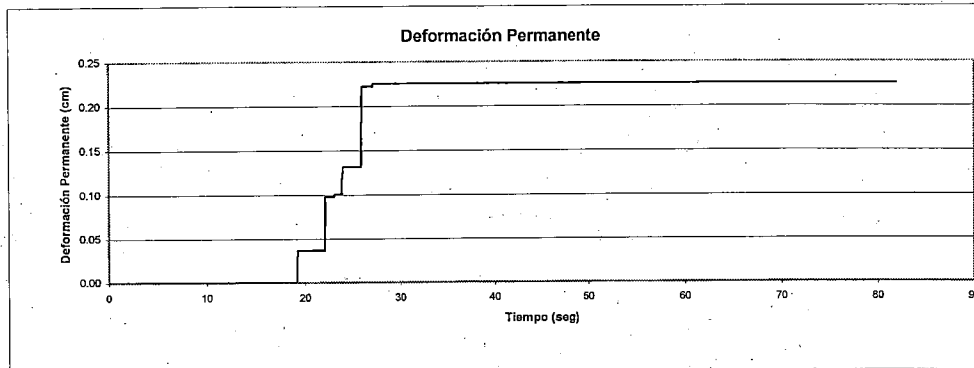
AGUAS ABAJO



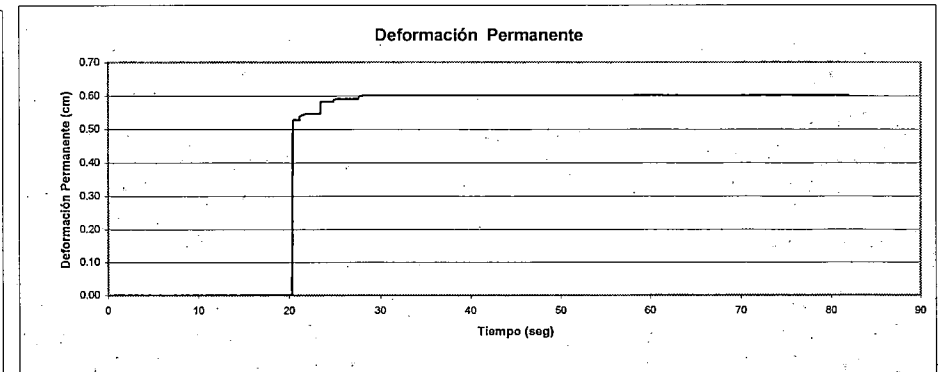
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



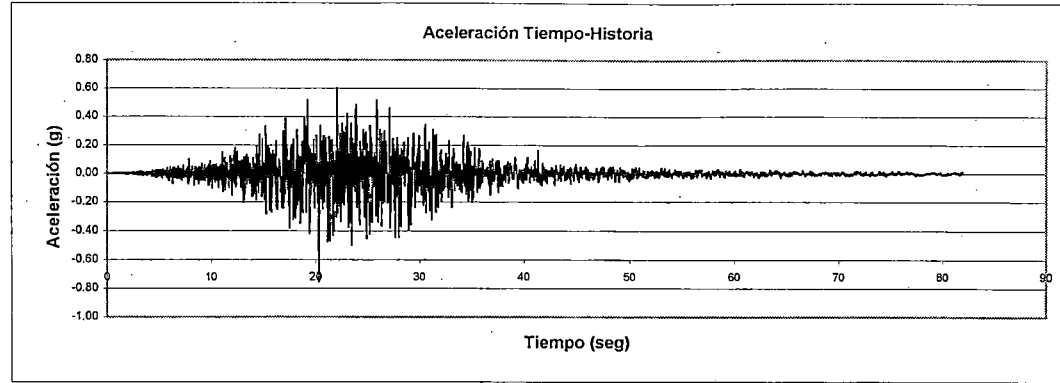
Deformación Permanente



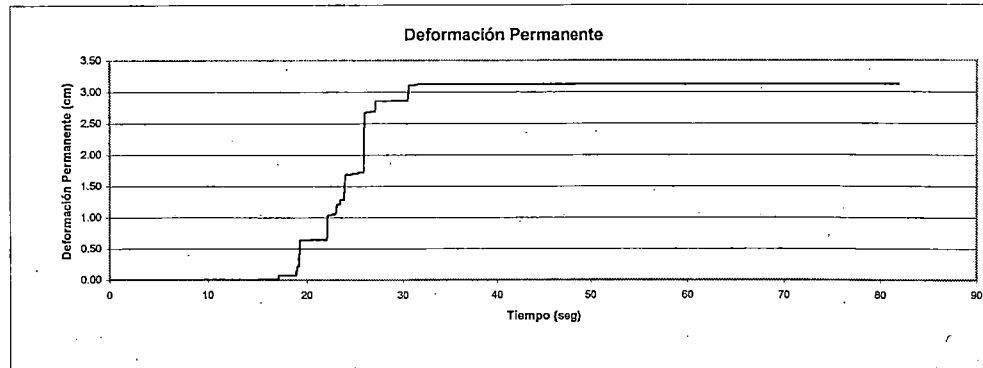
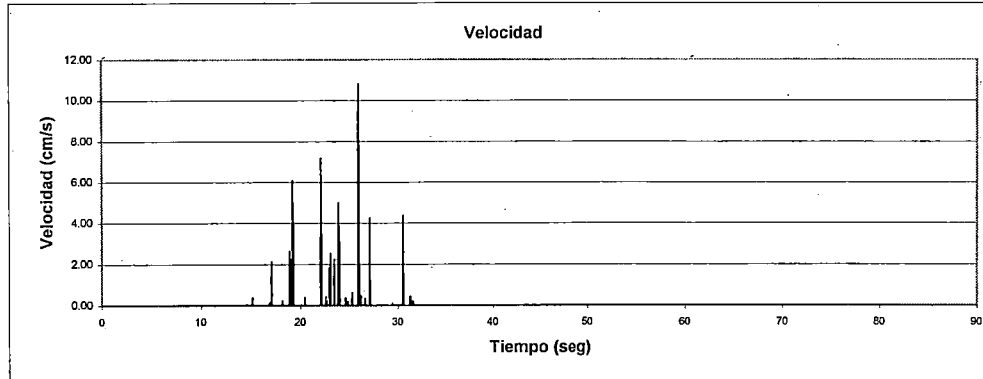
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DELIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

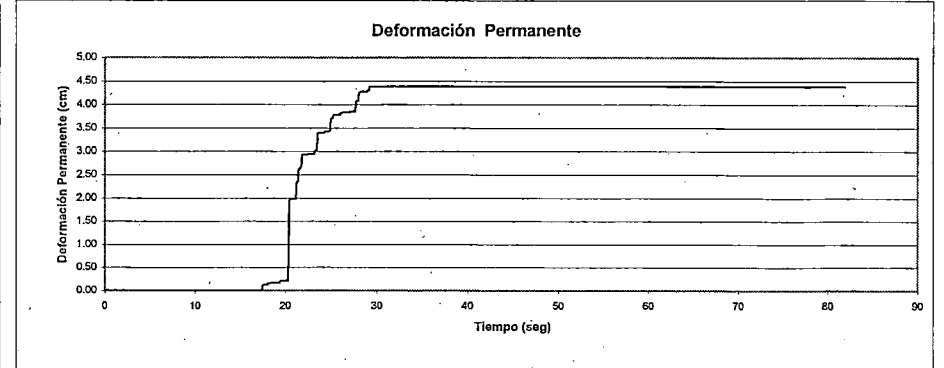
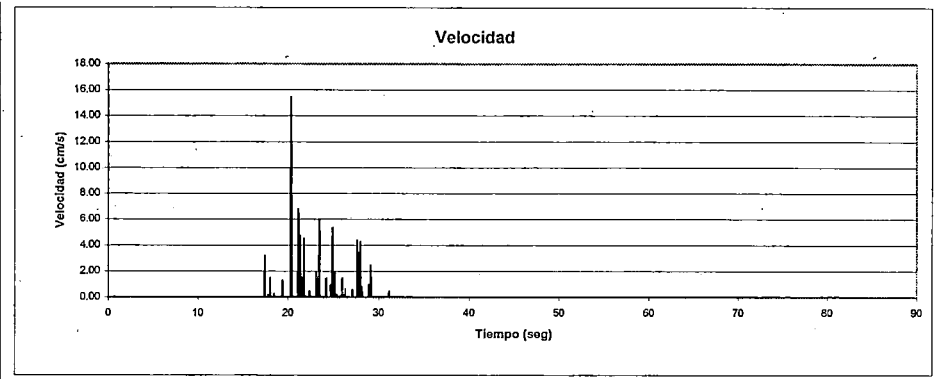
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.597
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	10.78
Tiempo para Vmax. (seg)	25.90
Desplazamiento max. (cm)	3.12
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	15.49
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	4.39



AGUAS ABAJO



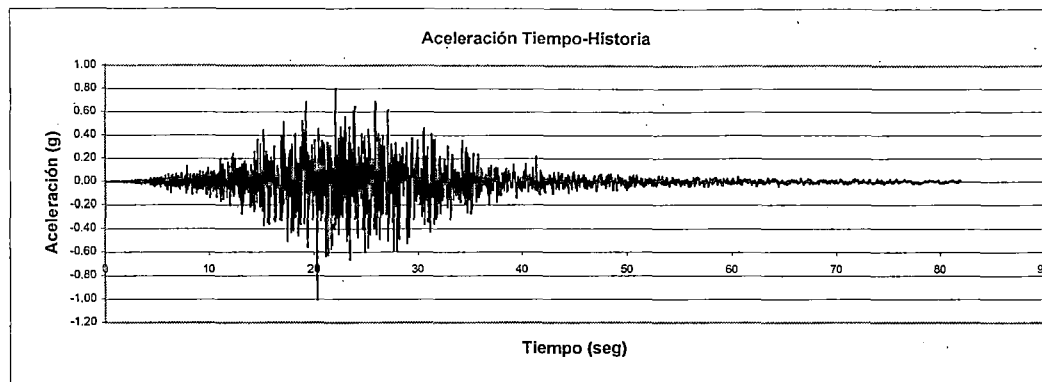
AGUAS ARRIBA



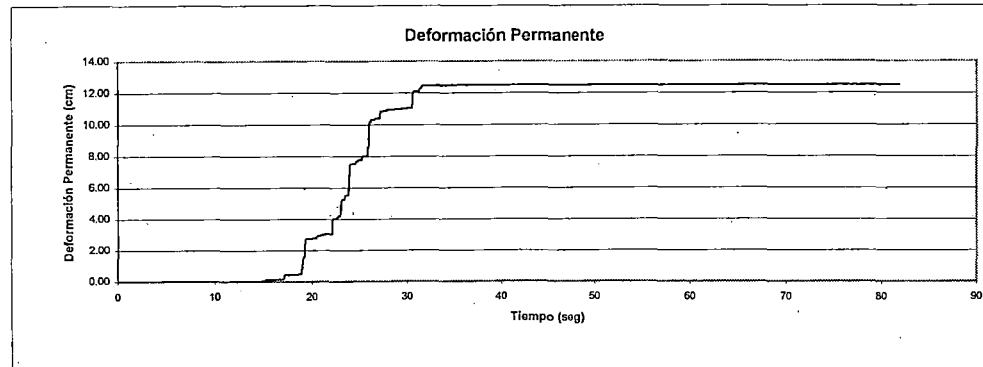
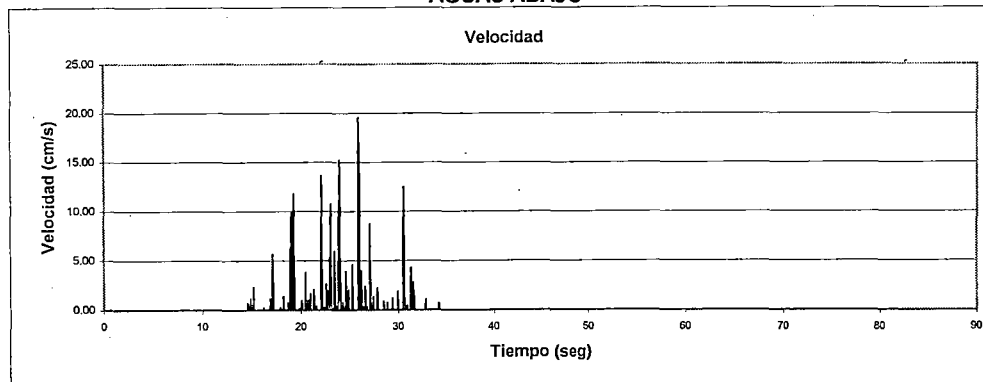
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

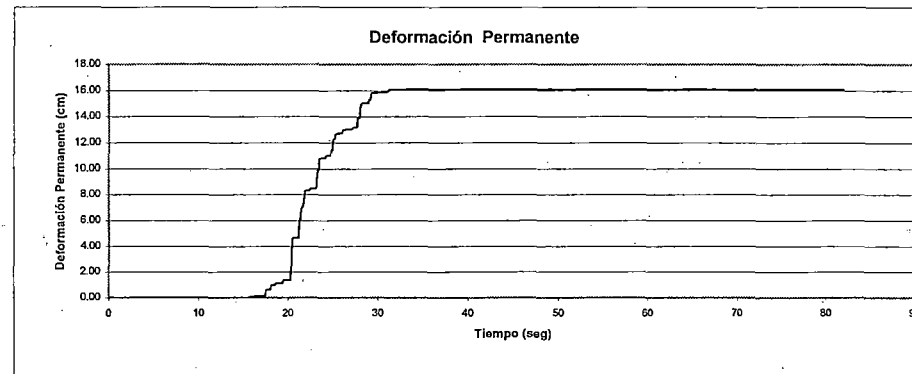
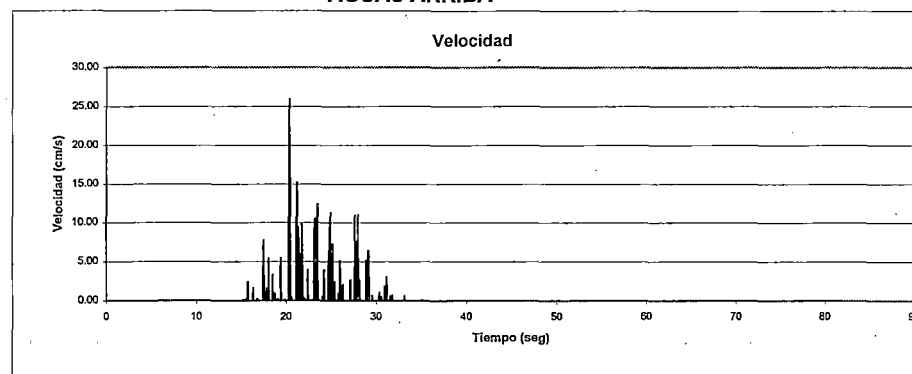
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.796
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	19.58
Tiempo para Vmax. (seg)	25.92
Desplazamiento max. (cm)	12.50
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	25.93
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	16.08



AGUAS ABAJO



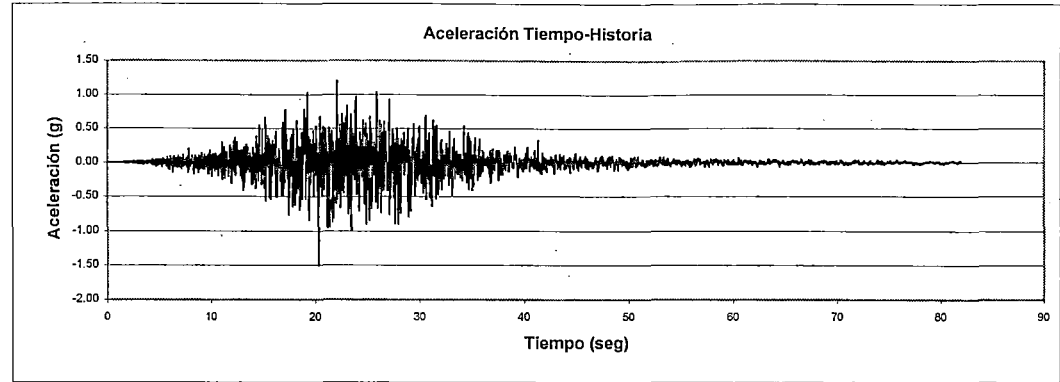
AGUAS ARRIBA



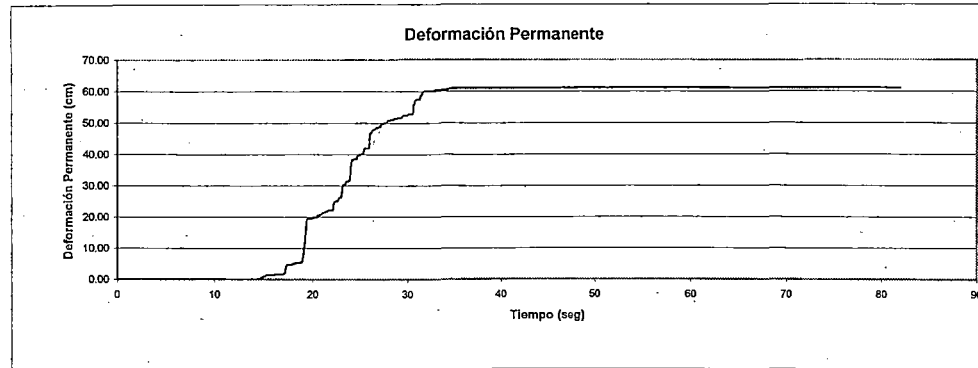
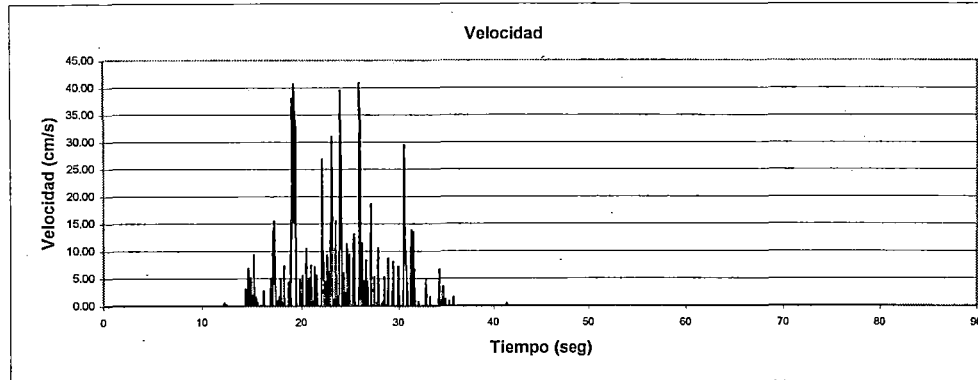
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

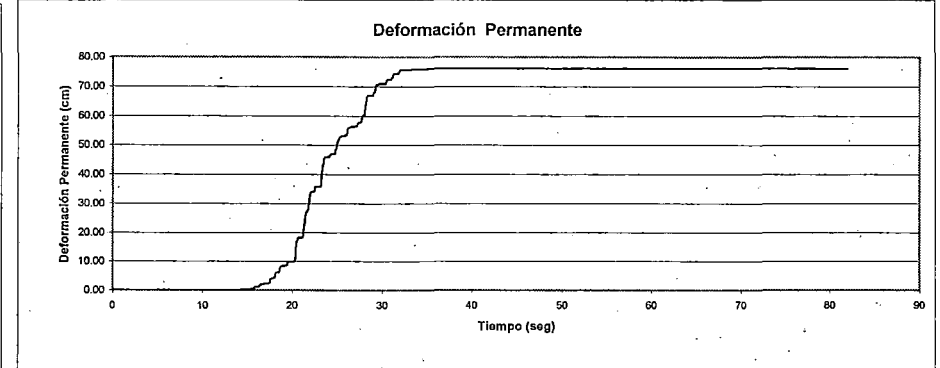
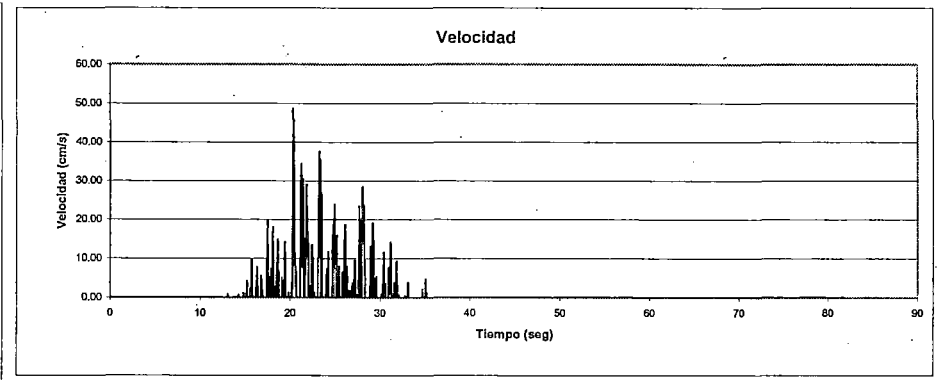
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.194
Tiempo para Amax (seg)	22.06
Velocidad max. (cm/s)	40.88
Tiempo para Vmax. (seg)	25.92
Desplazamiento max. (cm)	61.16
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	20.3
Velocidad max. (cm/s)	48.48
Tiempo para Vmax. (seg)	20.34
Desplazamiento max. (cm)	76.16



AGUAS ABAJO



AGUAS ARRIBA

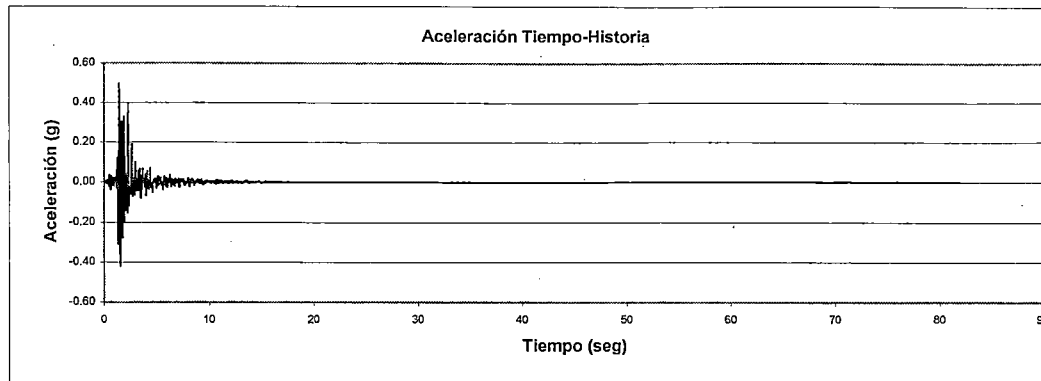


**ANÁLISIS DE DEFORMACIONES
PERMANENTES PRE-SISMO
REGISTRO SANTA GERTRUDIS
13 DE FEBRERO DEL 2001**

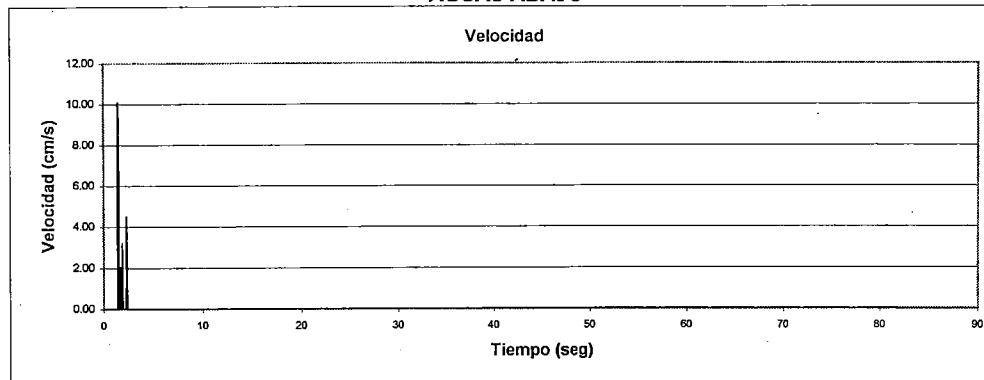
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

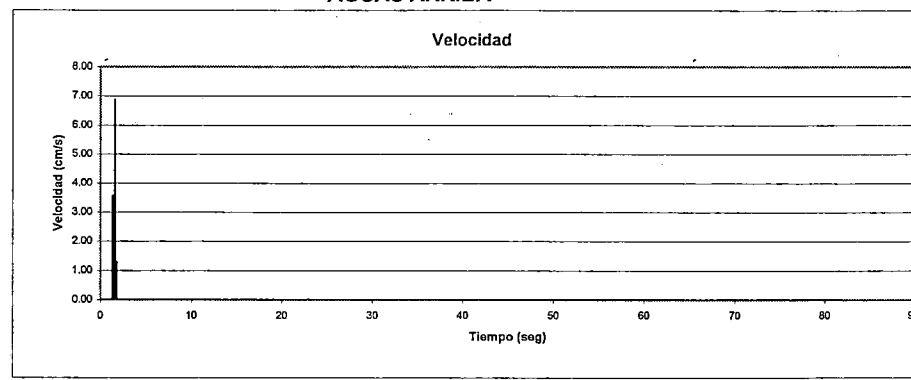
K_y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	10.09
Tiempo para Vmax. (seg)	1.46
Desplazamiento max. (cm)	1.19
Aceleración max (-) (g)	0.419
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	6.86
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	0.65



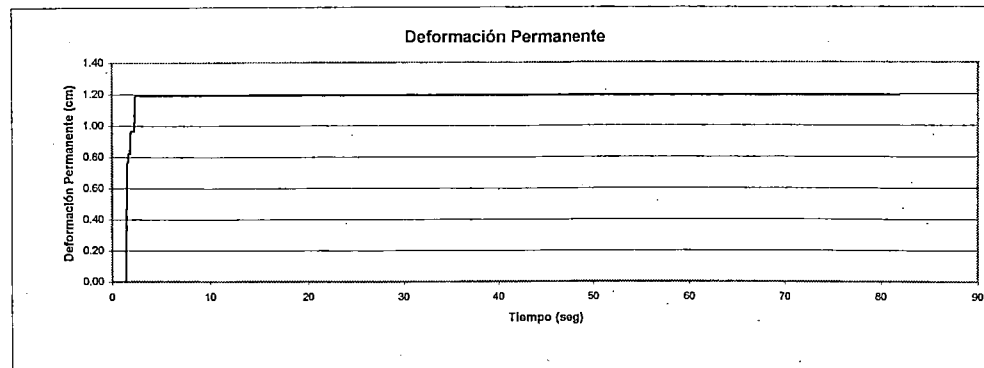
AGUAS ABAJO



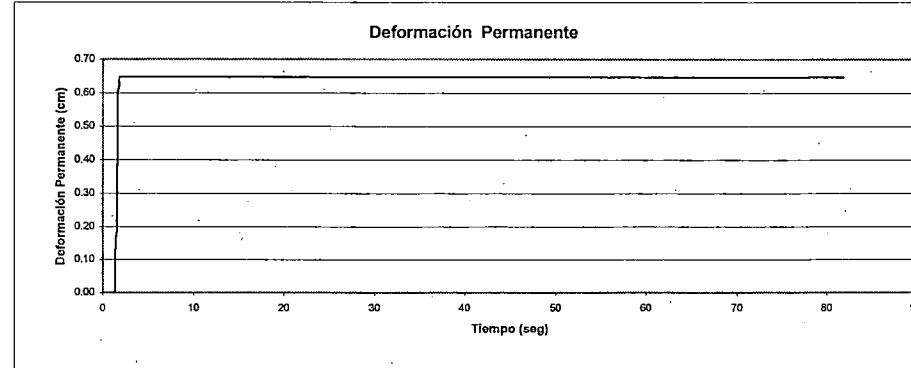
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



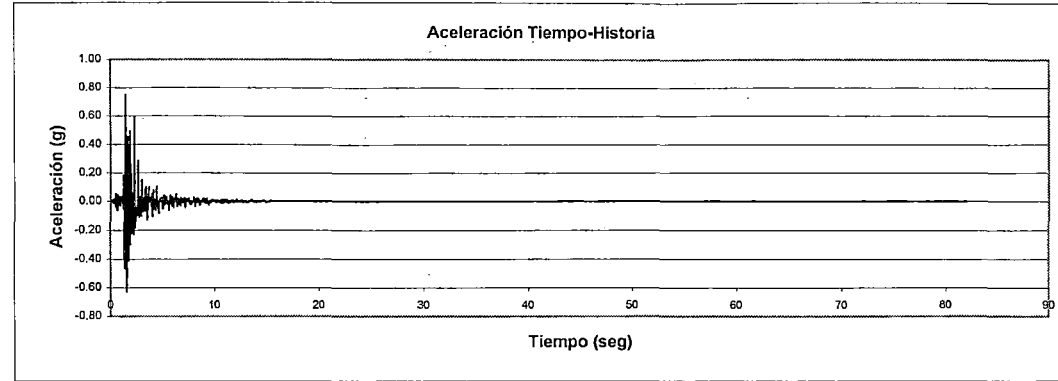
Deformación Permanente



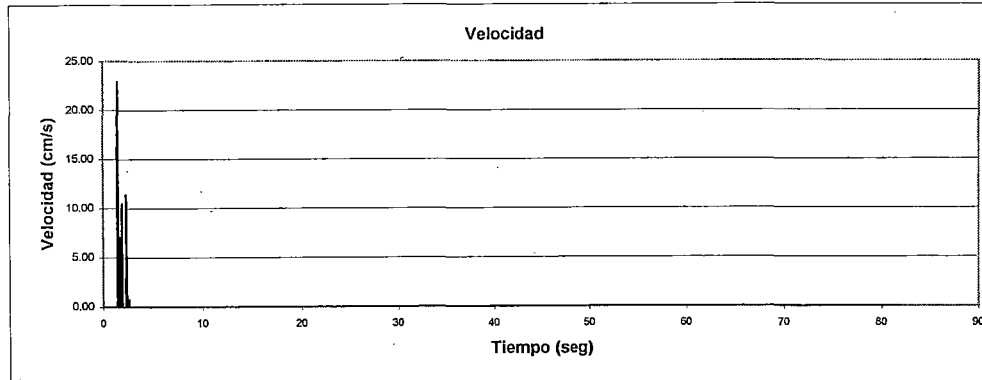
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

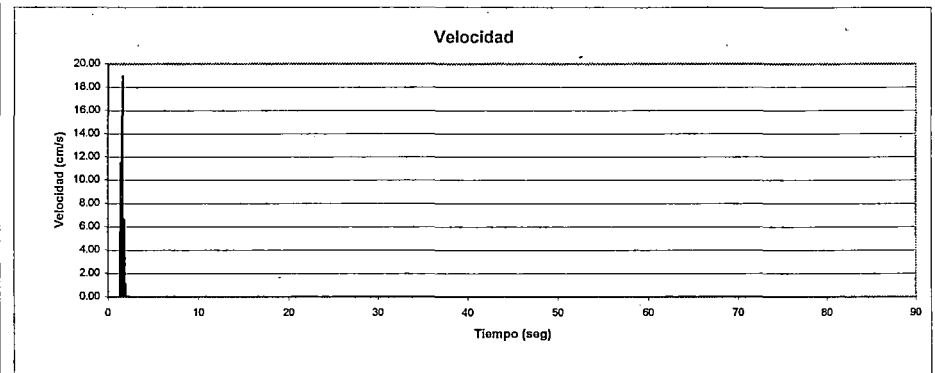
K_y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	22.95
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	4.23
Aceleración max (-) (g)	0.629
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	19.00
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	3.01



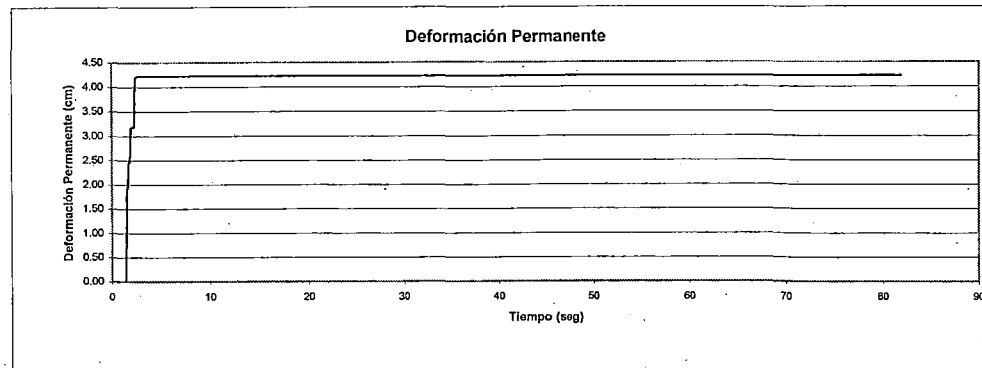
AGUAS ABAJO



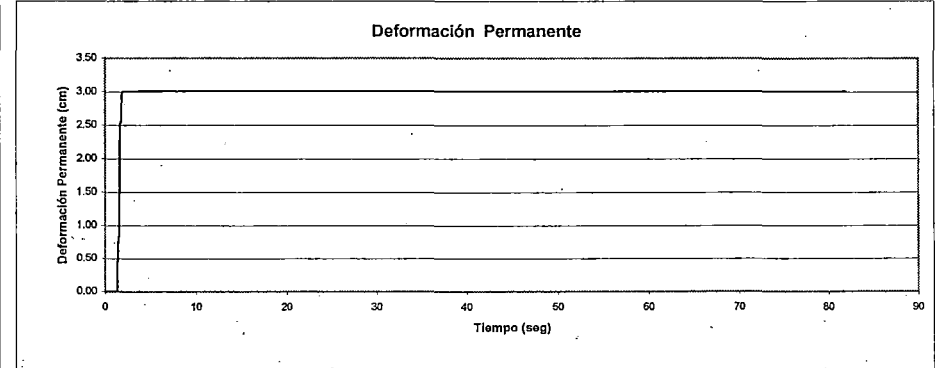
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



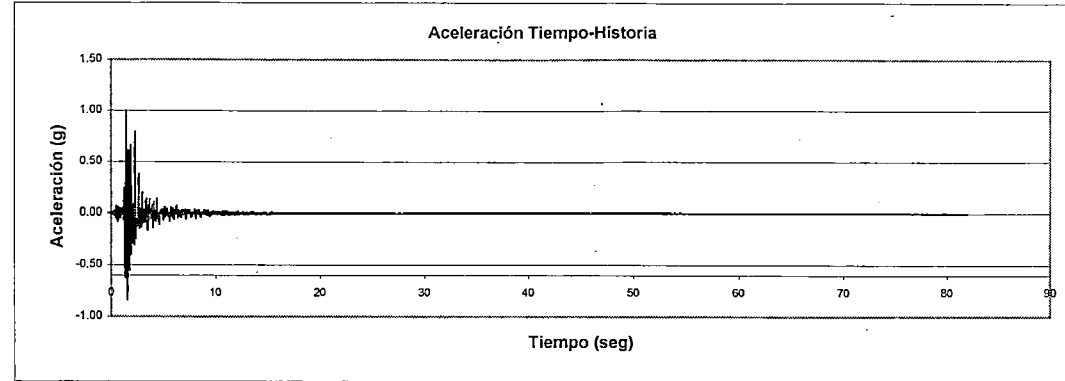
Deformación Permanente



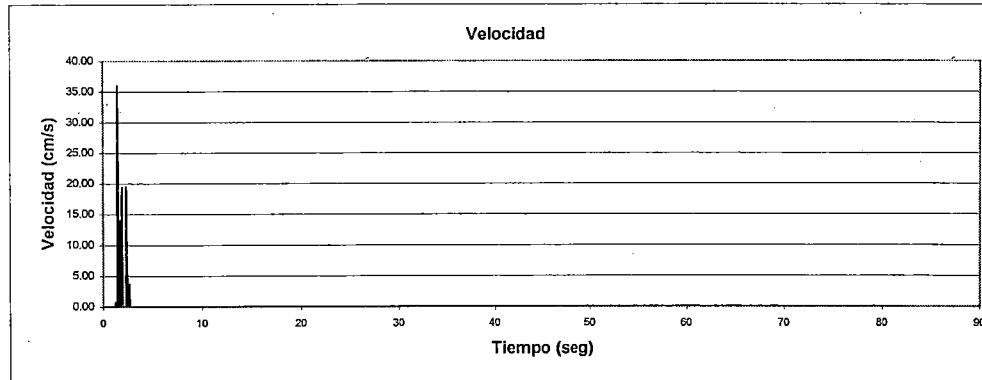
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

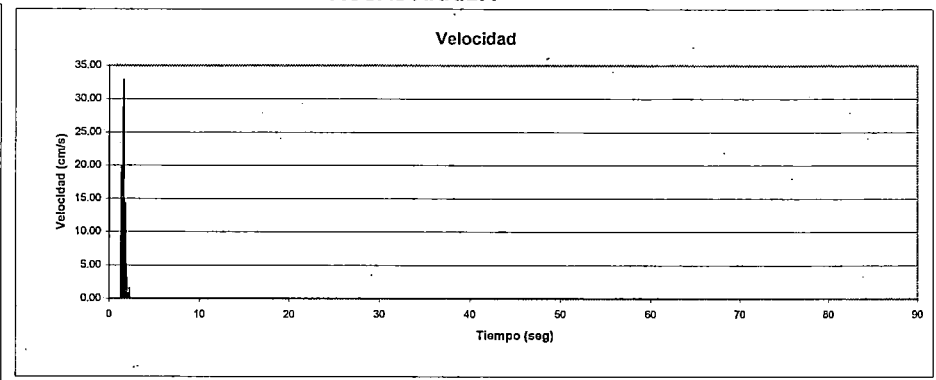
K_y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	36.03
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	8.39
Aceleración max (-) (g)	0.838
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	32.92
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	6.07



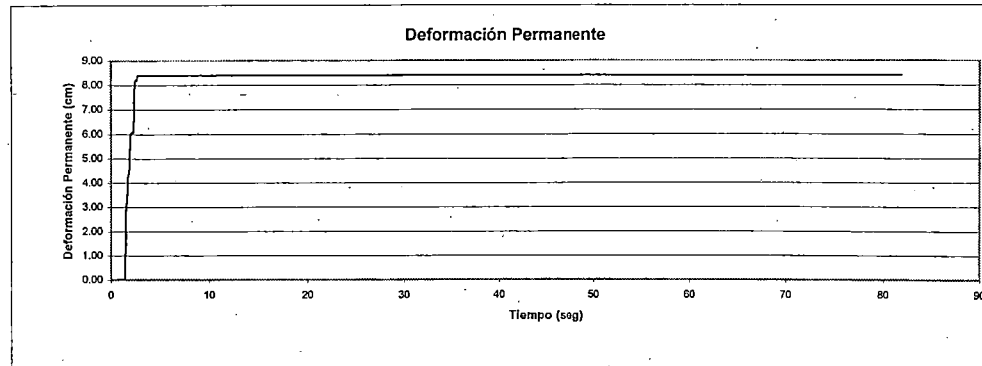
AGUAS ABAJO



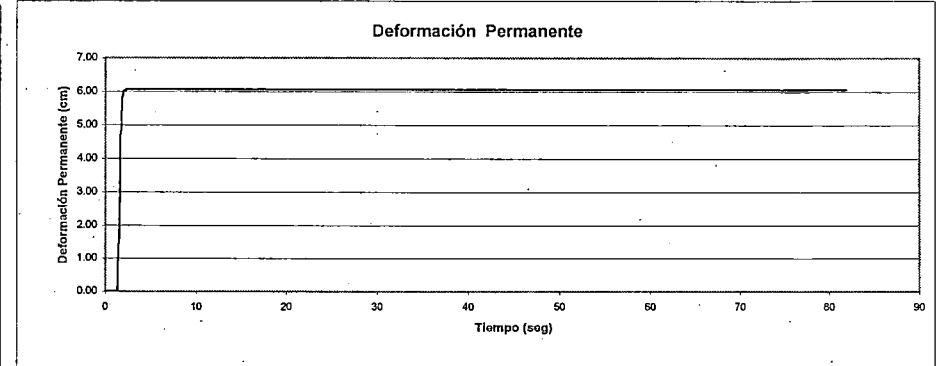
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



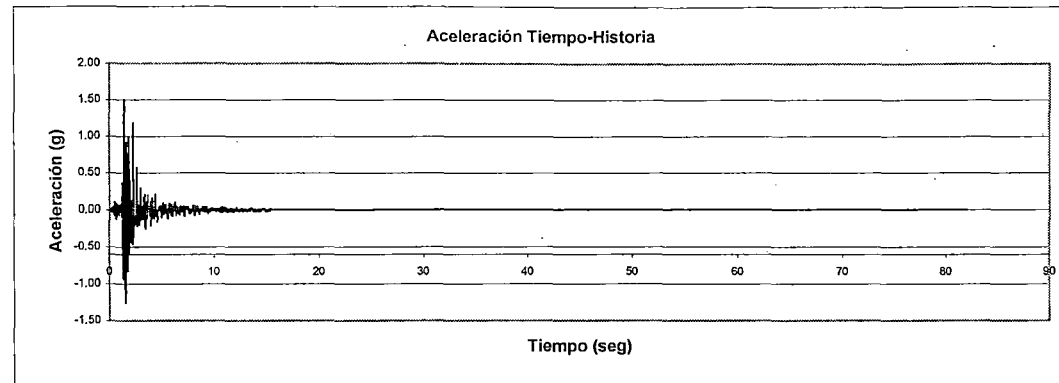
Deformación Permanente



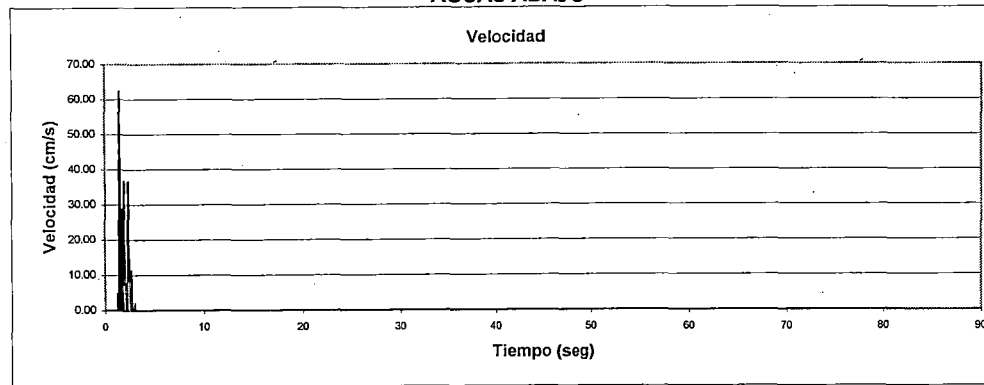
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

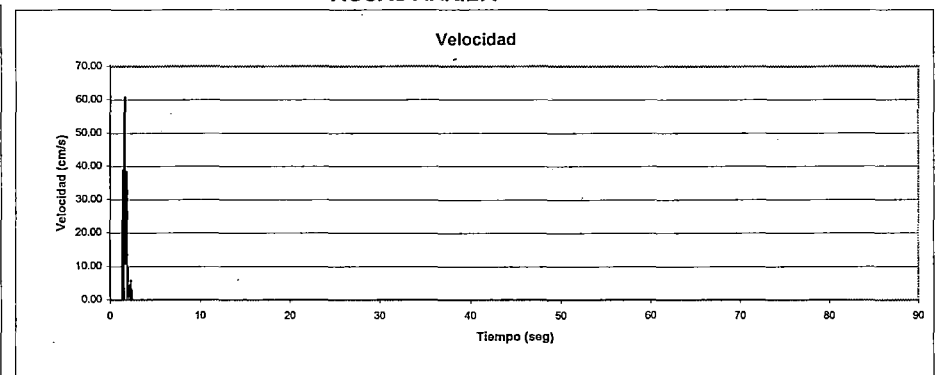
K_Y	0.21
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	62.30
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	19.28
Aceleración max (-) (g)	1.257
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	60.99
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	14.80



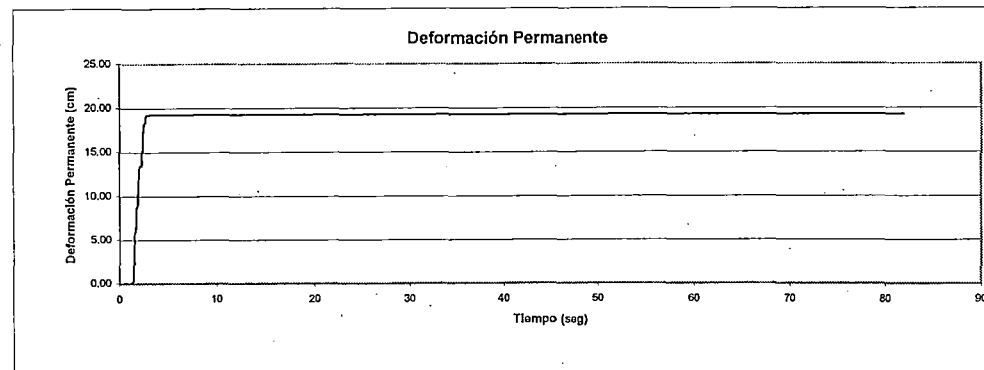
AGUAS ABAJO



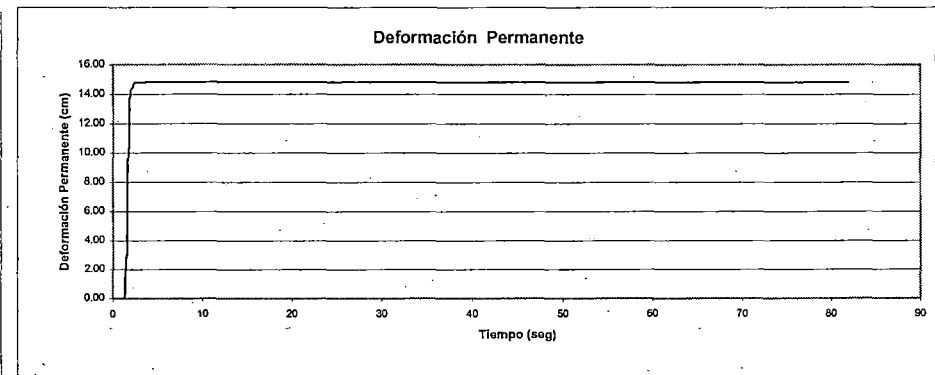
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



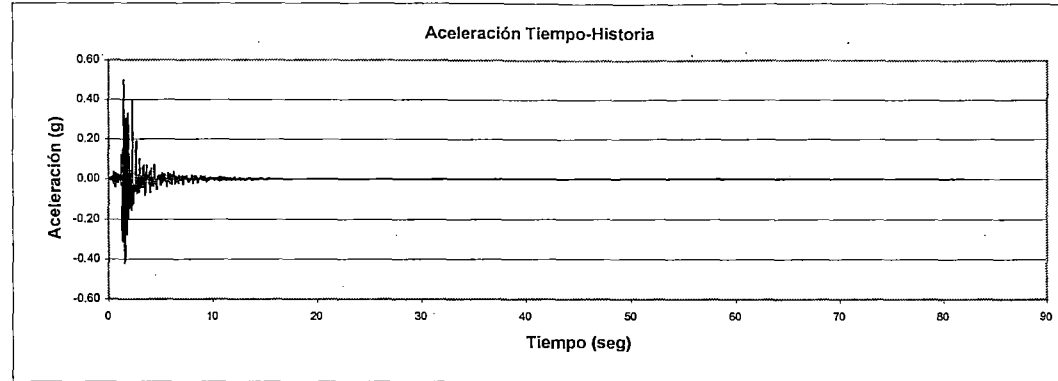
Deformación Permanente



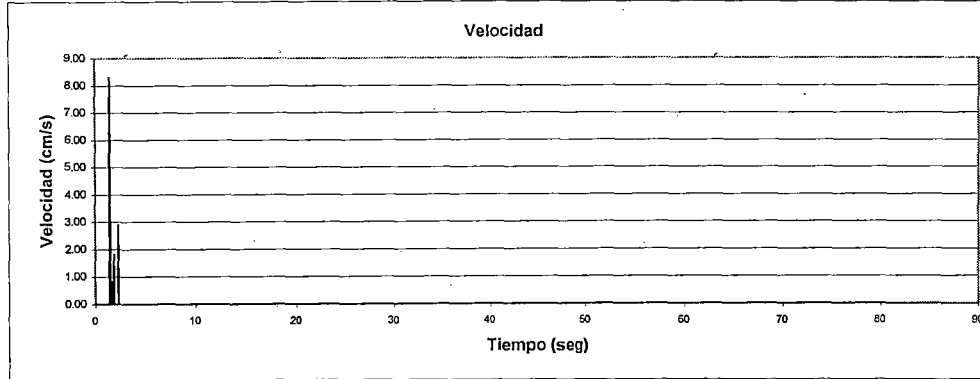
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

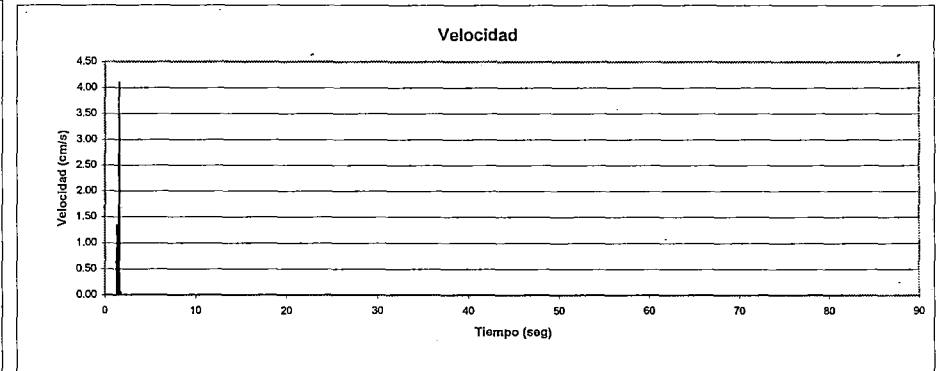
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	8.19
Tiempo para Vmax. (seg)	1.46
Desplazamiento max. (cm)	0.69
Aceleración max (-) (g)	0.419
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	4.11
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	0.20



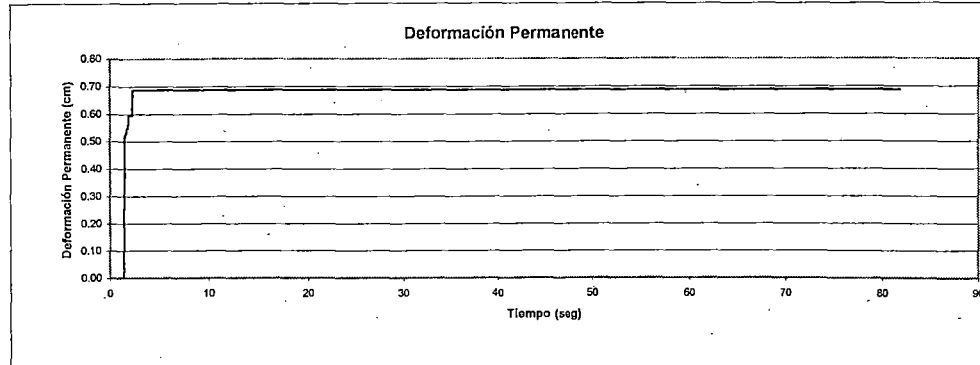
AGUAS ABAJO



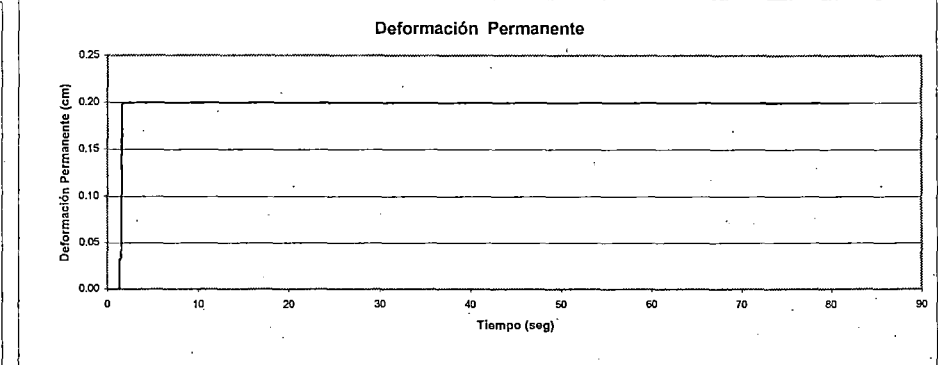
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



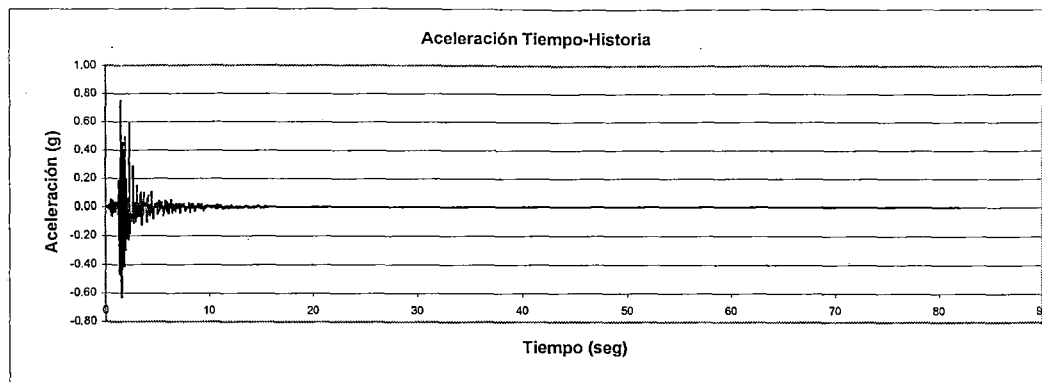
Deformación Permanente



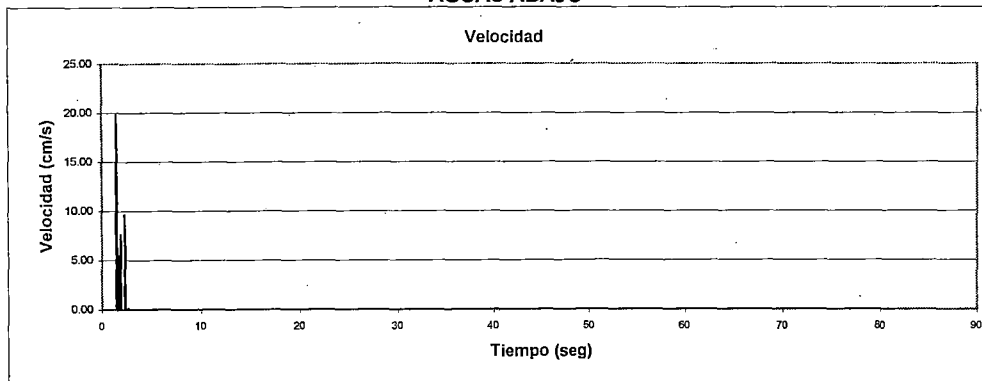
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

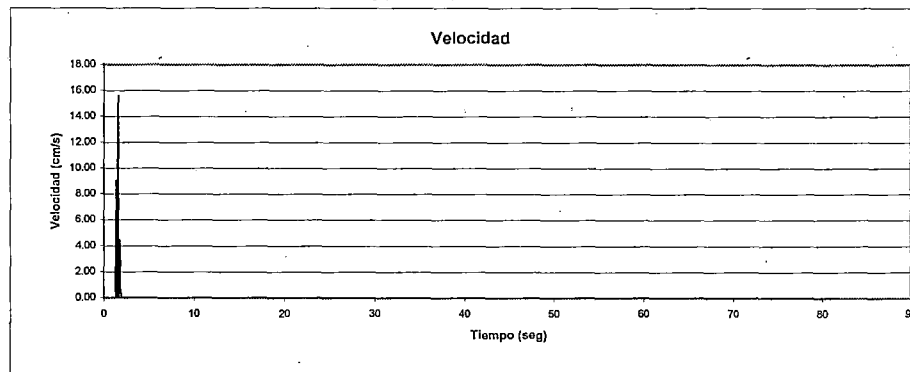
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	19.91
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	3.10
Aceleración max (-) (g)	0.629
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	15.52
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	2.08



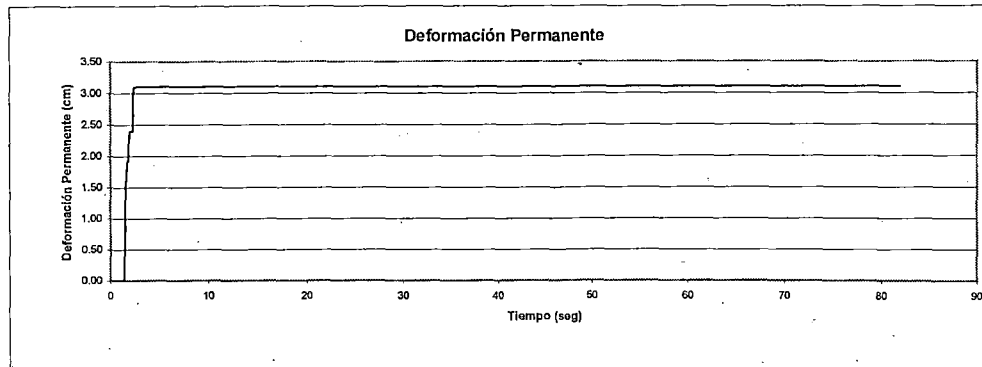
AGUAS ABAJO



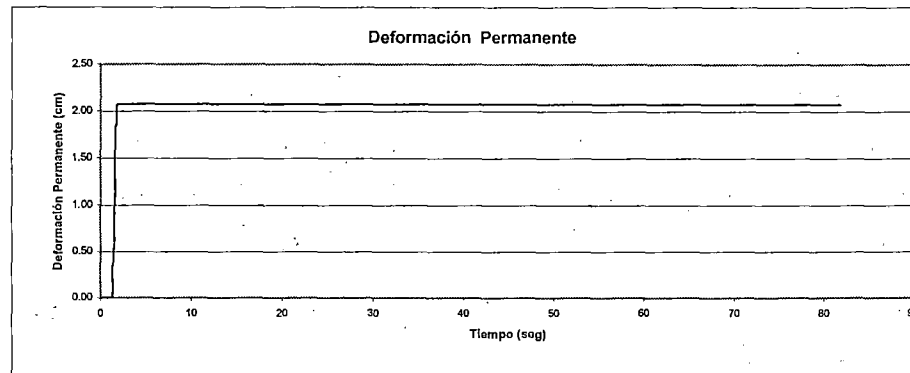
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



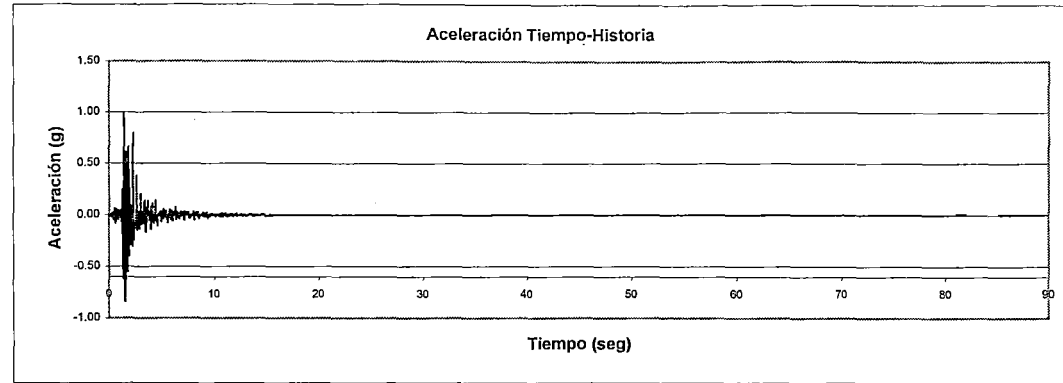
Deformación Permanente



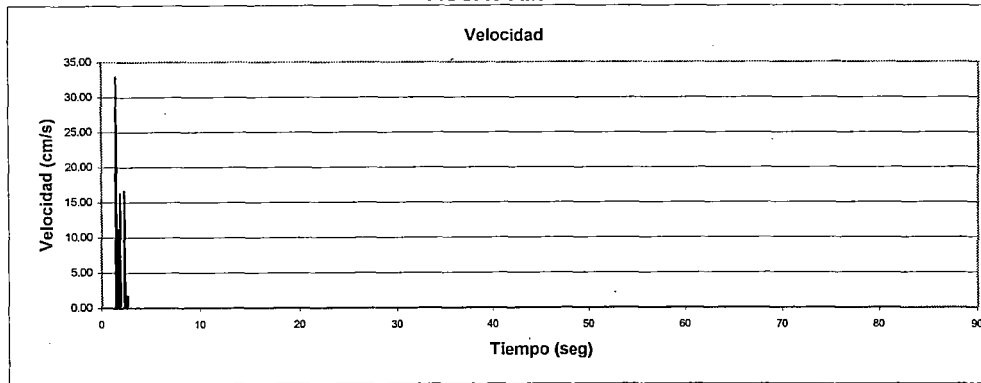
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

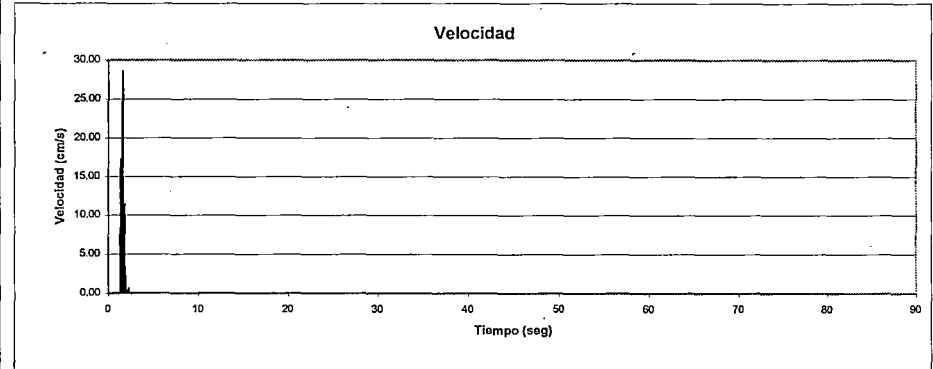
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	32.91
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	6.64
Aceleración max (-) (g)	0.838
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	28.56
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	4.83



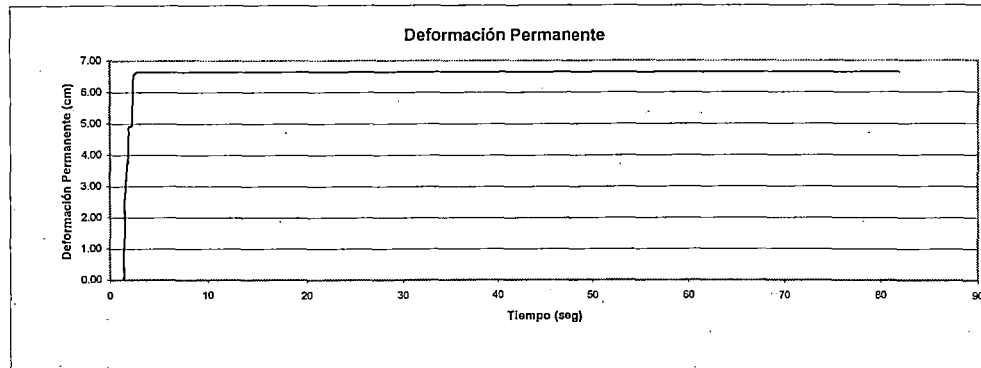
AGUAS ABAJO



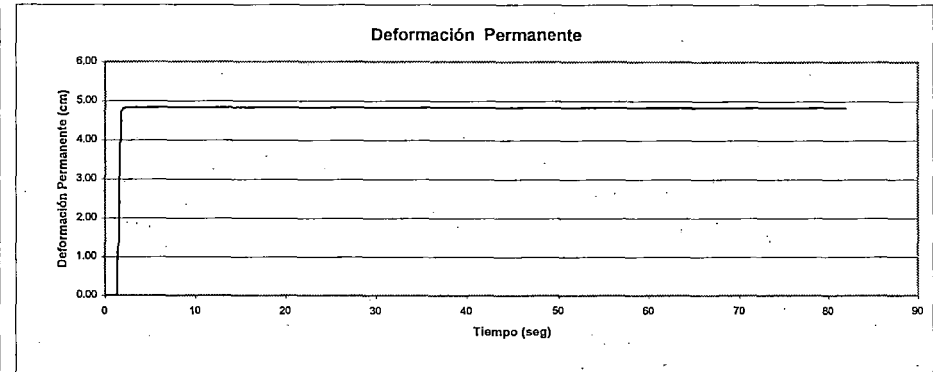
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



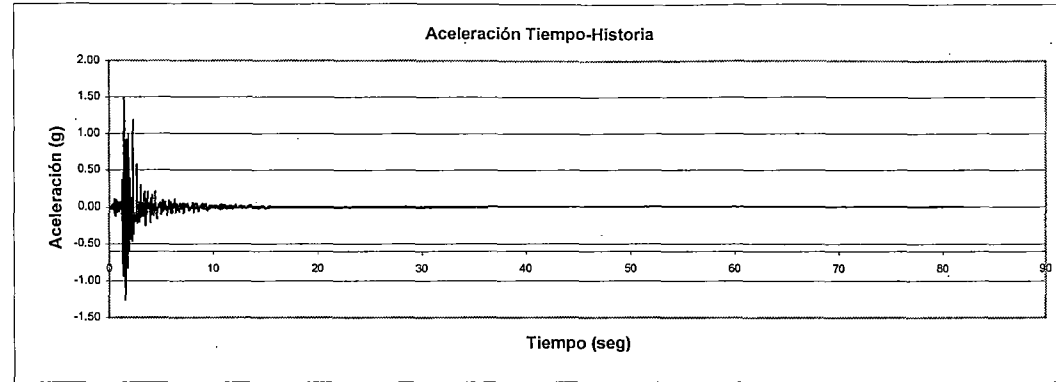
Deformación Permanente



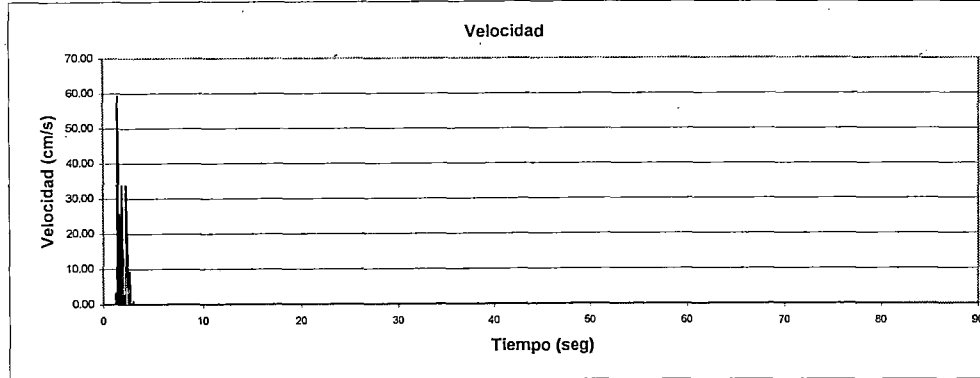
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

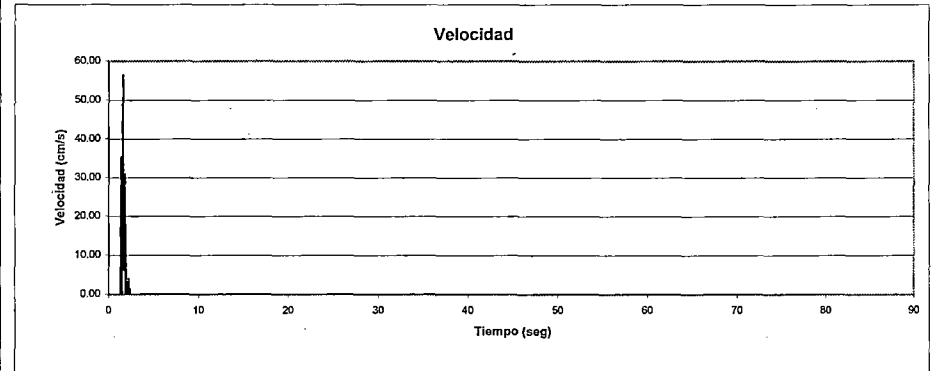
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	59.18
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	16.20
Aceleración max (-) (g)	1.257
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	56.53
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	12.33



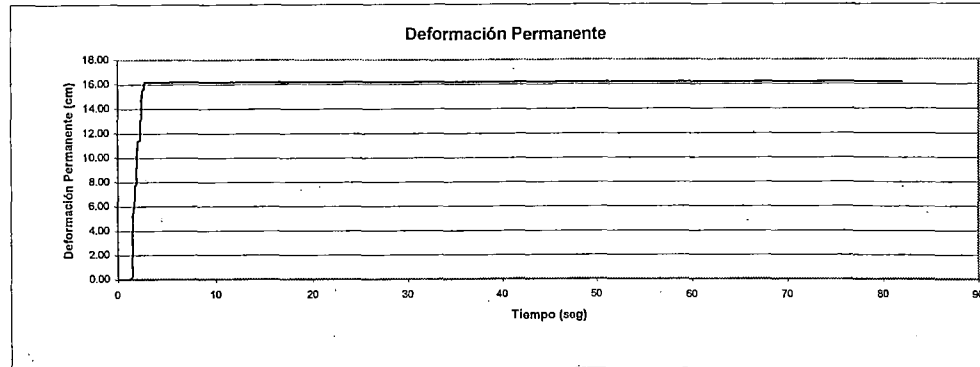
AGUAS ABAJO



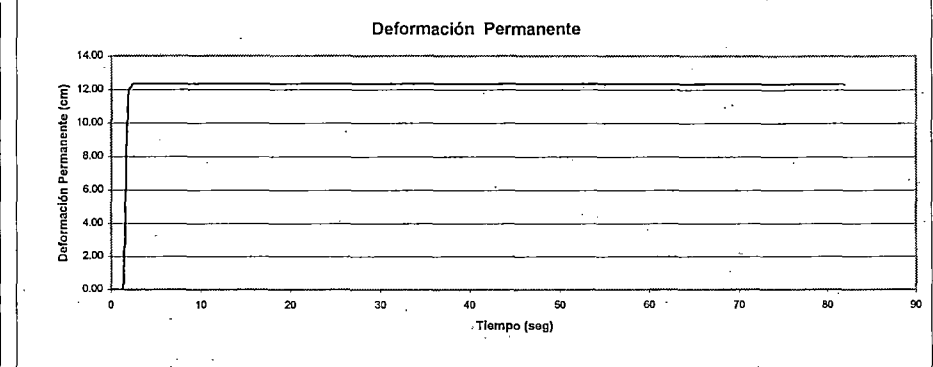
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



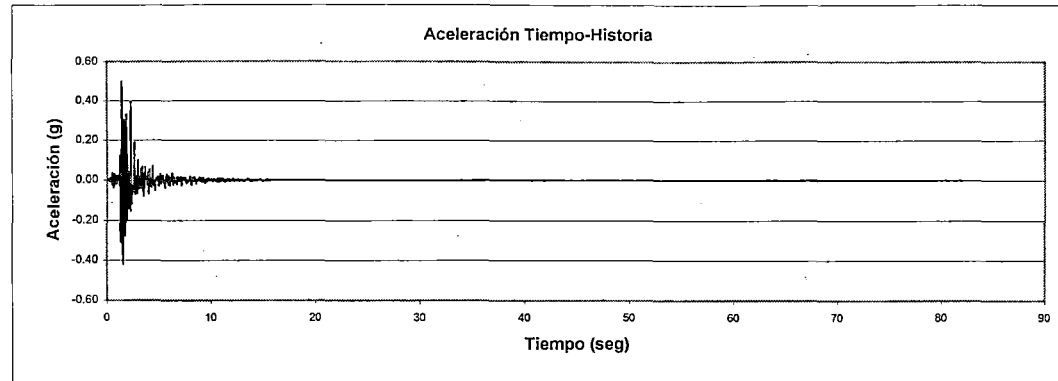
Deformación Permanente



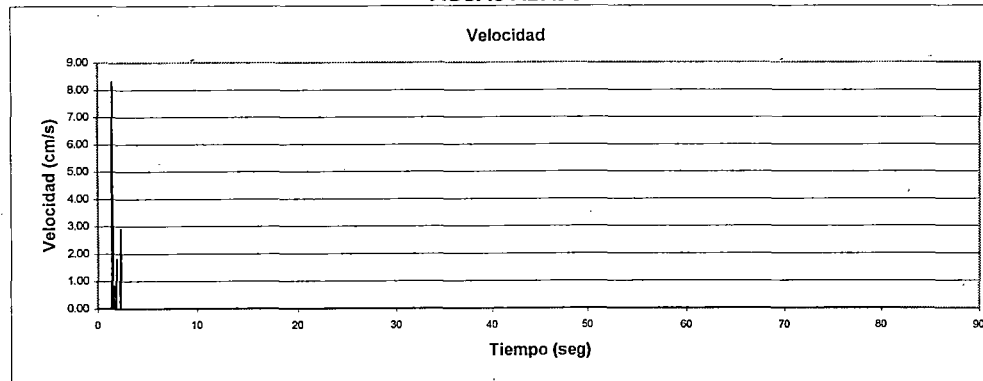
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

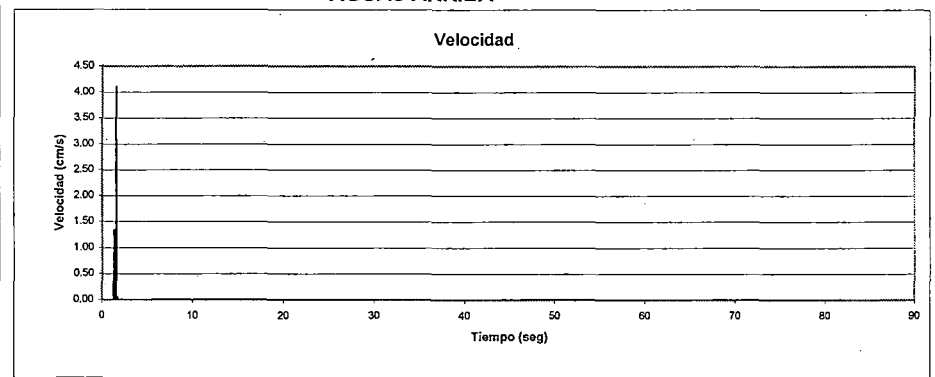
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	8.19
Tiempo para Vmax. (seg)	1.46
Desplazamiento max. (cm)	0.69
Aceleración max (-) (g)	0.419
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	4.11
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	0.20



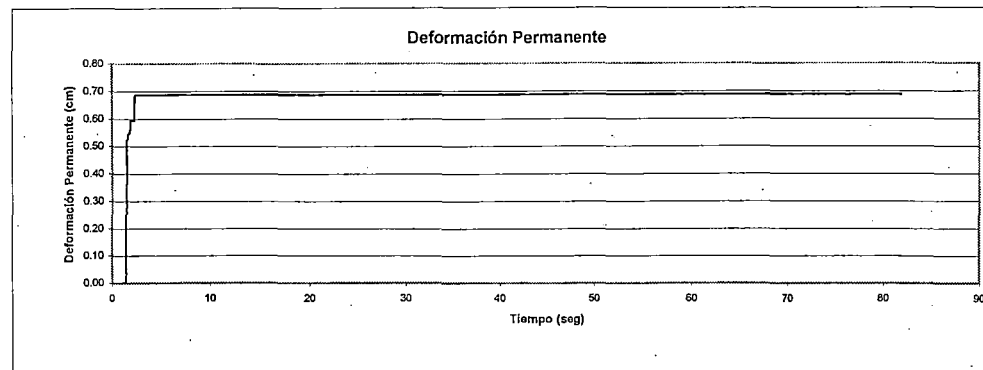
AGUAS ABAJO



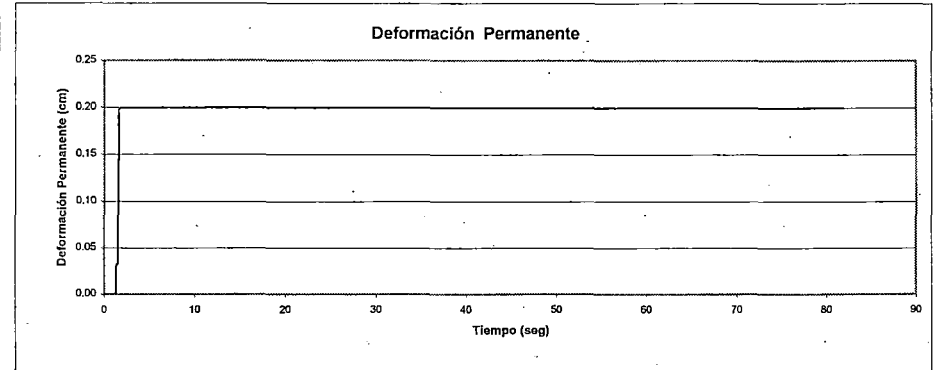
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



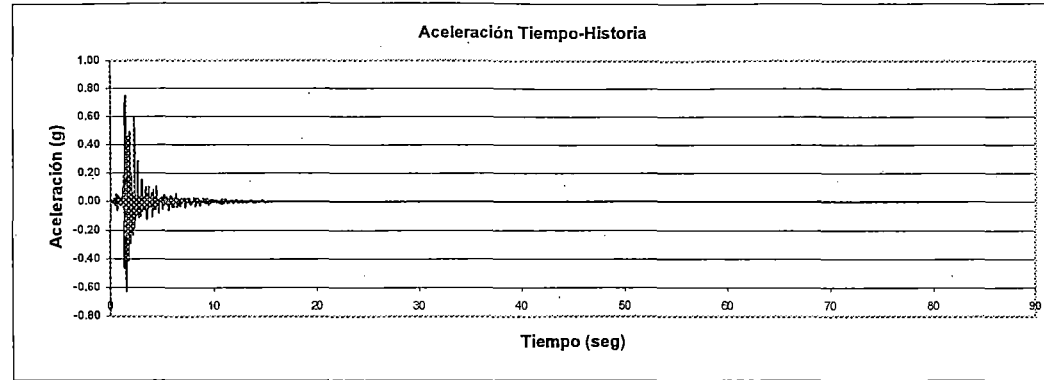
Deformación Permanente



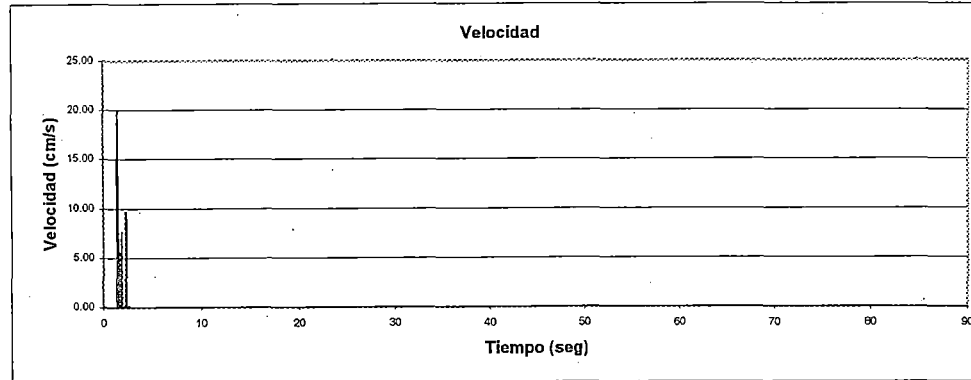
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

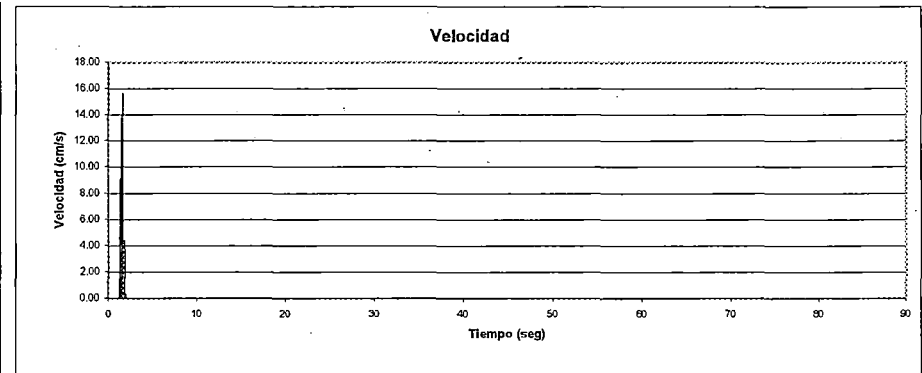
K_y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	19.91
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	3.10
Aceleración max (-) (g)	0.629
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	15.52
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	2.08



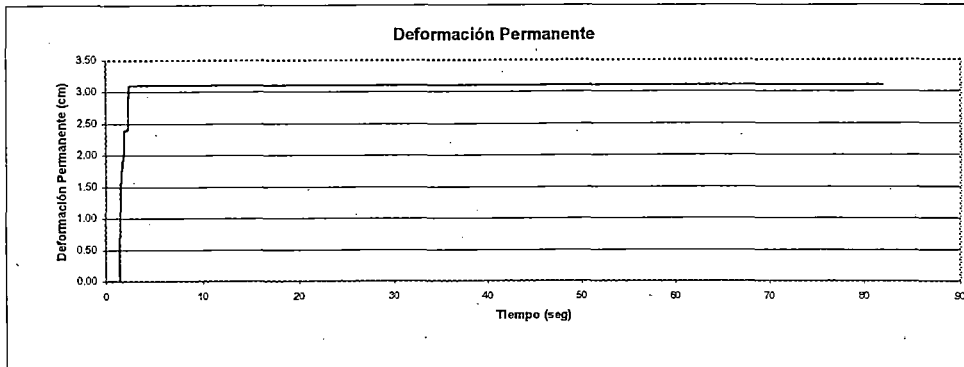
AGUAS ABAJO



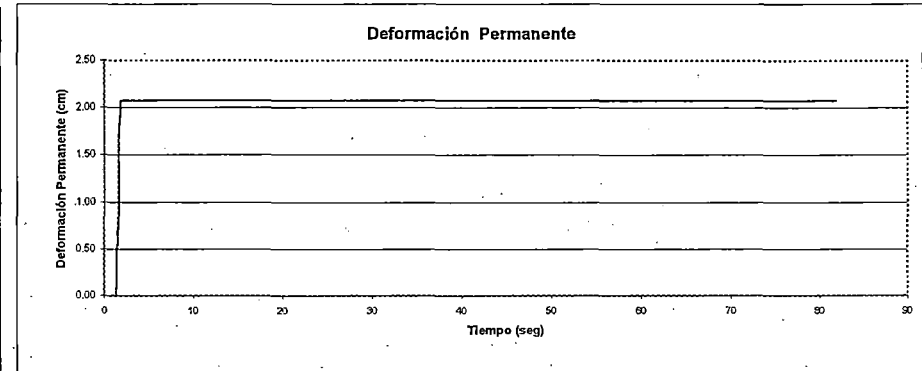
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



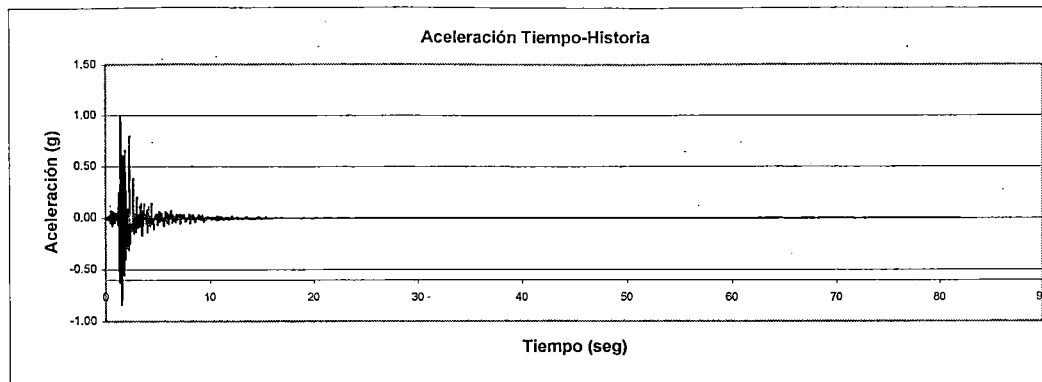
Deformación Permanente



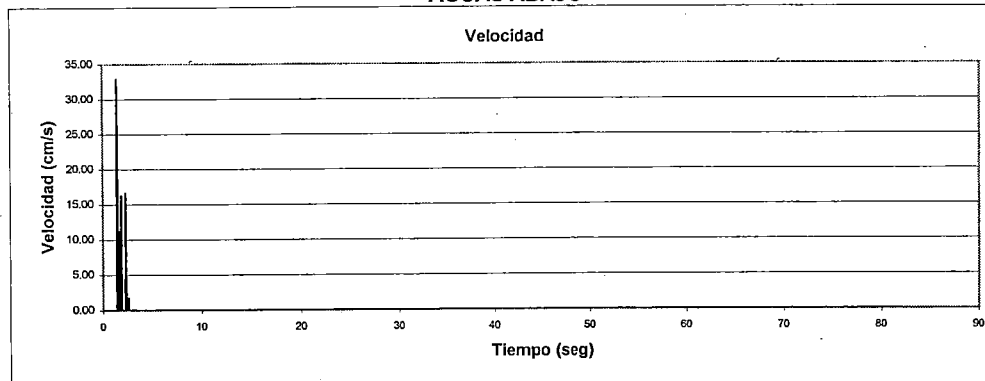
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

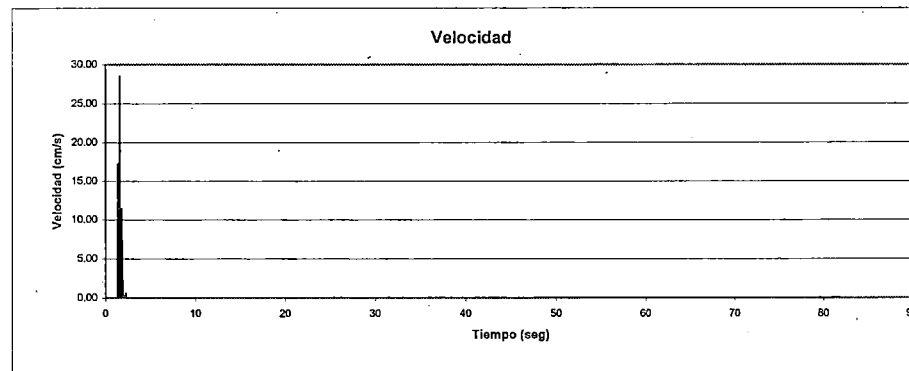
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	32.91
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	6.64
Aceleración max (-) (g)	0.838
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	28.56
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	4.83



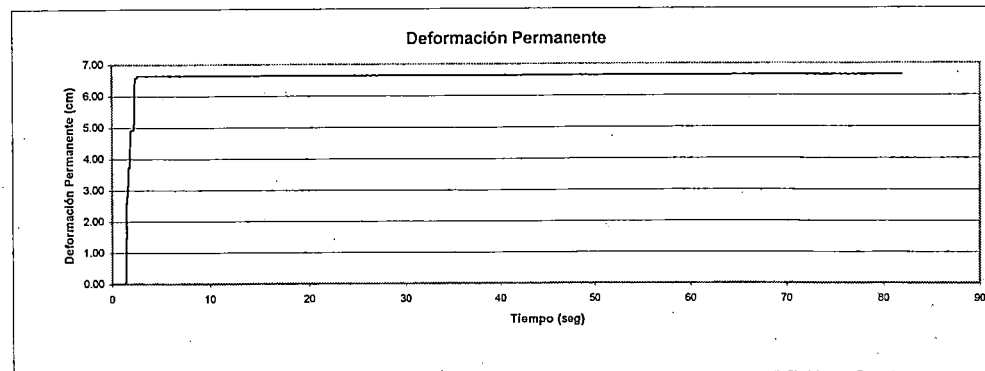
AGUAS ABAJO



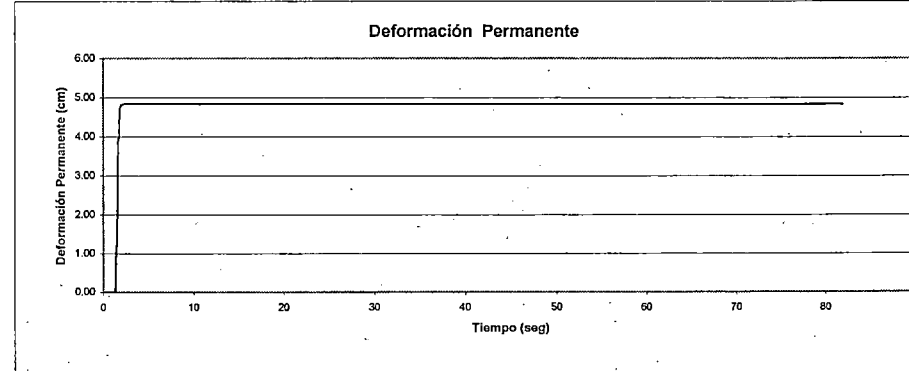
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



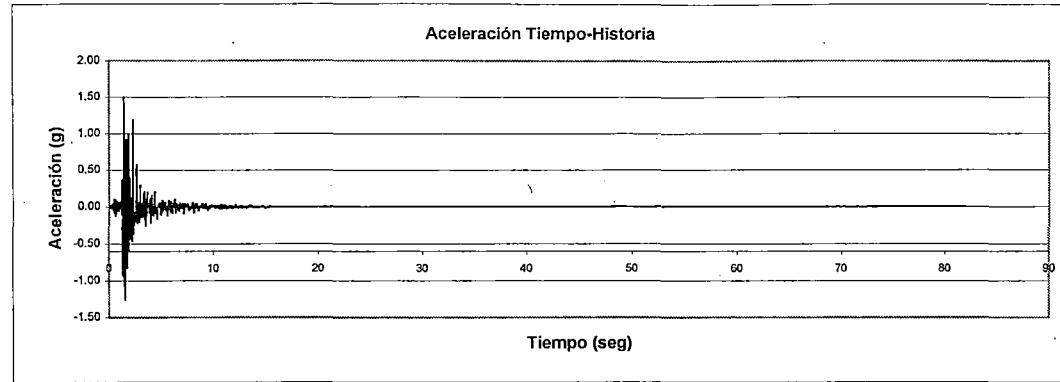
Deformación Permanente



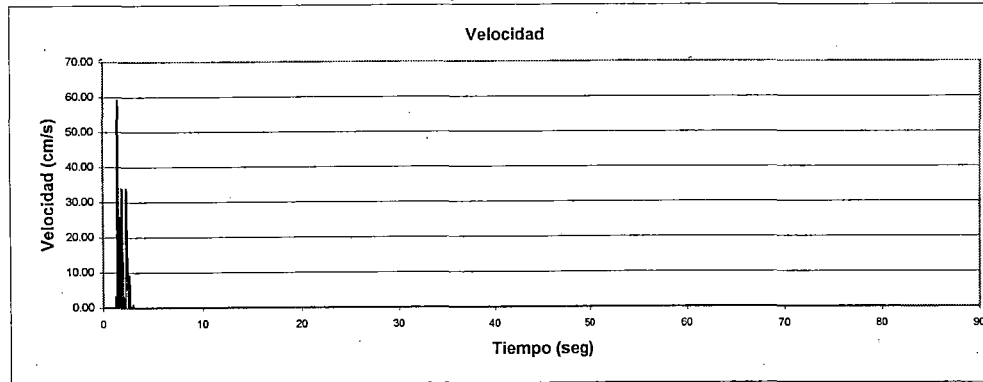
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

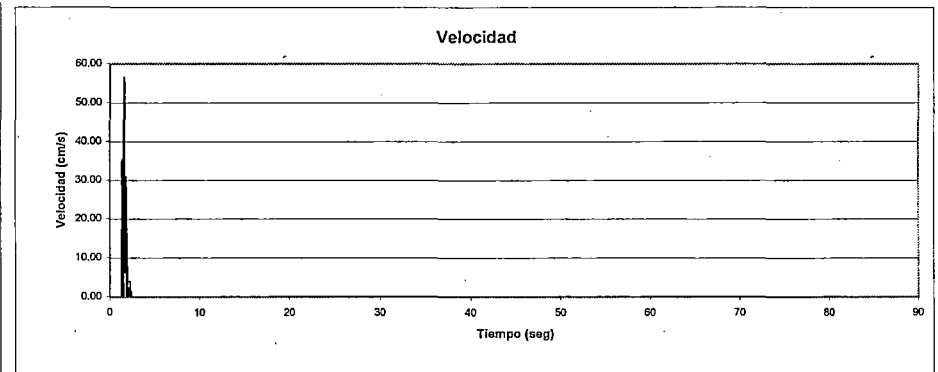
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	59.18
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	16.20
Aceleración max (-) (g)	1.257
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	56.53
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	12.33



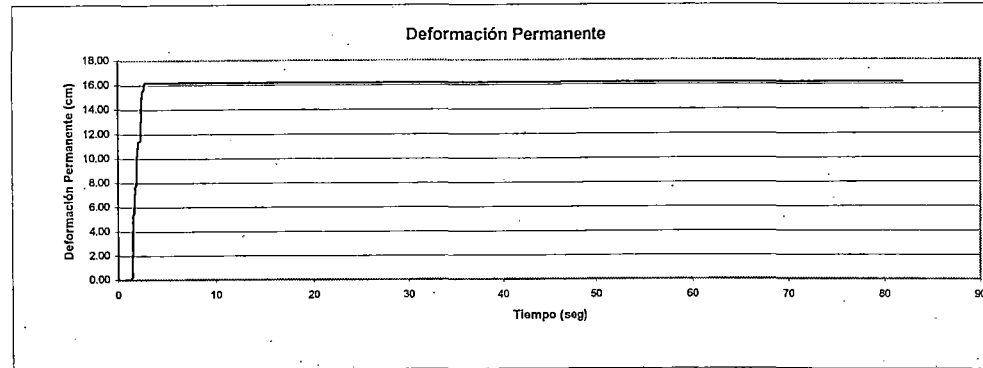
AGUAS ABAJO



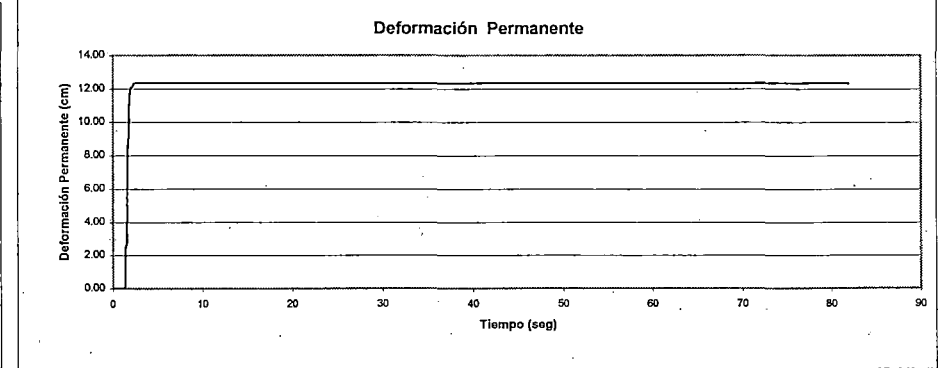
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



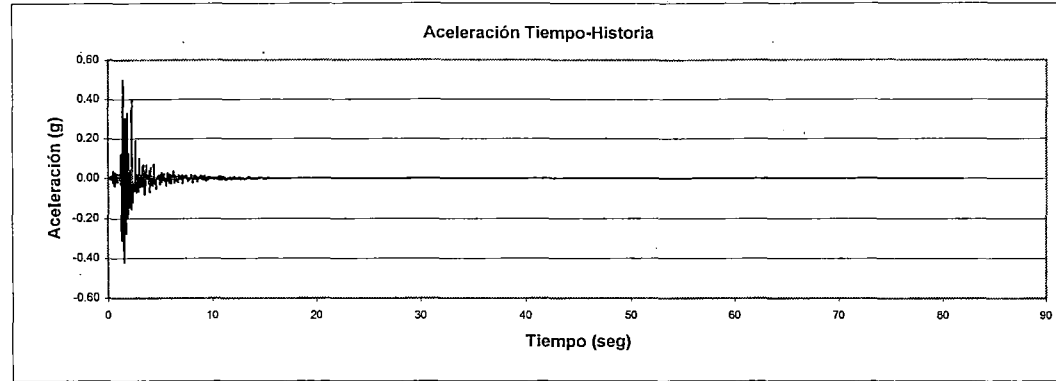
Deformación Permanente



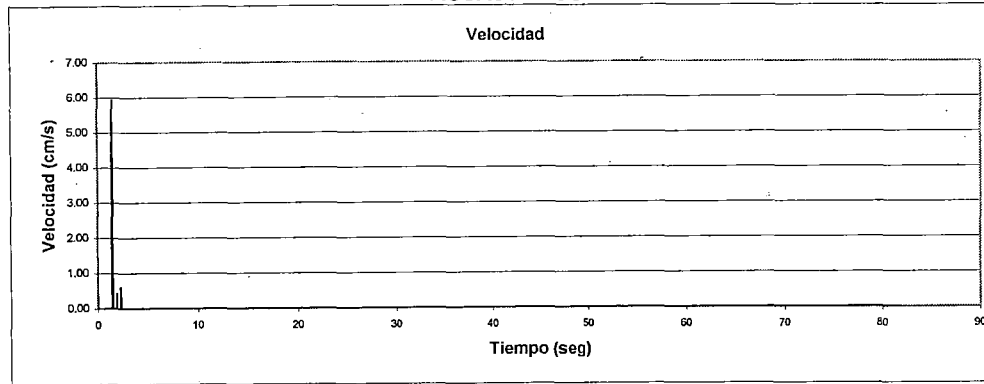
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

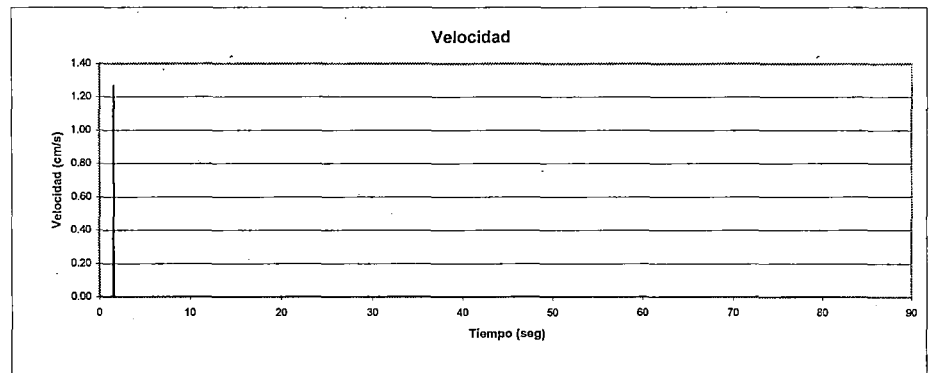
K_y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	5.93
Tiempo para Vmax. (seg)	1.46
Desplazamiento max. (cm)	0.32
Aceleración max (-) (g)	0.419
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	1.24
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	0.04



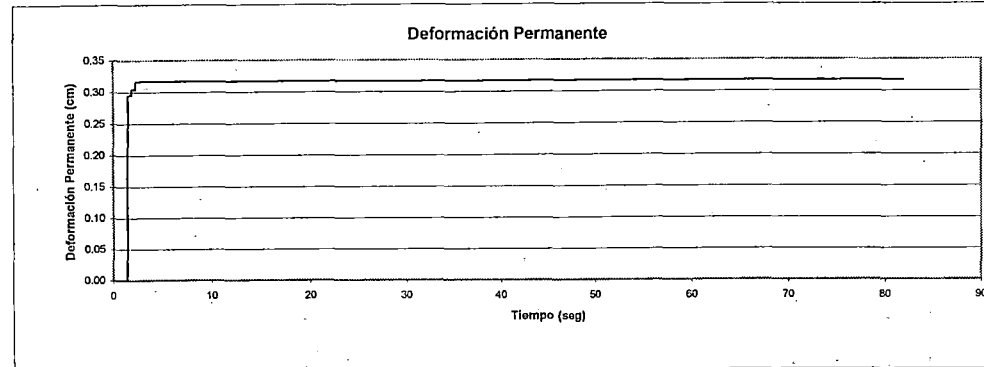
AGUAS ABAJO



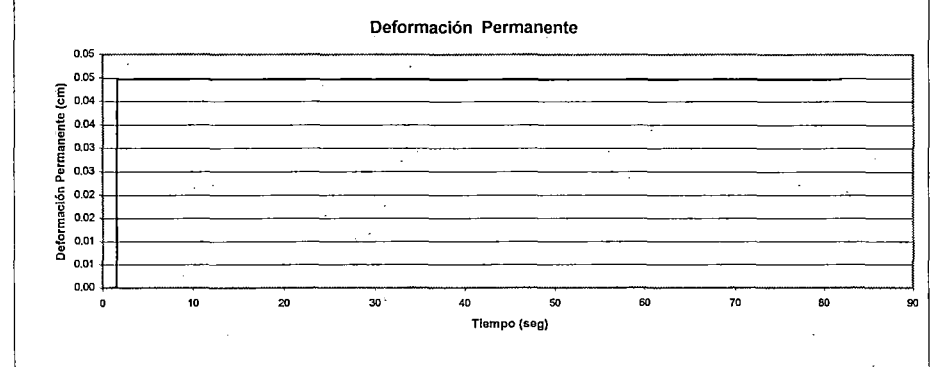
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



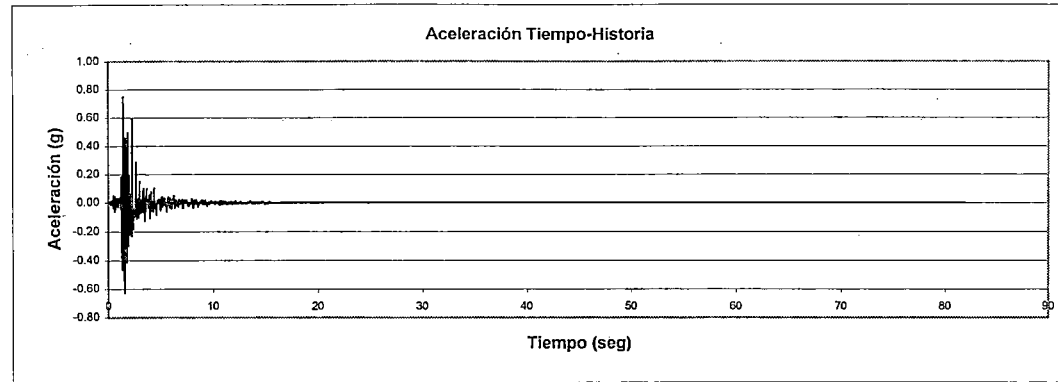
Deformación Permanente



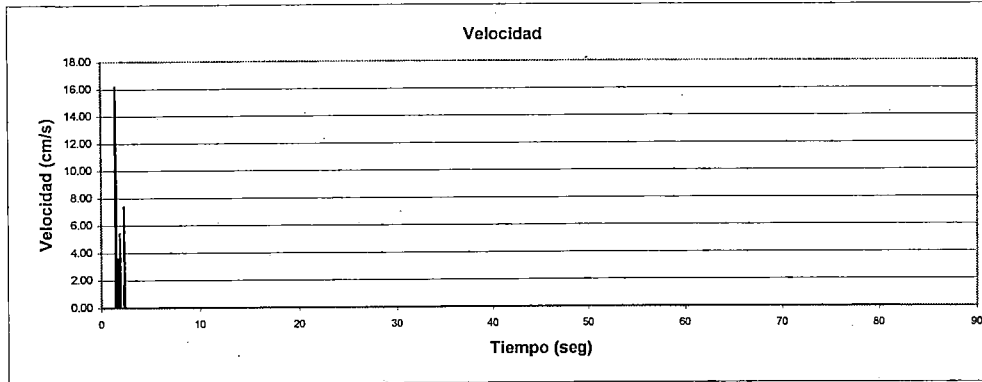
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

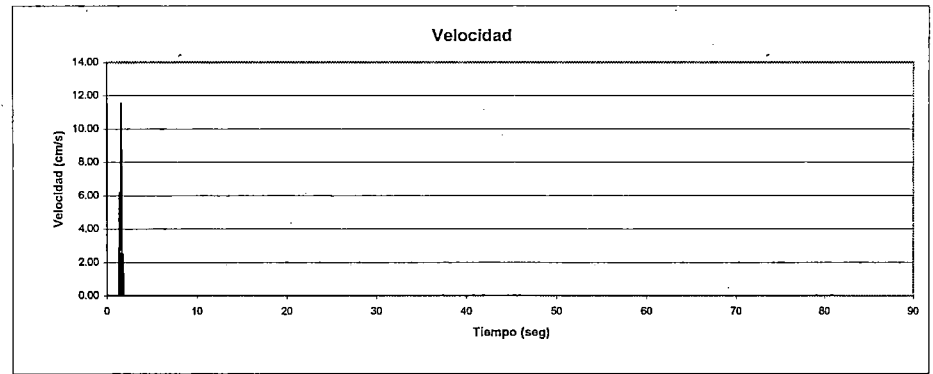
K_Y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	16.20
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	2.04
Aceleración max (-) (g)	0.629
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	11.48
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	1.17



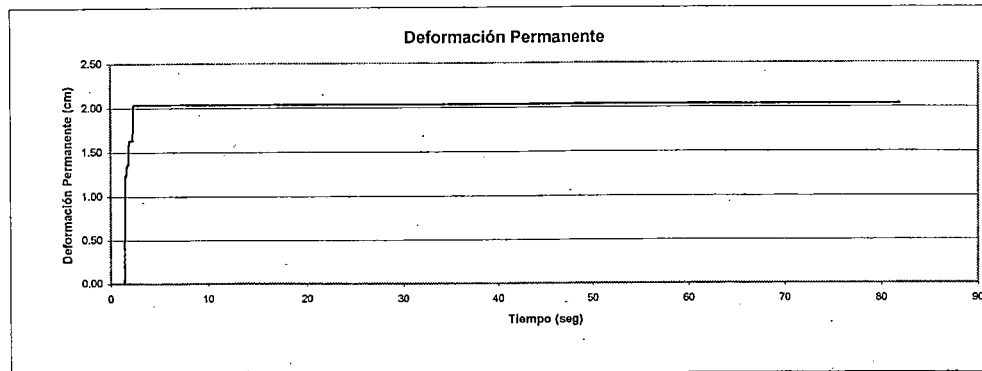
AGUAS ABAJO



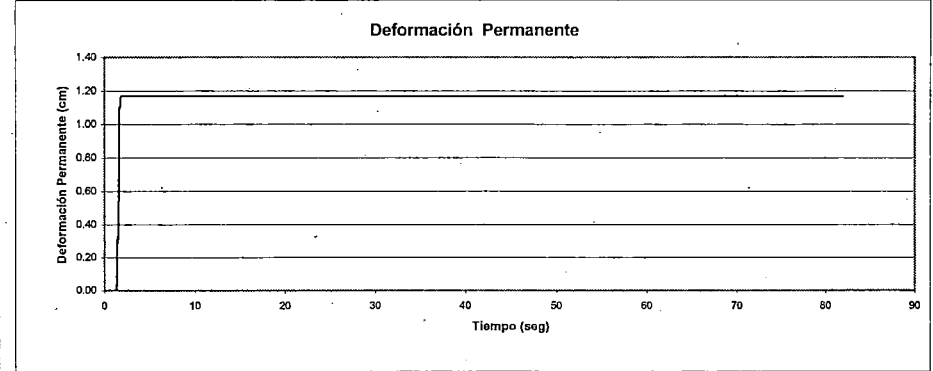
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



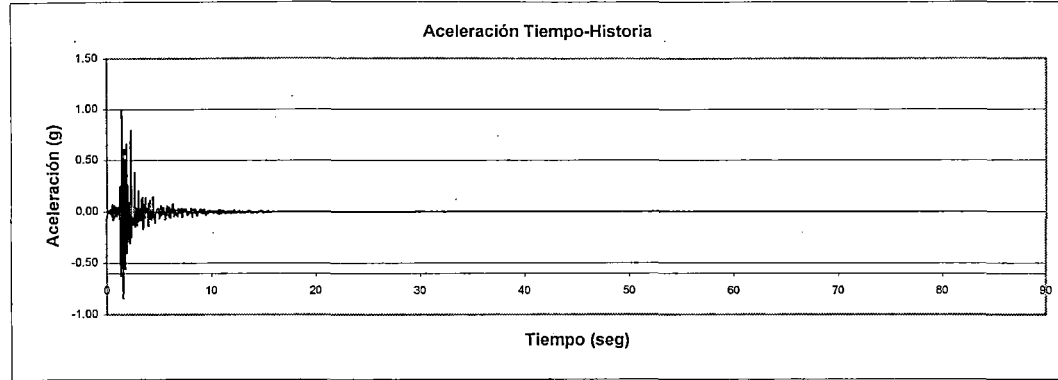
Deformación Permanente



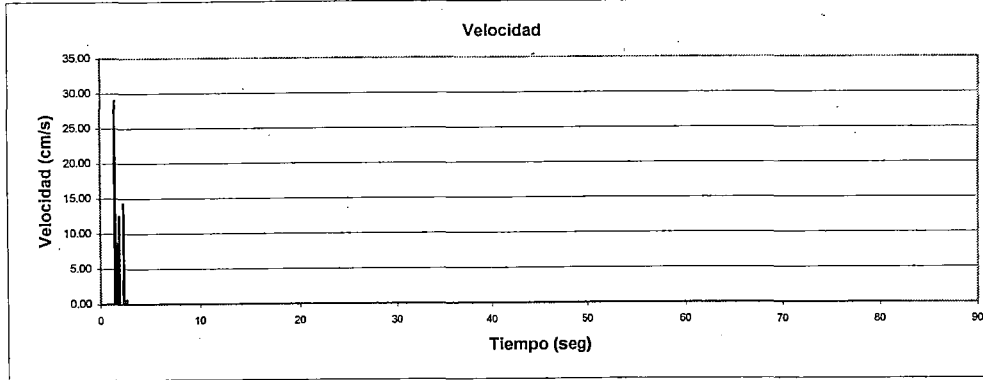
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

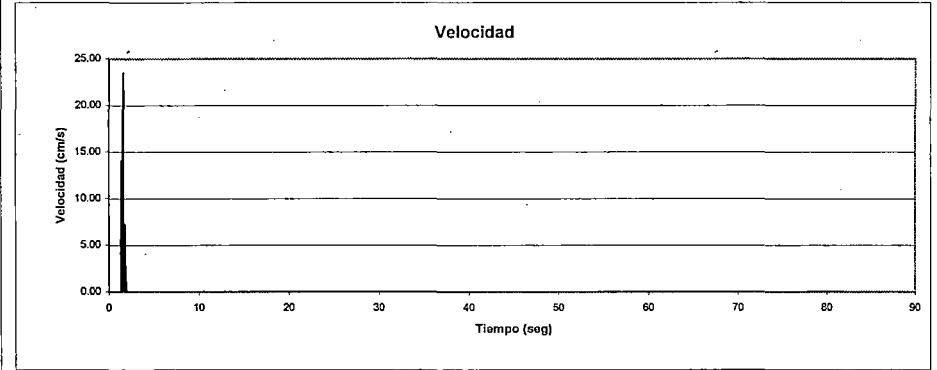
K_Y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	29.07
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	5.04
Aceleración max (-) (g)	0.838
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	23.45
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	3.50



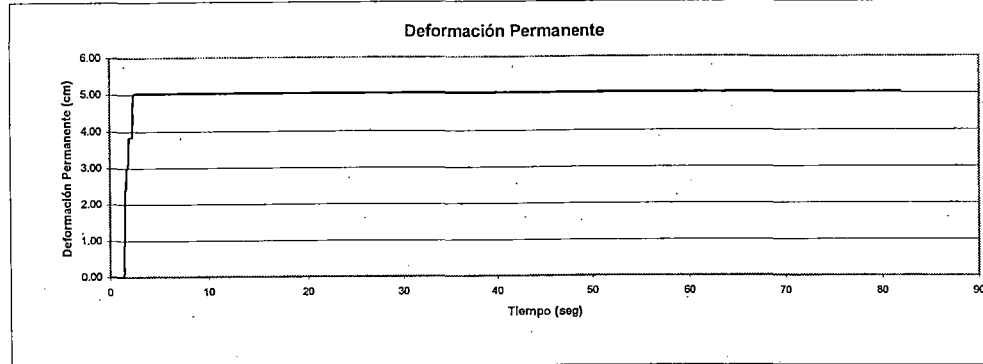
AGUAS ABAJO



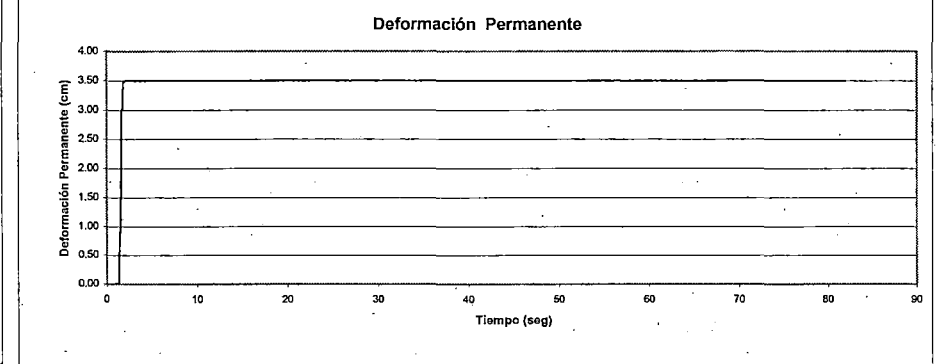
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



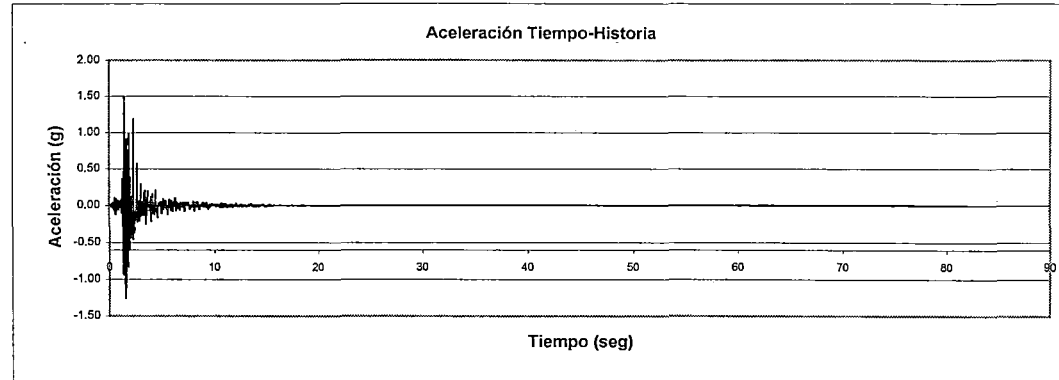
Deformación Permanente



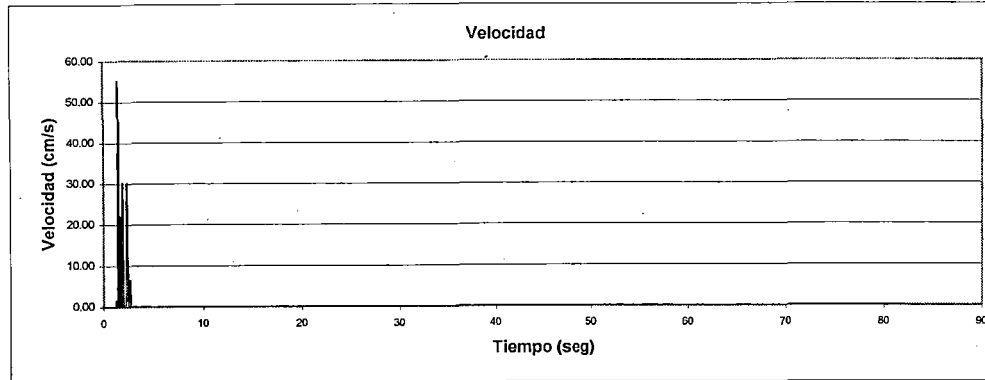
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

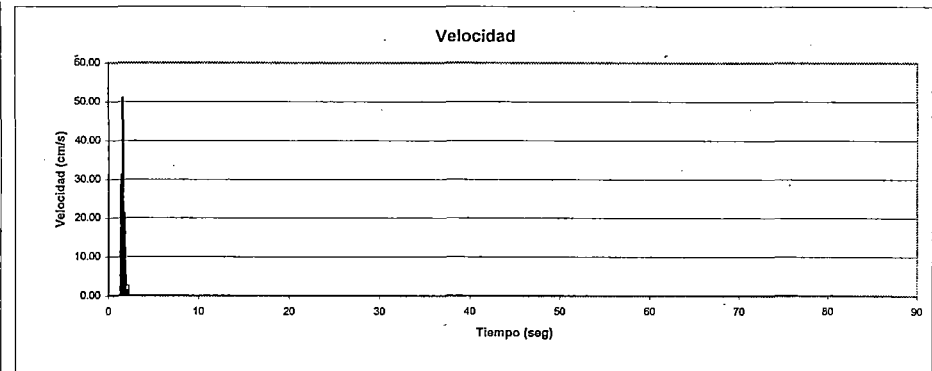
K_Y	0.3
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	55.22
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	13.34
Aceleración max (-) (g)	1.257
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	51.02
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	9.52



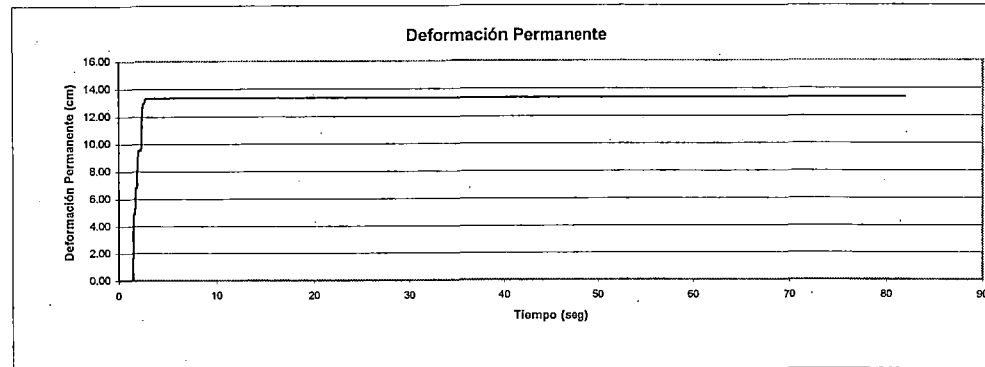
AGUAS ABAJO



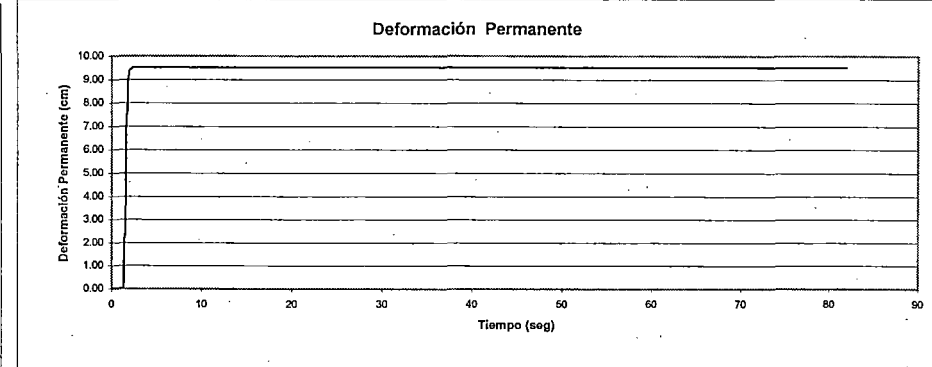
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



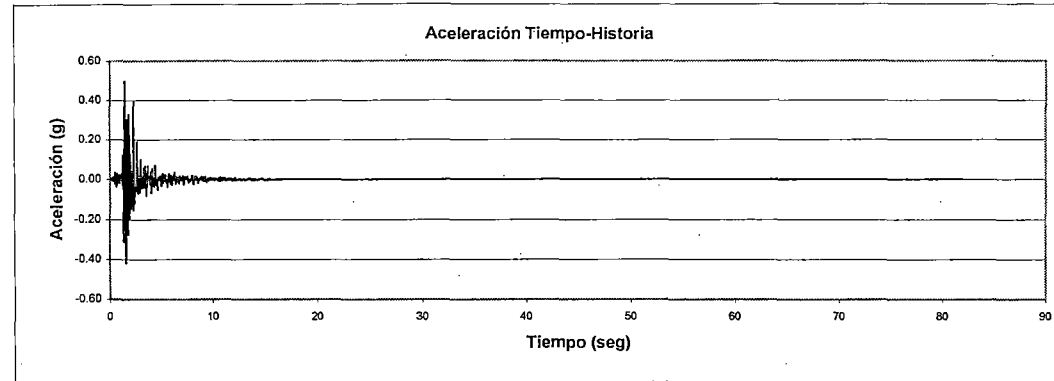
Deformación Permanente



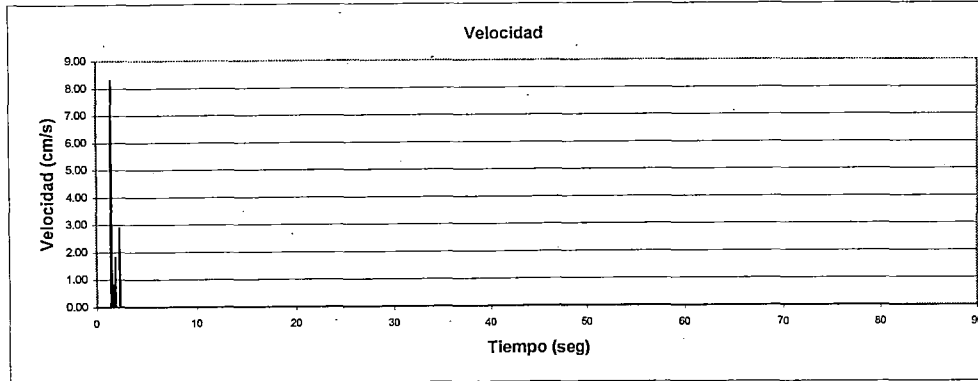
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

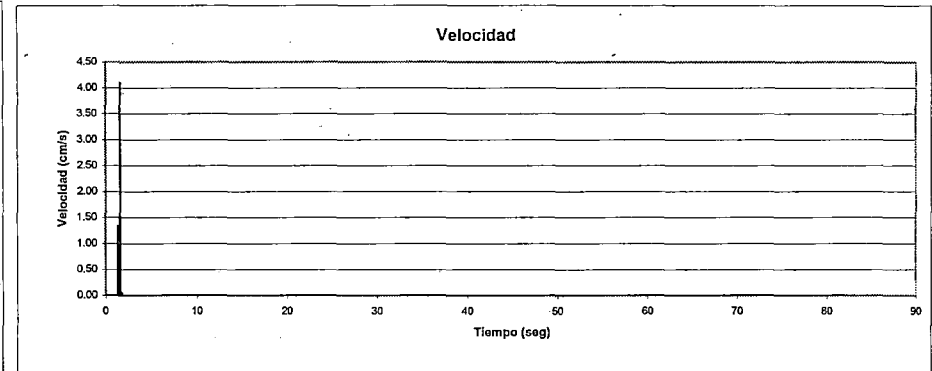
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	8.19
Tiempo para Vmax. (seg)	1.46
Desplazamiento max. (cm)	0.69
Aceleración max (-) (g)	0.419
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	4.11
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	0.20



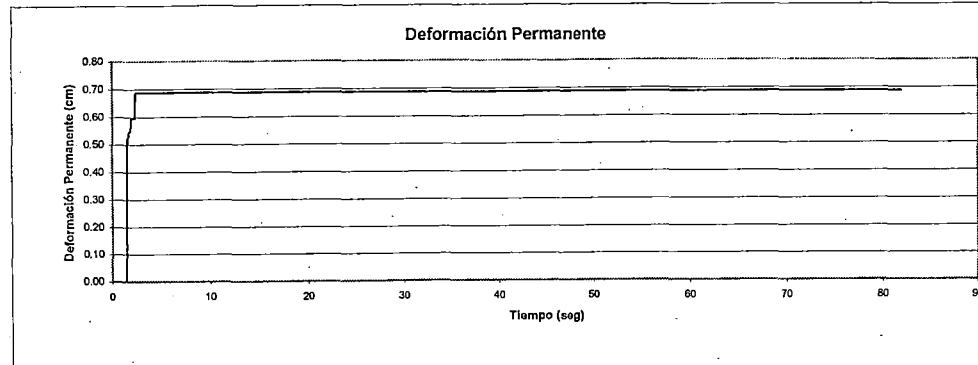
AGUAS ABAJO



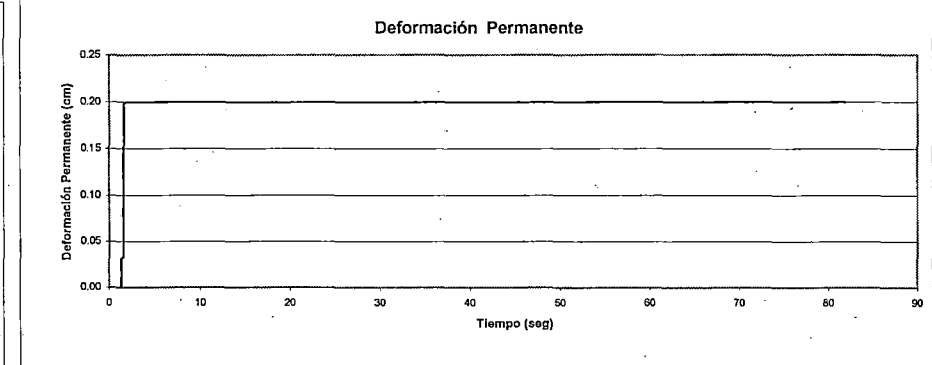
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



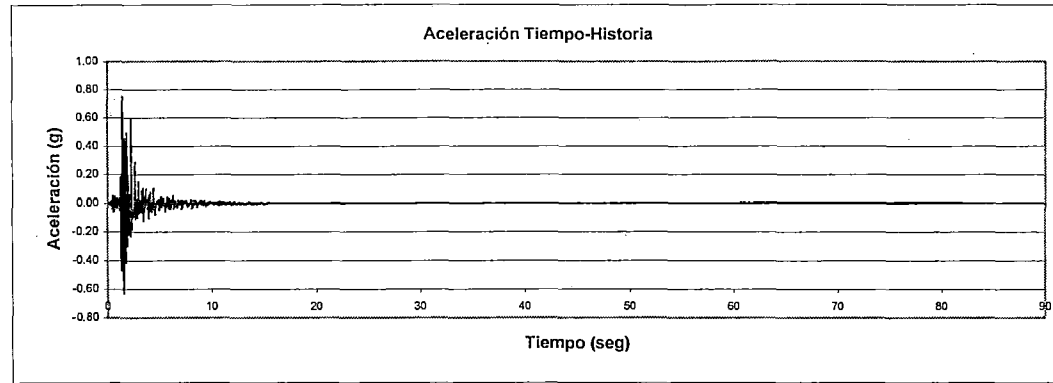
Deformación Permanente



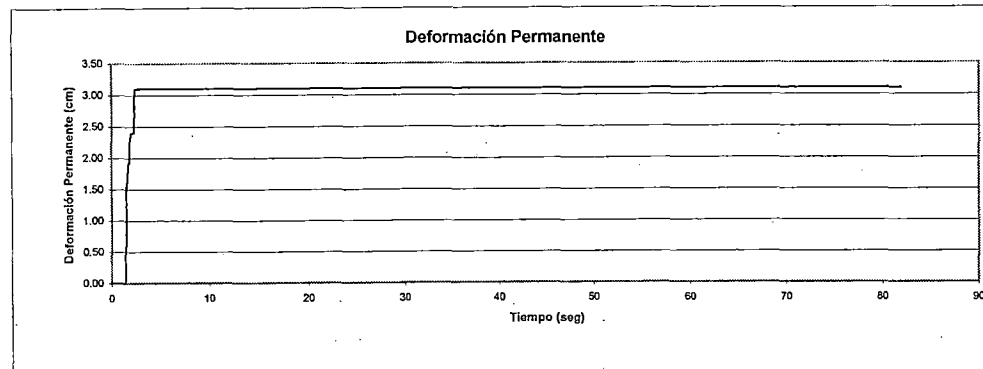
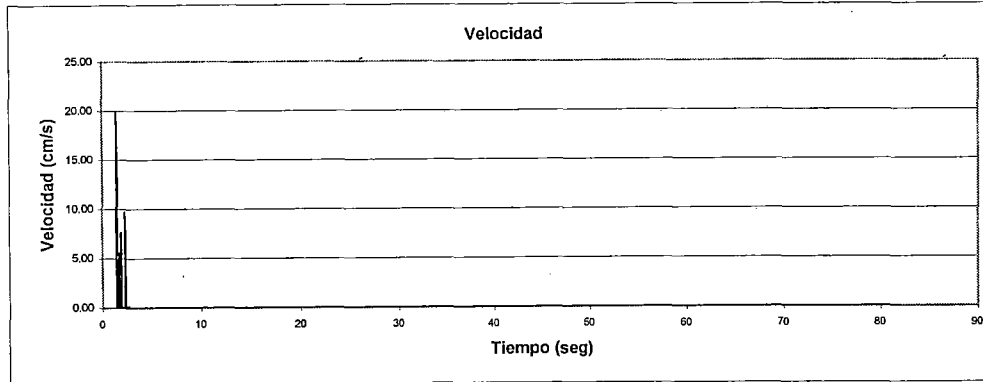
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

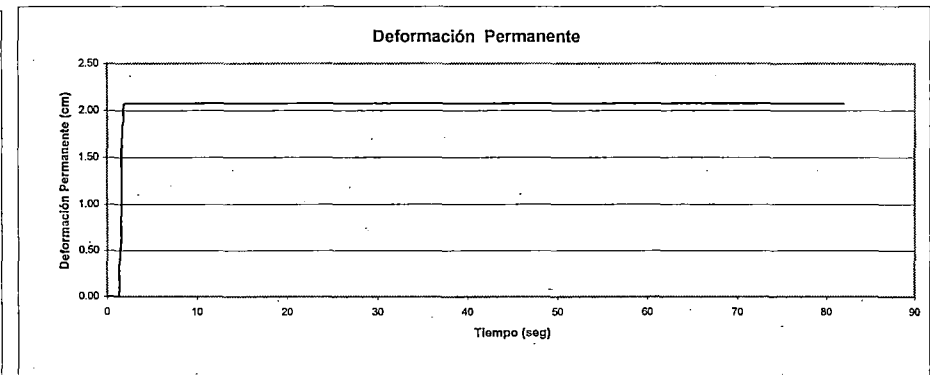
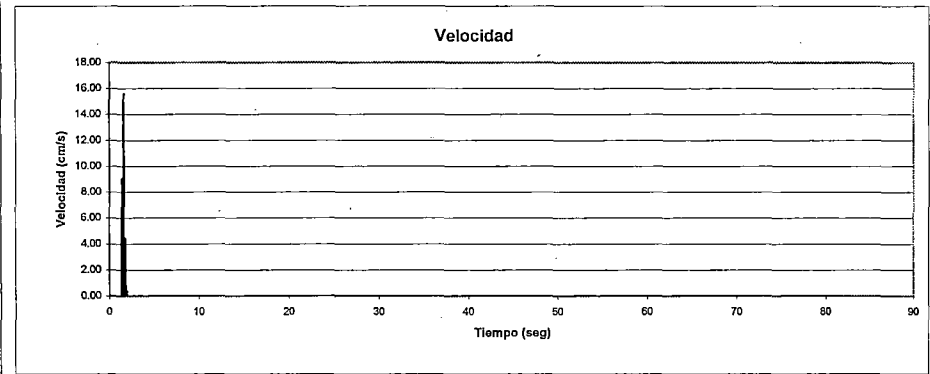
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	19.91
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	3.10
Aceleración max (-) (g)	0.629
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	15.52
Tiempo para Vmax. (seg)	1.58
Desplazamiento max. (cm)	2.08



AGUAS ABAJO



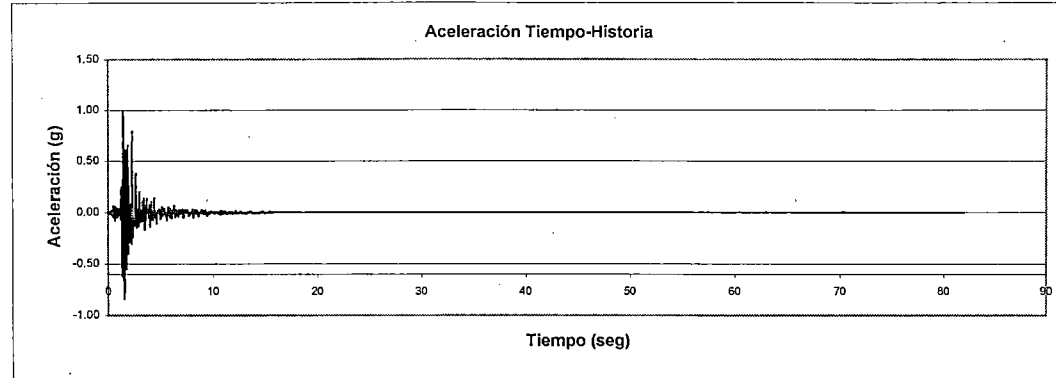
AGUAS ARRIBA



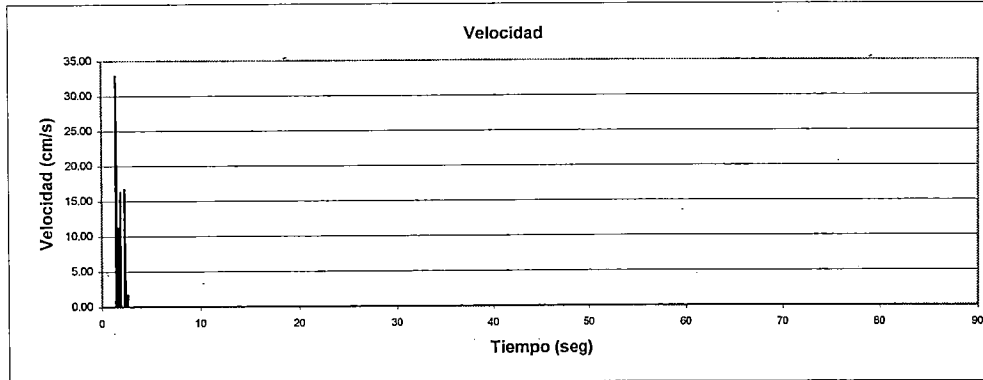
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

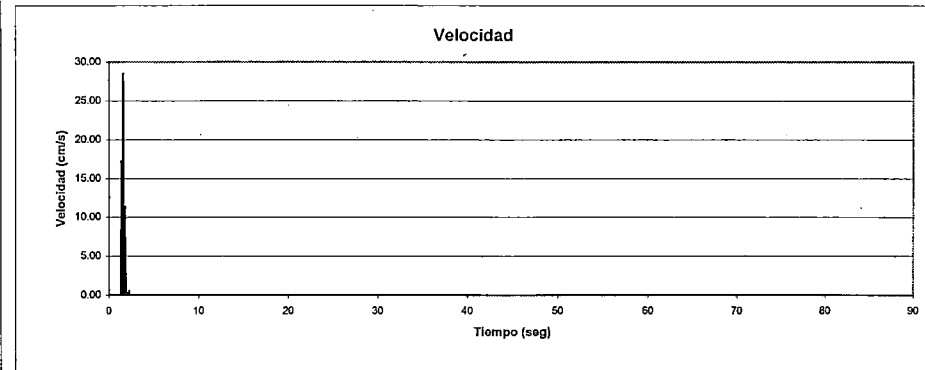
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	32.91
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	6.64
Aceleración max (-) (g)	0.838
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	28.56
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	4.83



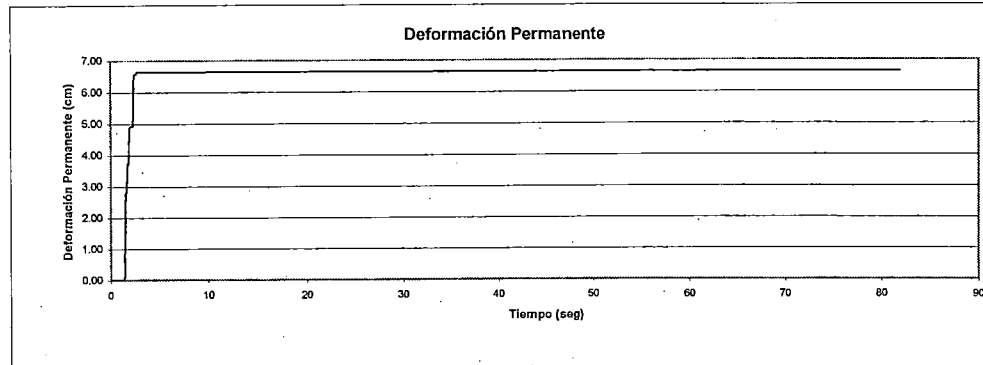
AGUAS ABAJO



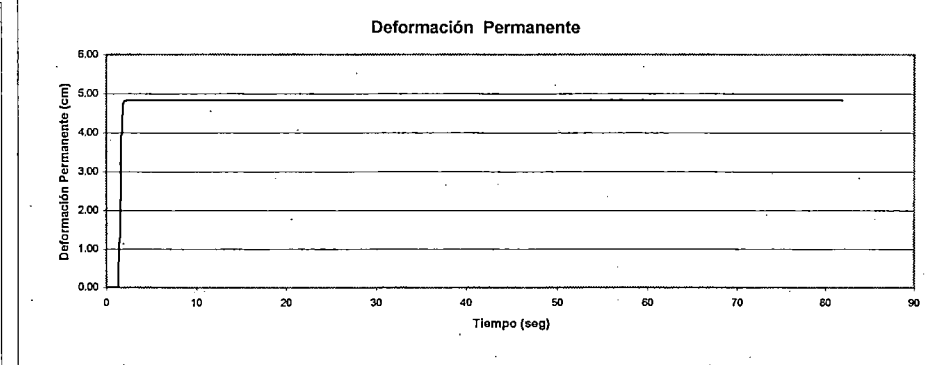
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



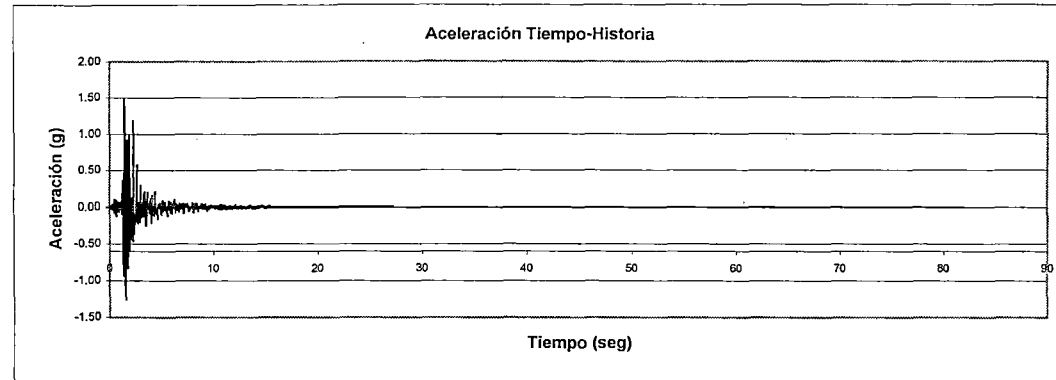
Deformación Permanente



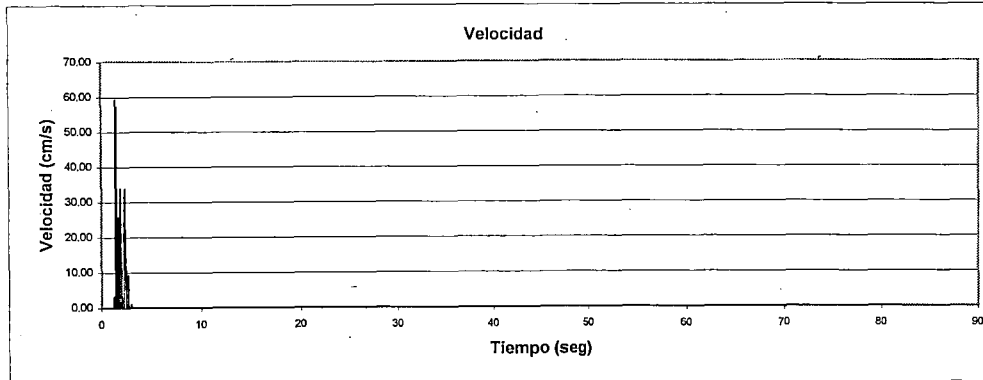
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

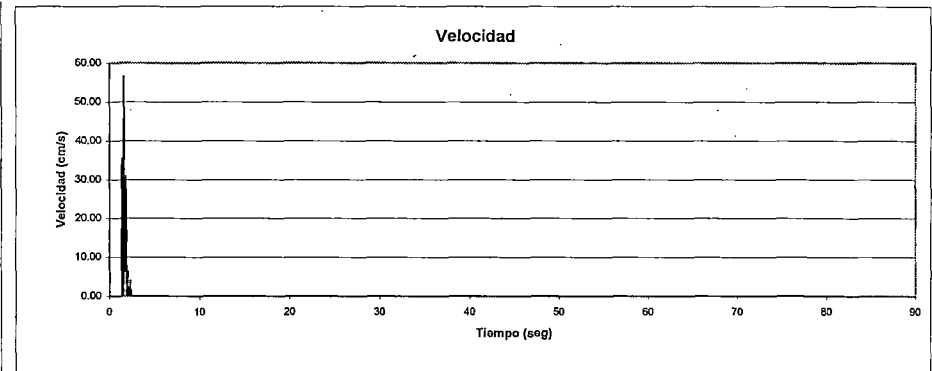
K_Y	0.25
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	1.44
Velocidad max. (cm/s)	59.18
Tiempo para Vmax. (seg)	1.48
Desplazamiento max. (cm)	16.20
Aceleración max (-) (g)	1.257
Tiempo para Amax (seg)	1.56
Velocidad max. (cm/s)	56.53
Tiempo para Vmax. (seg)	1.6
Desplazamiento max. (cm)	12.33



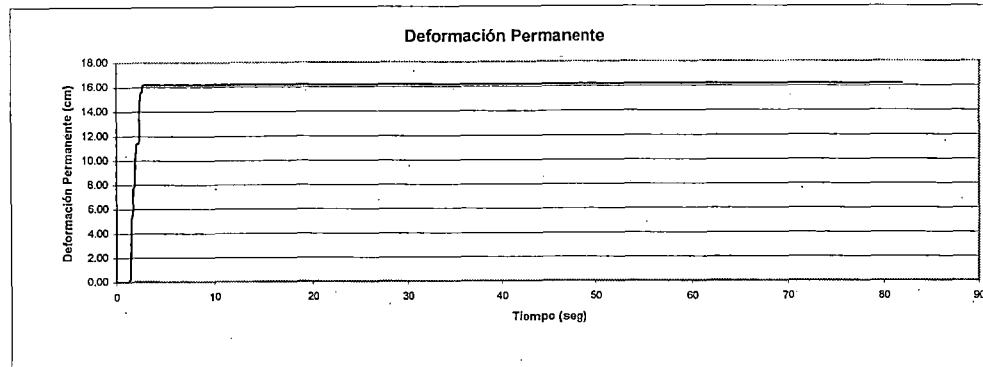
AGUAS ABAJO



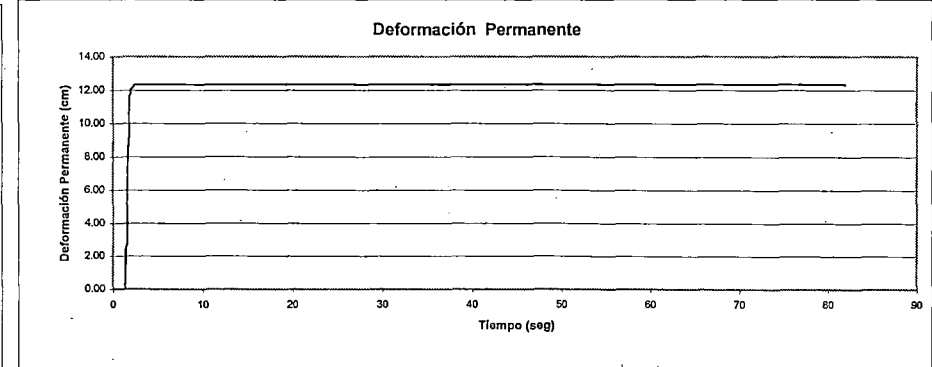
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



Deformación Permanente

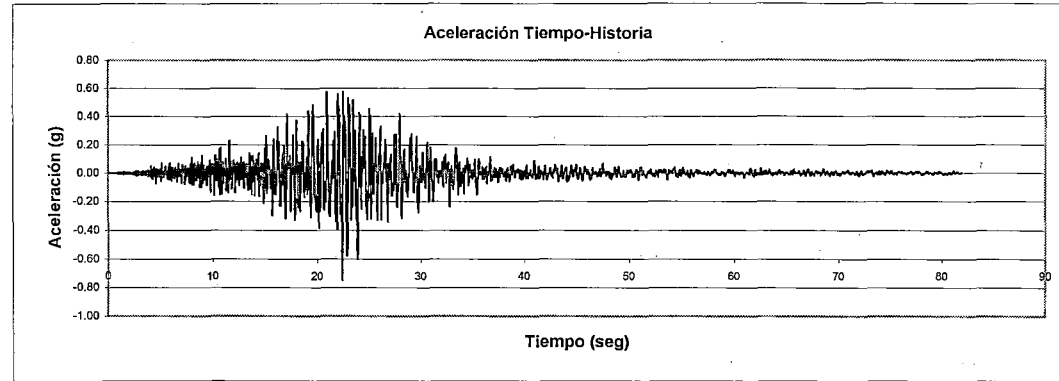


**ANÁLISIS DE DEFORMACIONES
PERMANENTES POST-SISMO
REGISTRO NONUALCO**

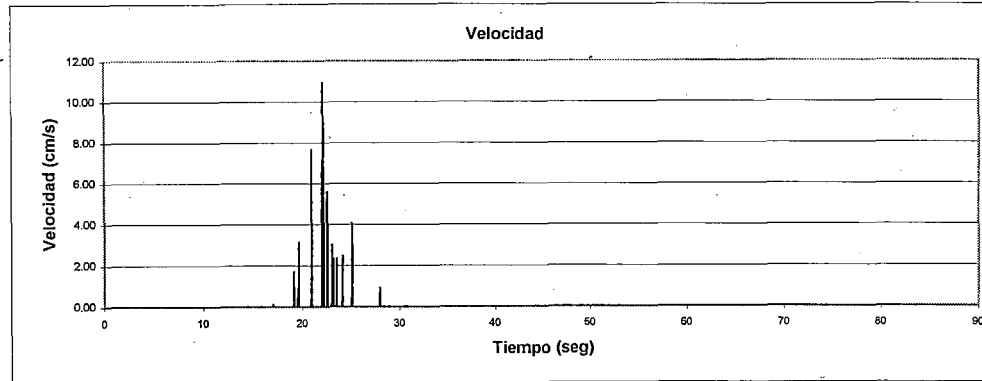
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

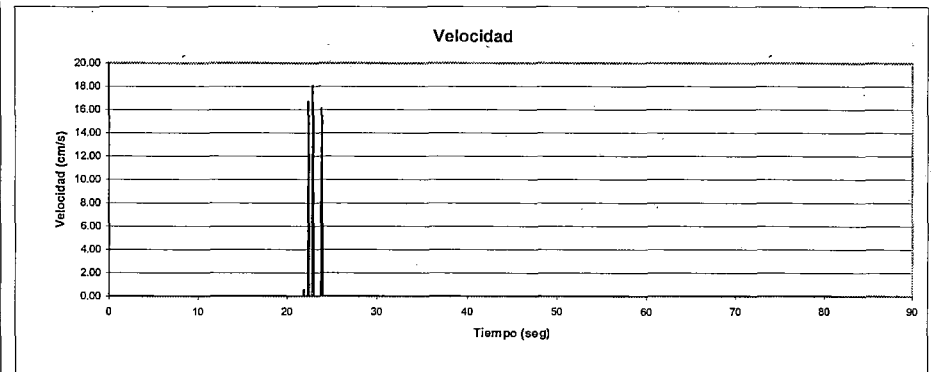
K_y	0.37
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	10.83
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	2.60
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	18.04
Tiempo para Vmax. (seg)	22.9
Desplazamiento max. (cm)	5.19



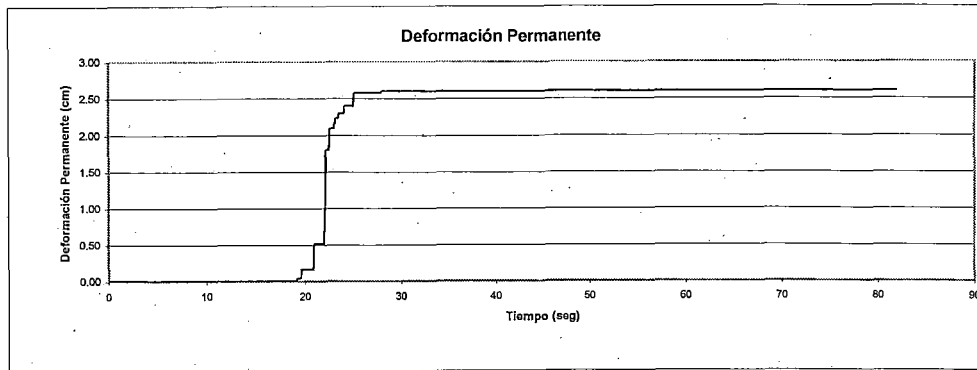
AGUAS ABAJO



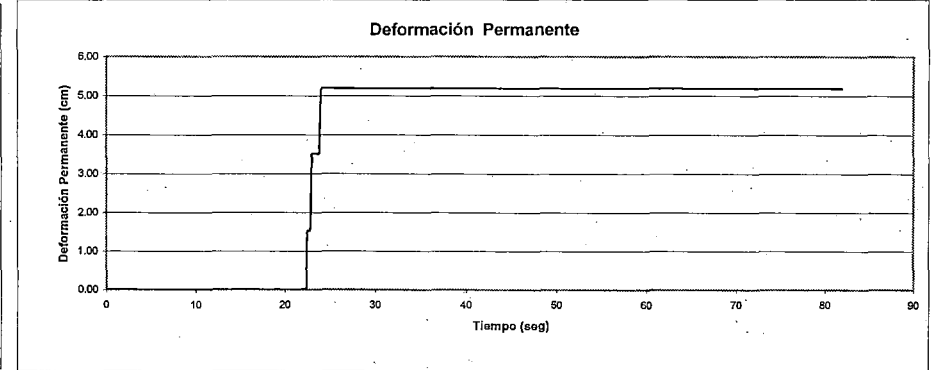
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



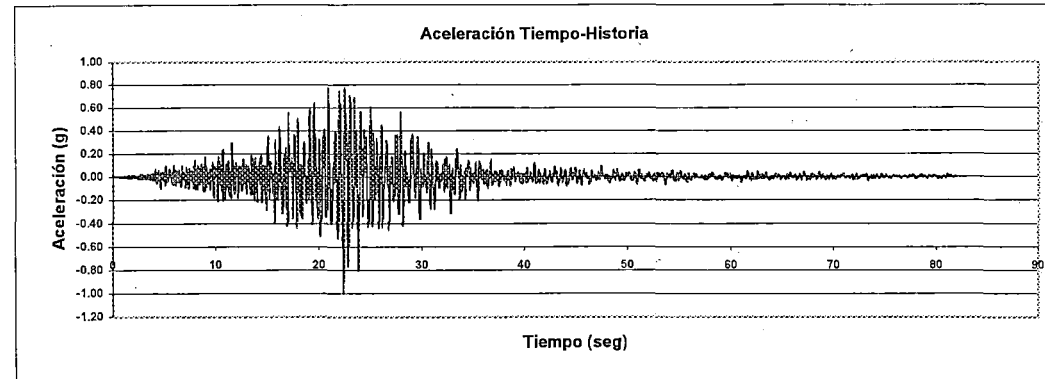
Deformación Permanente



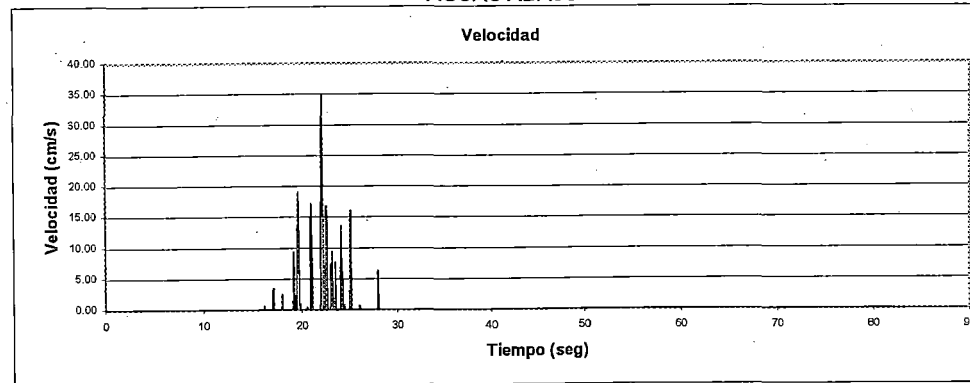
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

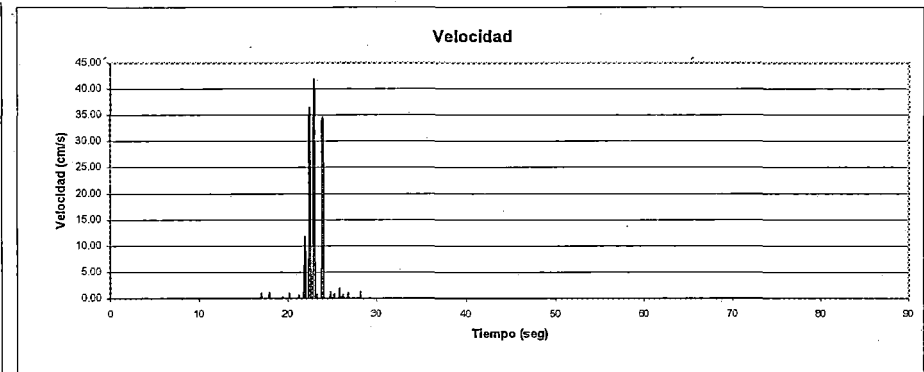
K_Y	0.37
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	34.87
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	18.22
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	41.78
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	15.65



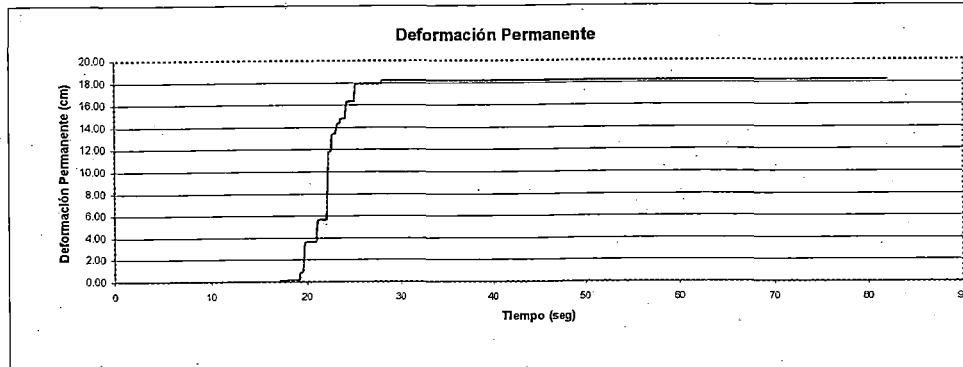
AGUAS ABAJO



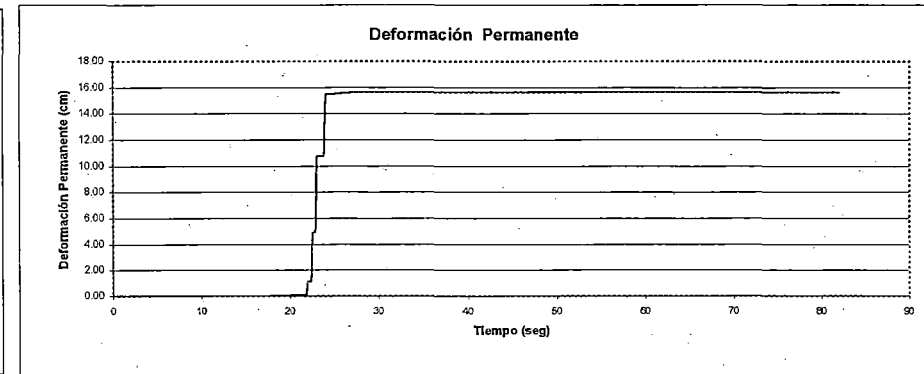
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



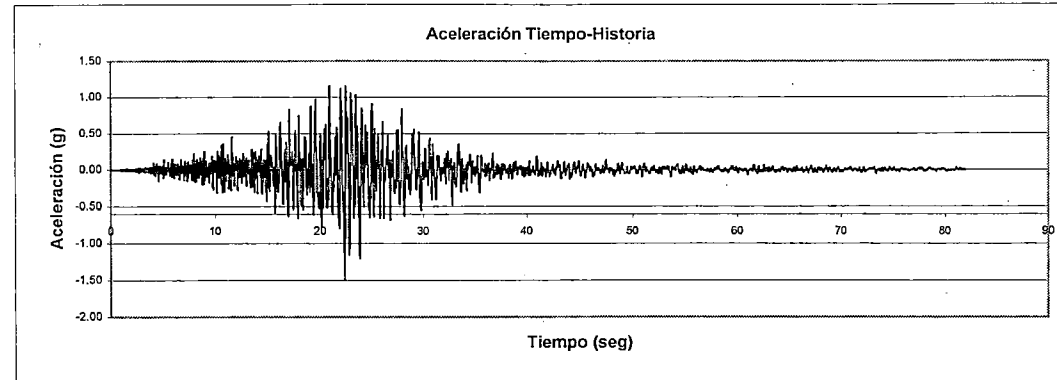
Deformación Permanente



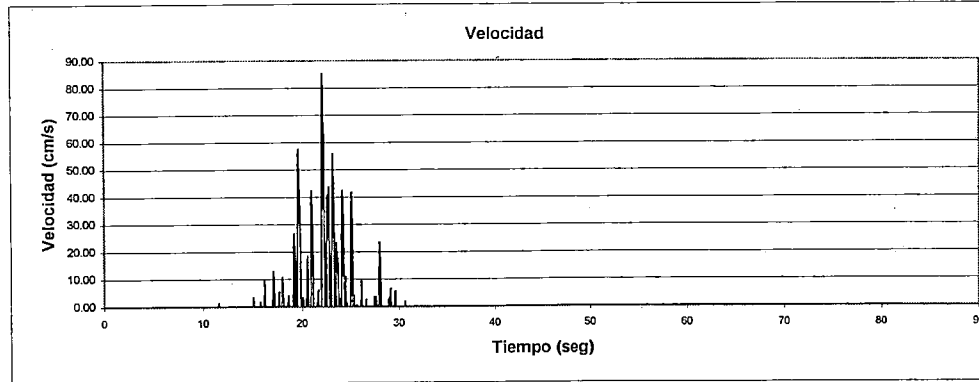
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 1 RESULTADOS

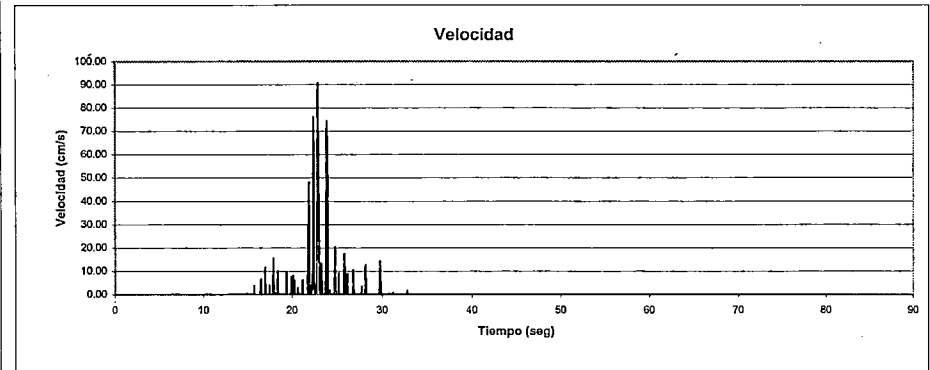
K_y	0.37
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	85.45
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	92.89
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	90.94
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	60.47



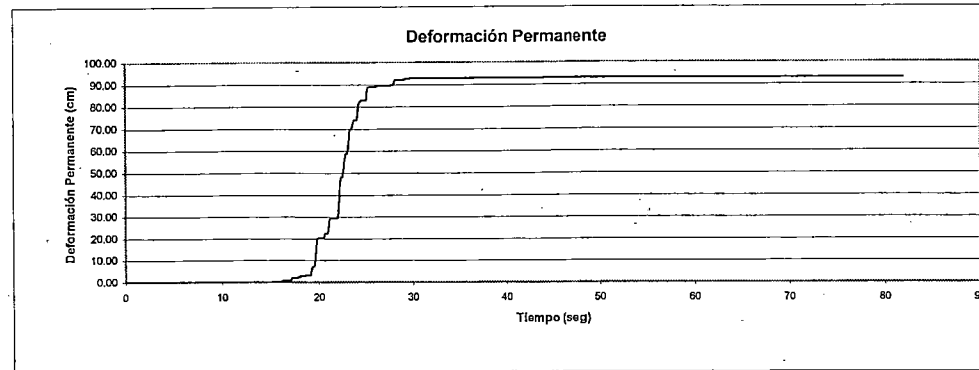
AGUAS ABAJO



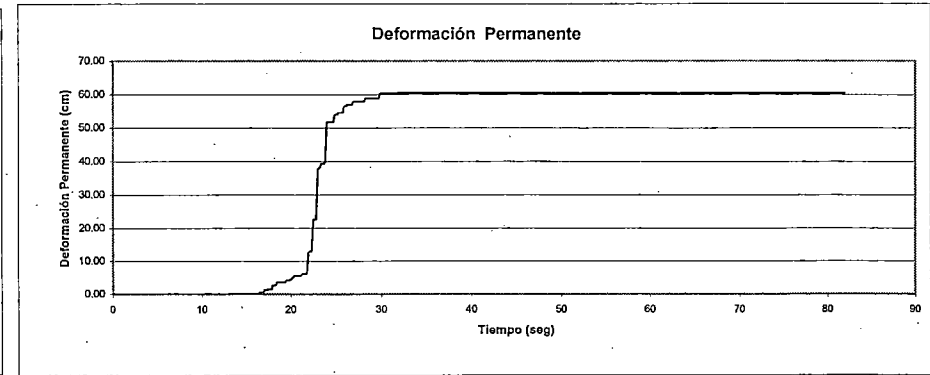
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



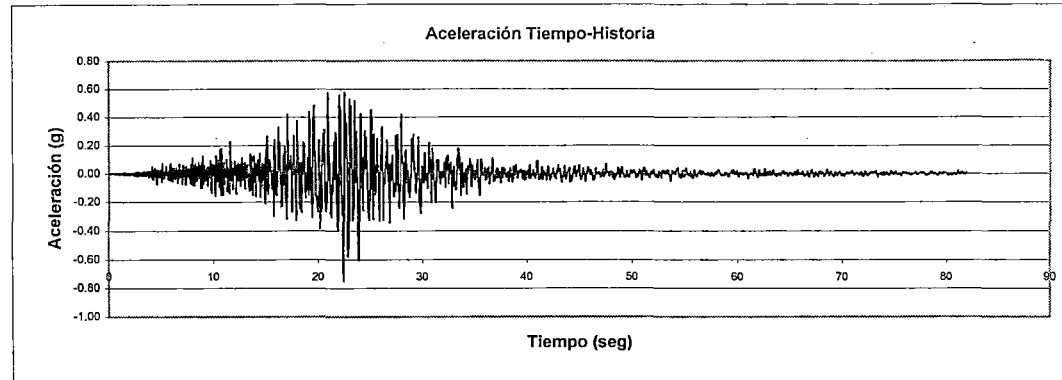
Deformación Permanente



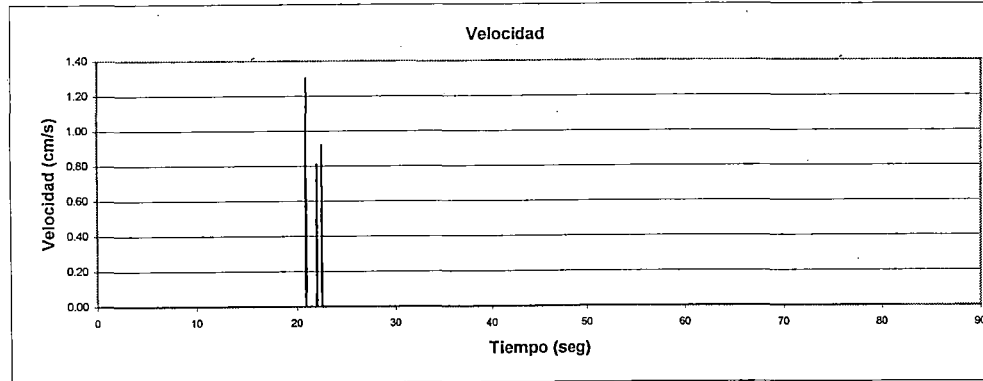
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

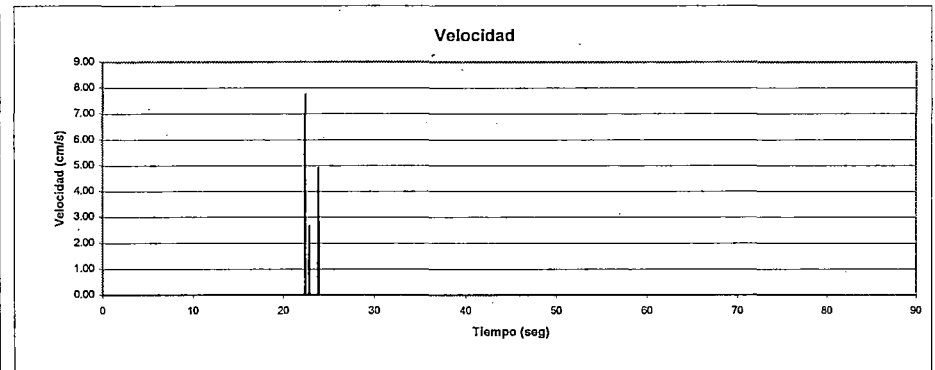
K_y	0.51
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	1.30
Tiempo para Vmax. (seg)	20.92
Desplazamiento max. (cm)	0.07
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	7.72
Tiempo para Vmax. (seg)	22.4
Desplazamiento max. (cm)	0.67



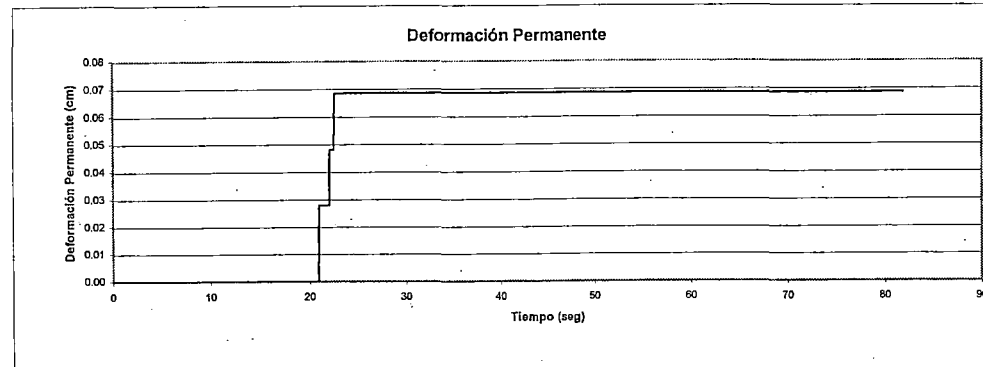
AGUAS ABAJO



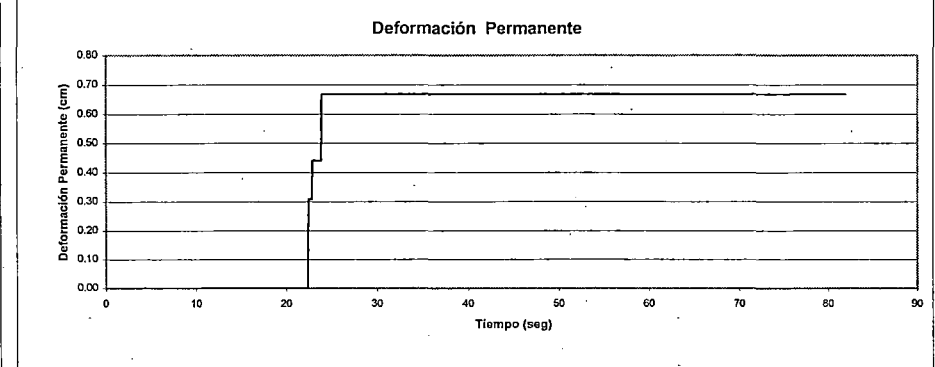
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



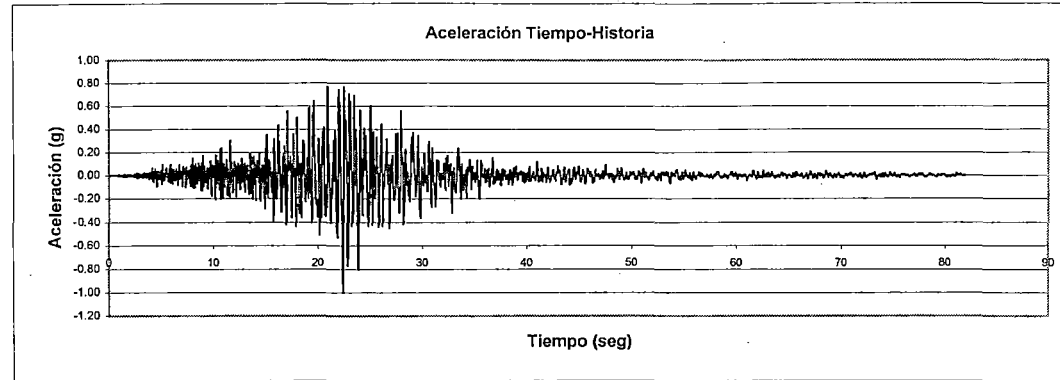
Deformación Permanente



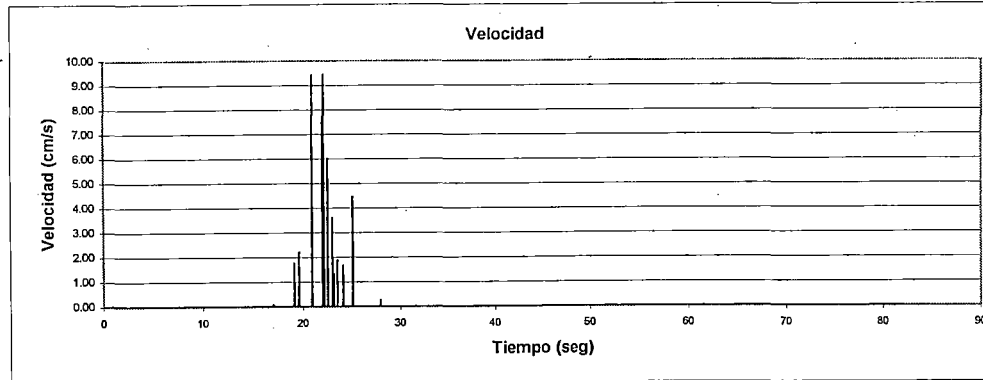
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

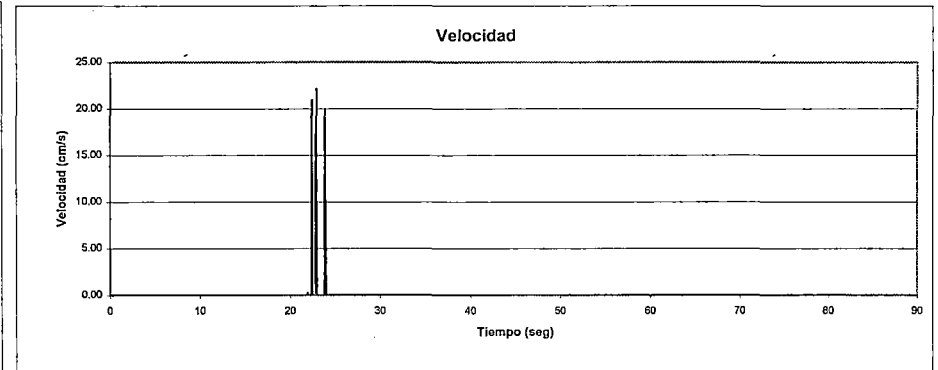
K_Y	0.51
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	9.33
Tiempo para Vmax. (seg)	20.94
Desplazamiento max. (cm)	2.19
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	22.02
Tiempo para Vmax. (seg)	22.9
Desplazamiento max. (cm)	6.08



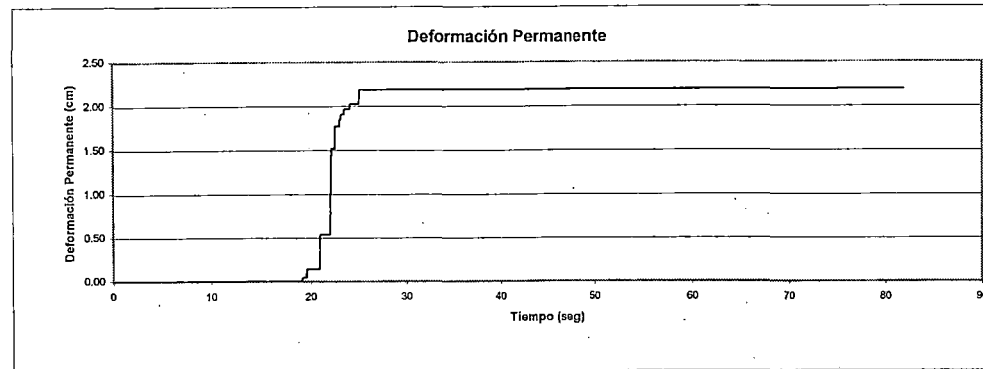
AGUAS ABAJO



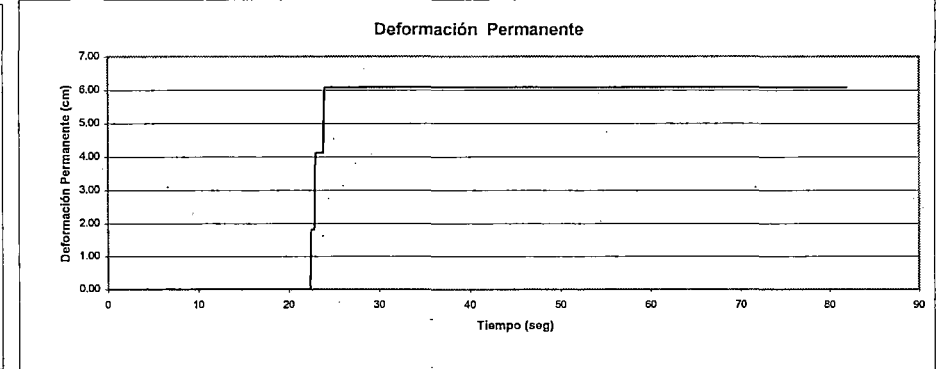
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



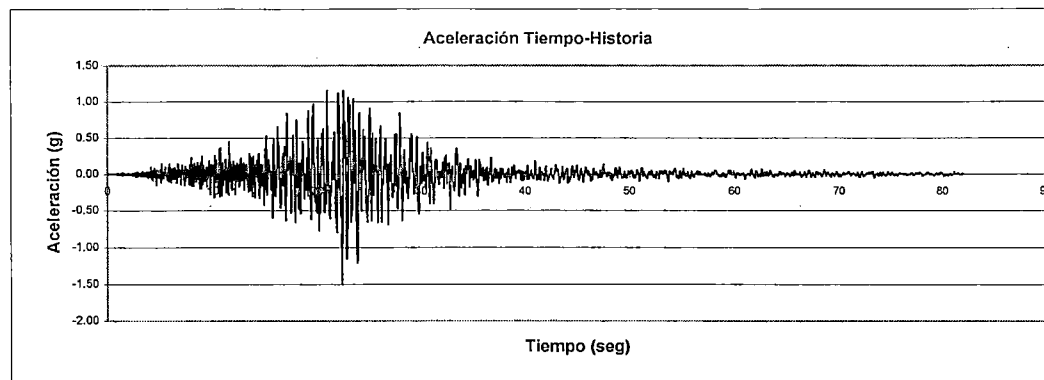
Deformación Permanente



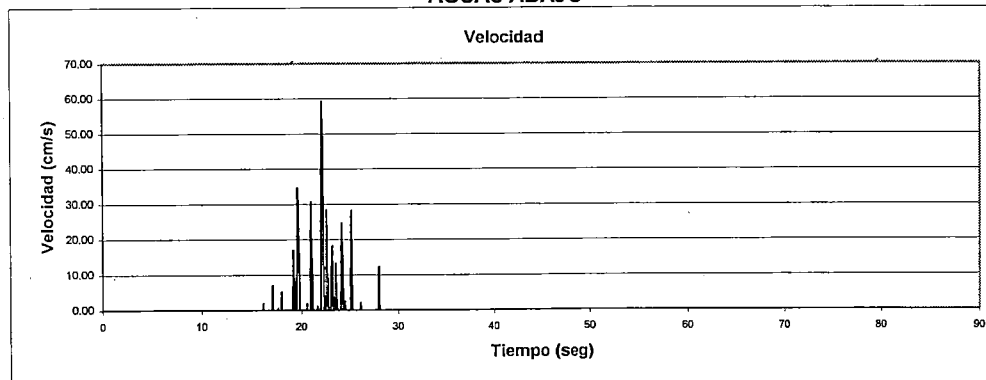
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

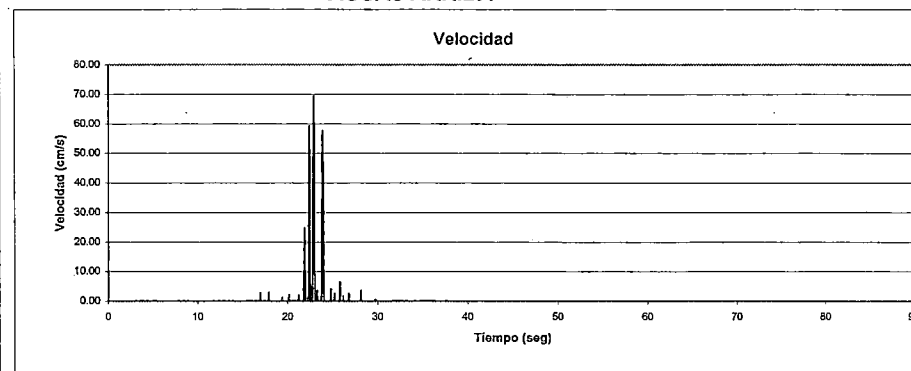
K_Y	0.51
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	59.22
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	37.50
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	69.43
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	28.62



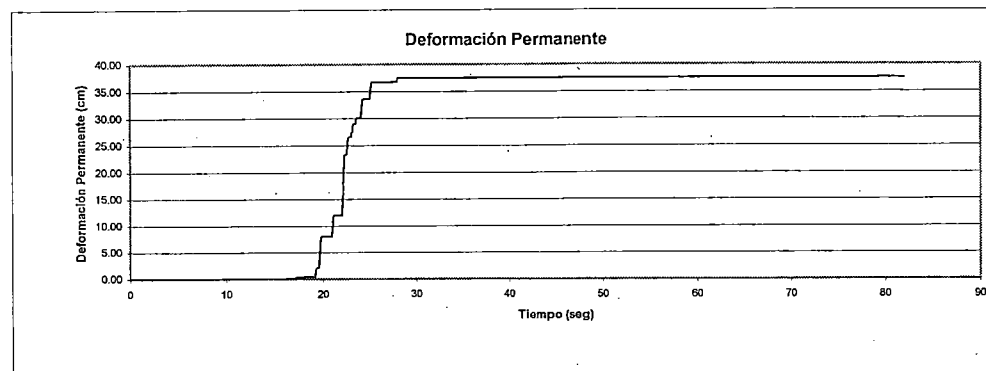
AGUAS ABAJO



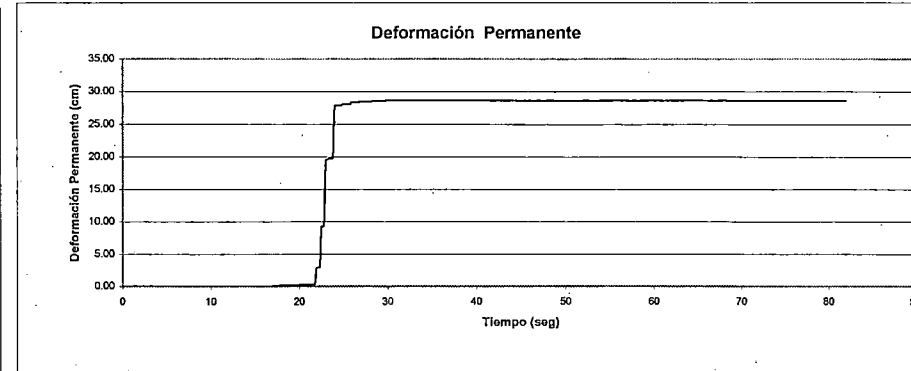
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



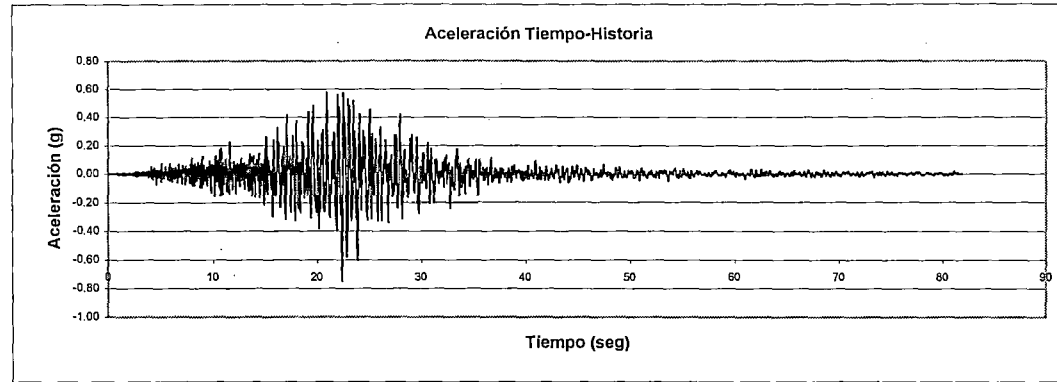
Deformación Permanente



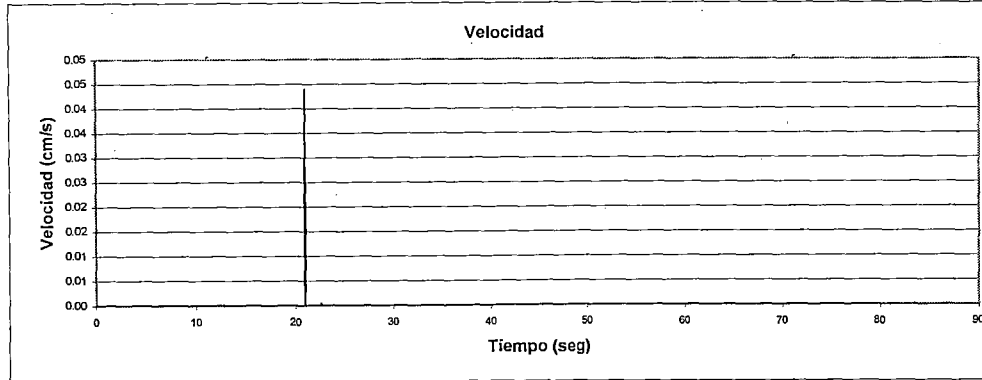
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

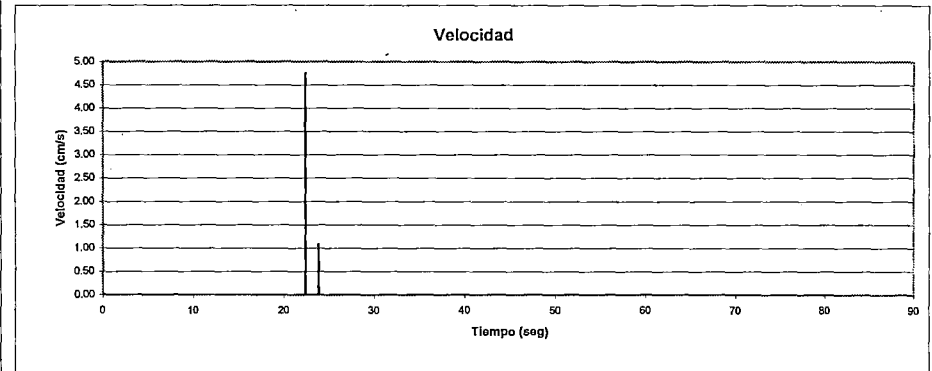
K_Y	0.57
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	0.04
Tiempo para Vmax. (seg)	20.92
Desplazamiento max. (cm)	0.00
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	4.69
Tiempo para Vmax. (seg)	22.4
Desplazamiento max. (cm)	0.19



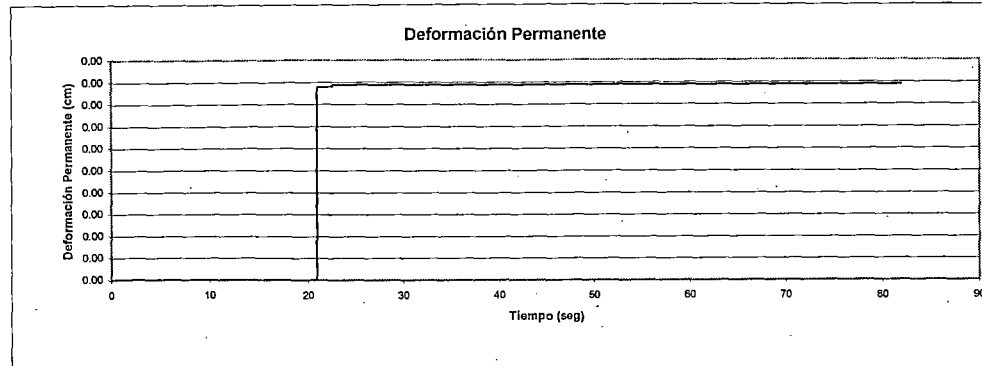
AGUAS ABAJO



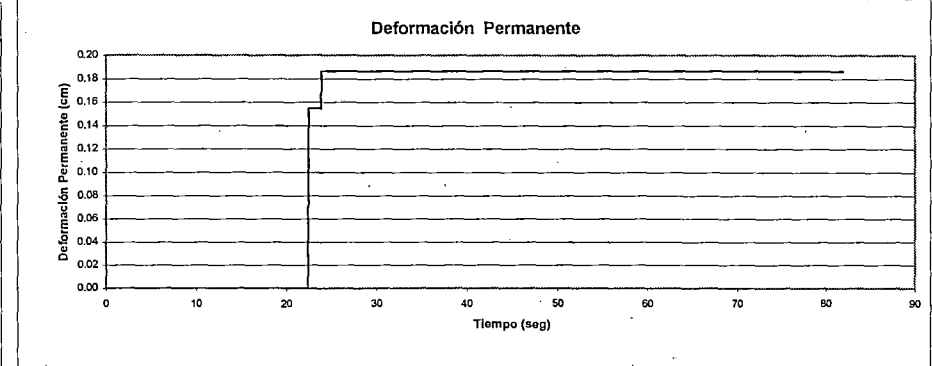
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



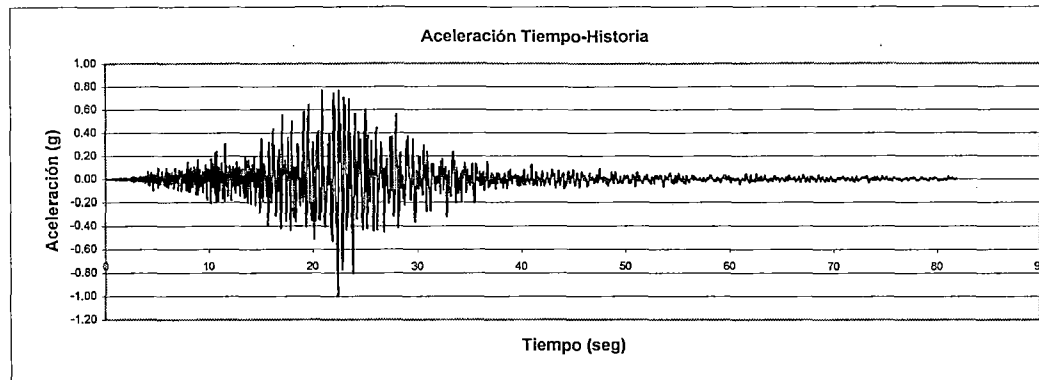
Deformación Permanente



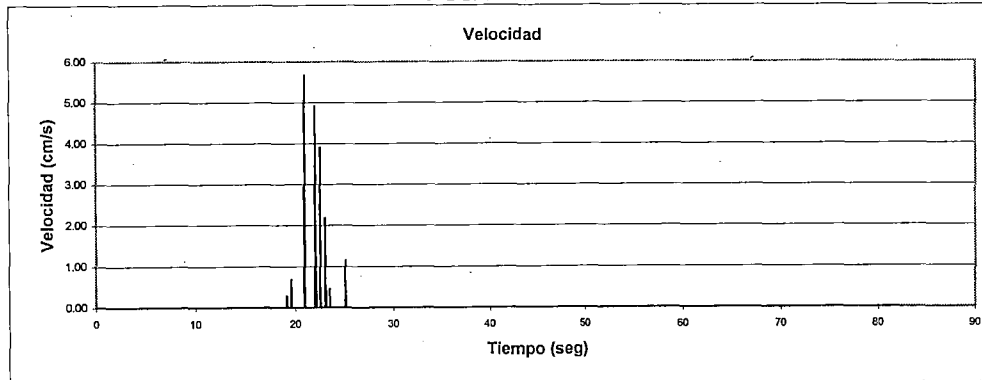
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

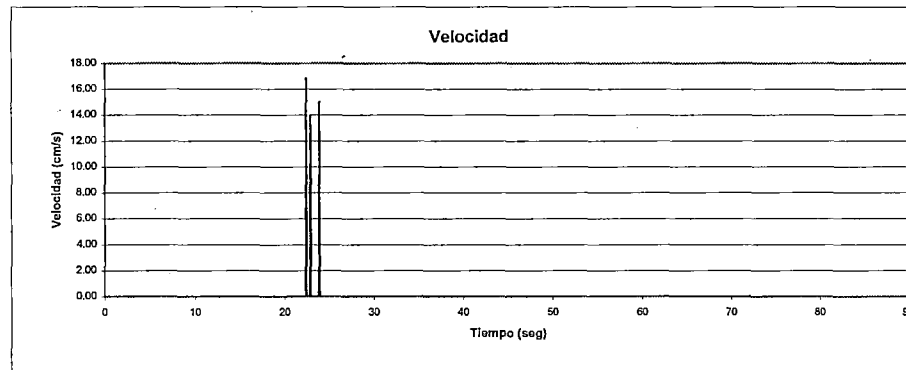
K_v	0.57
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	5.55
Tiempo para Vmax. (seg)	20.94
Desplazamiento max. (cm)	0.64
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	16.78
Tiempo para Vmax. (seg)	22.4
Desplazamiento max. (cm)	3.44



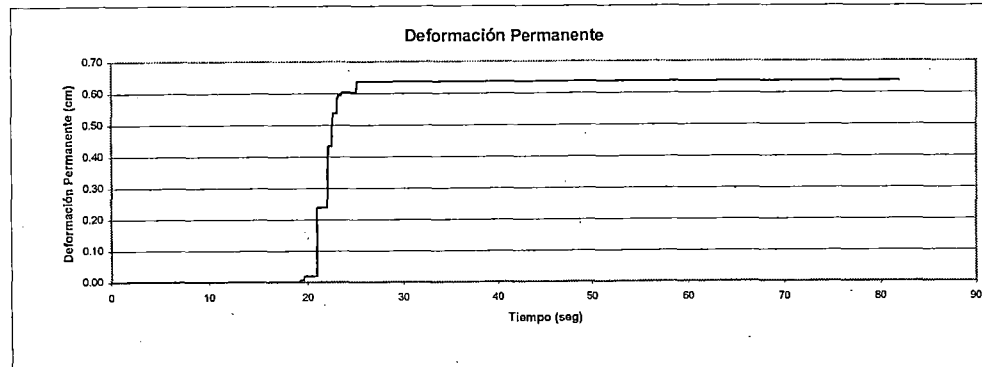
AGUAS ABAJO



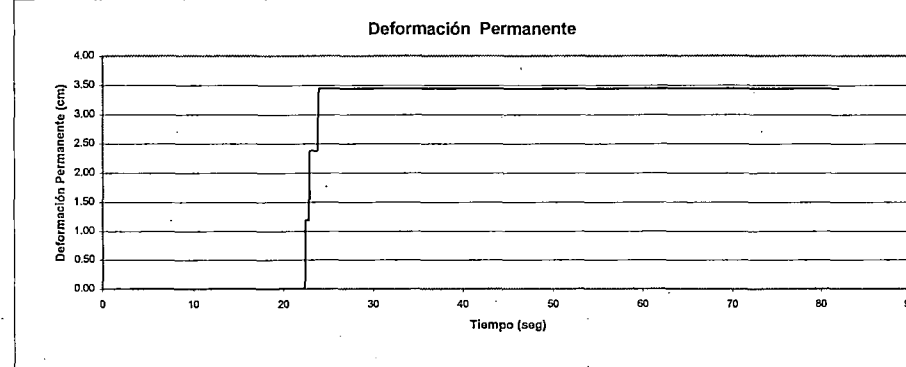
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



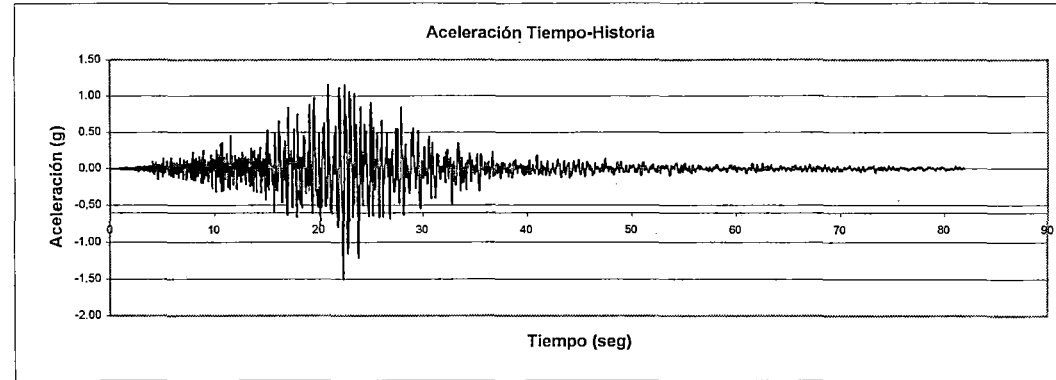
Deformación Permanente



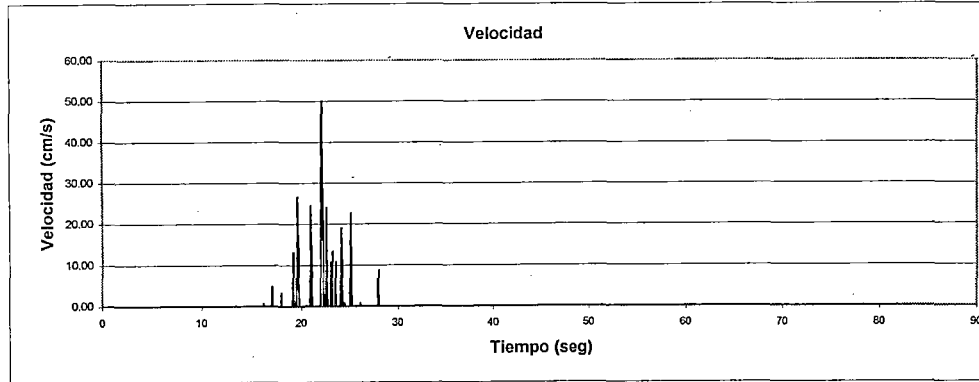
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 2 RESULTADOS

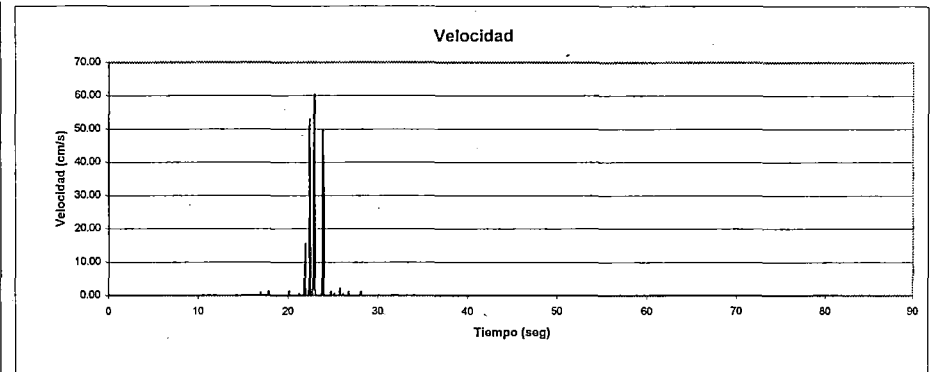
K_y	0.57
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	50.02
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	24.56
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	60.44
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	21.99



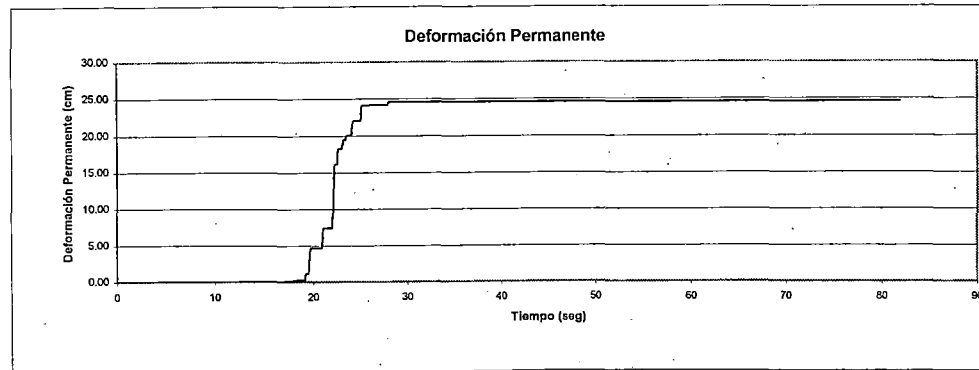
AGUAS ABAJO



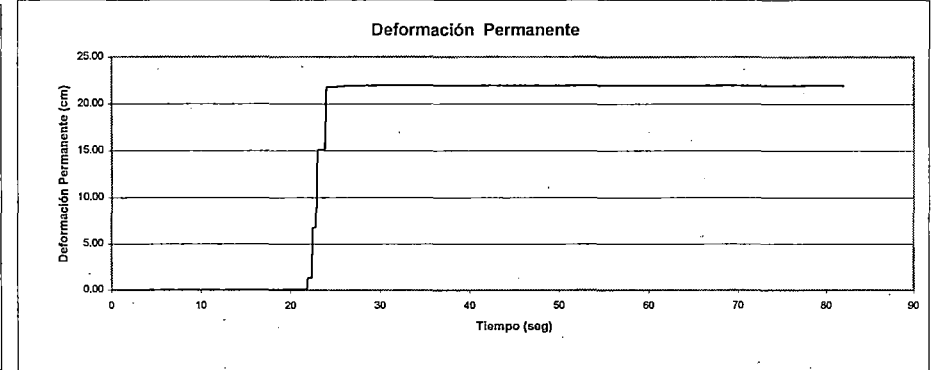
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



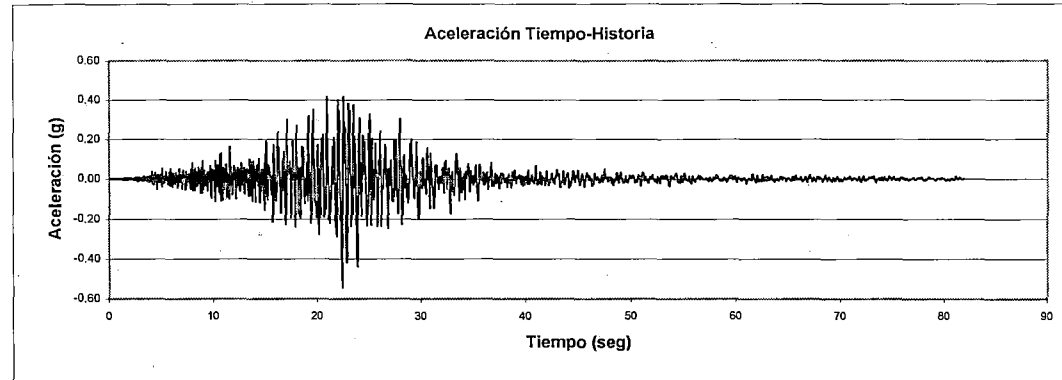
Deformación Permanente



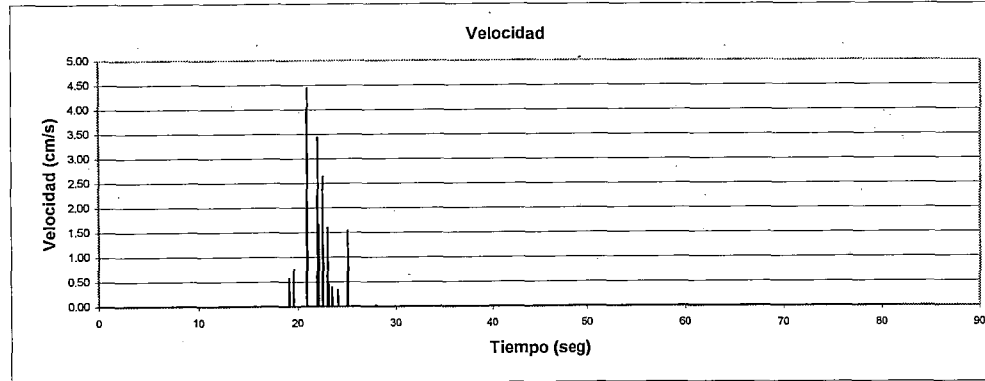
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

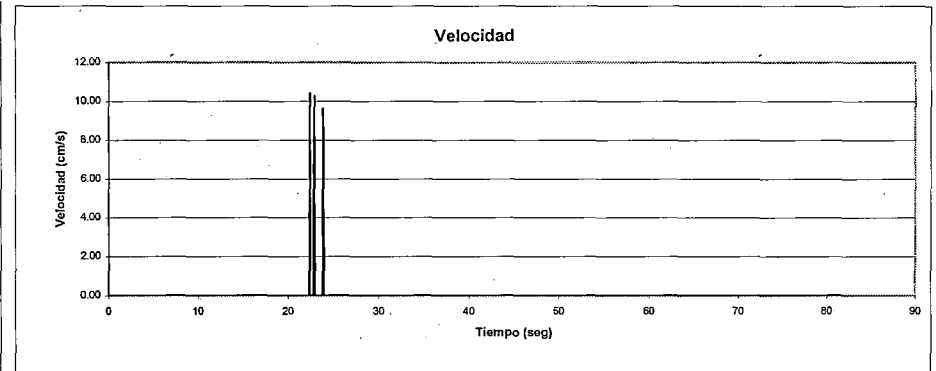
K_y	0.292
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.418
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	4.33
Tiempo para Vmax. (seg)	20.94
Desplazamiento max. (cm)	0.62
Aceleración max (-) (g)	0.544
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	10.31
Tiempo para Vmax. (seg)	22.4
Desplazamiento max. (cm)	2.60



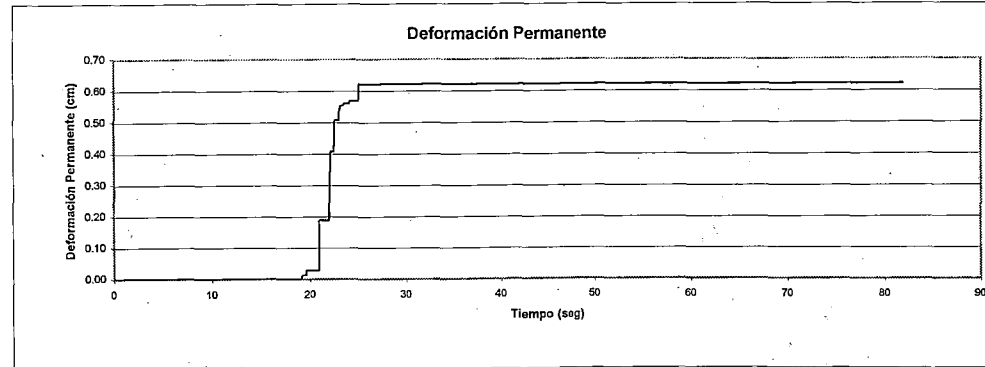
AGUAS ABAJO



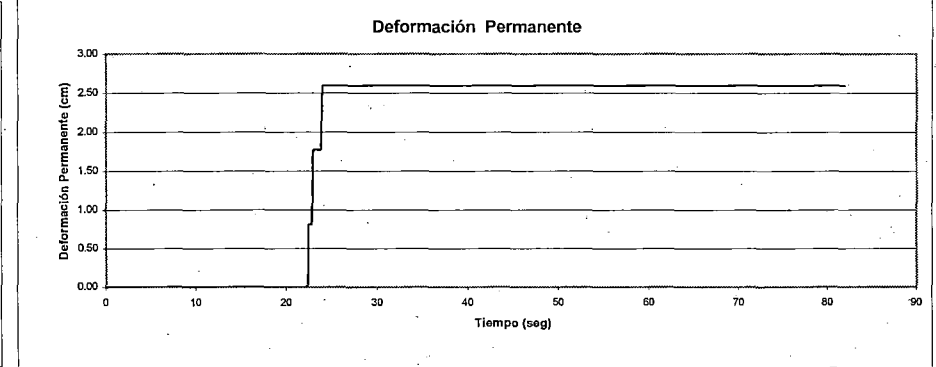
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



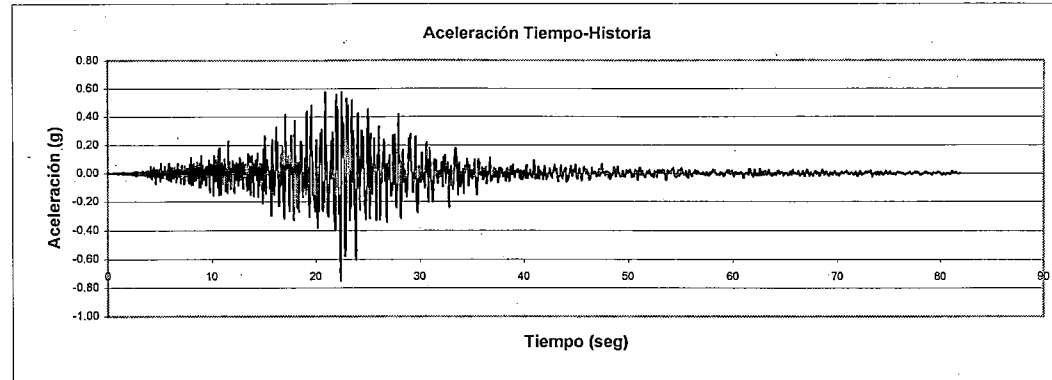
Deformación Permanente



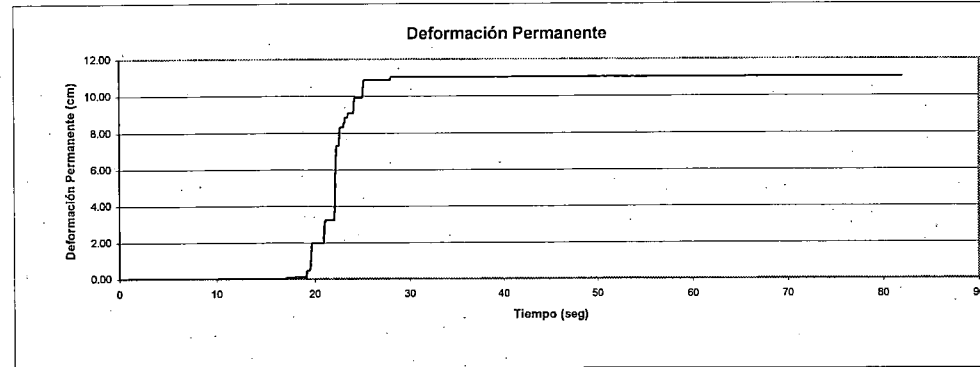
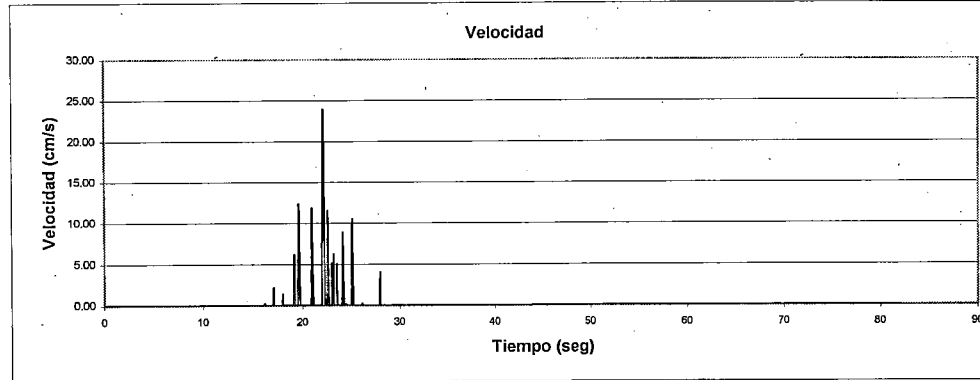
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

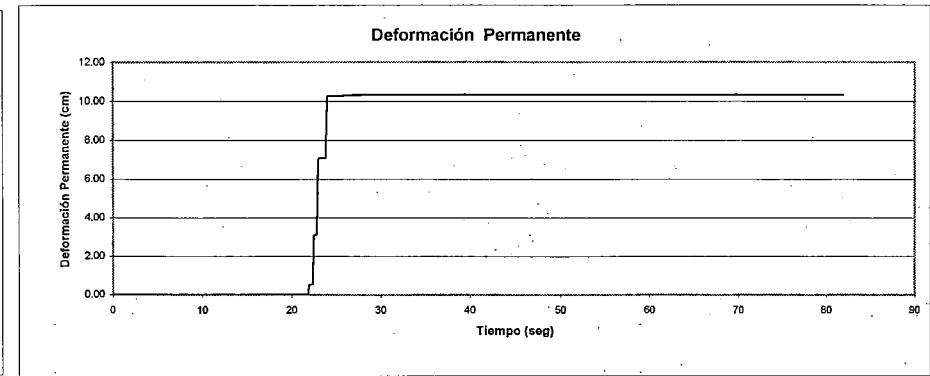
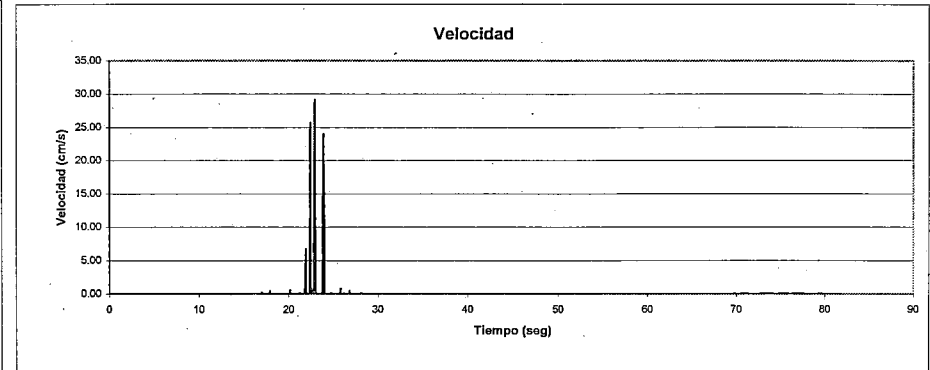
K_y	0.292
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.577
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	23.95
Tiempo para Vmax. (seg)	22.10
Desplazamiento max. (cm)	11.05
Aceleración max (-) (g)	0.750
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	29.18
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	10.32



AGUAS ABAJO



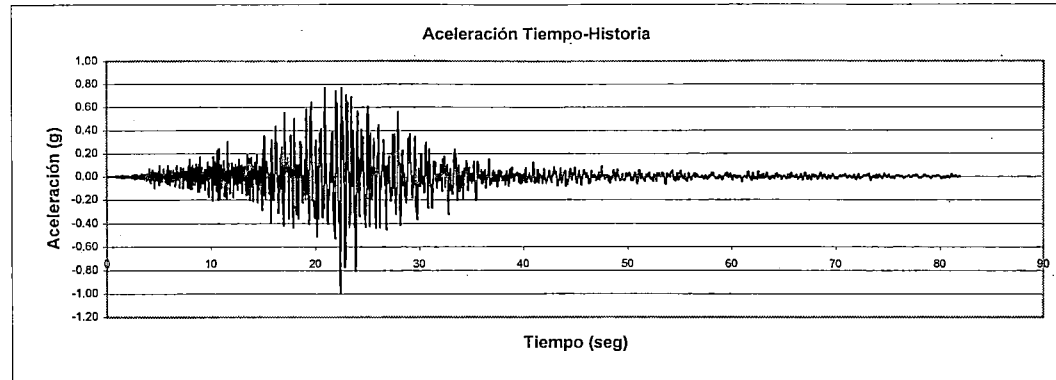
AGUAS ARRIBA



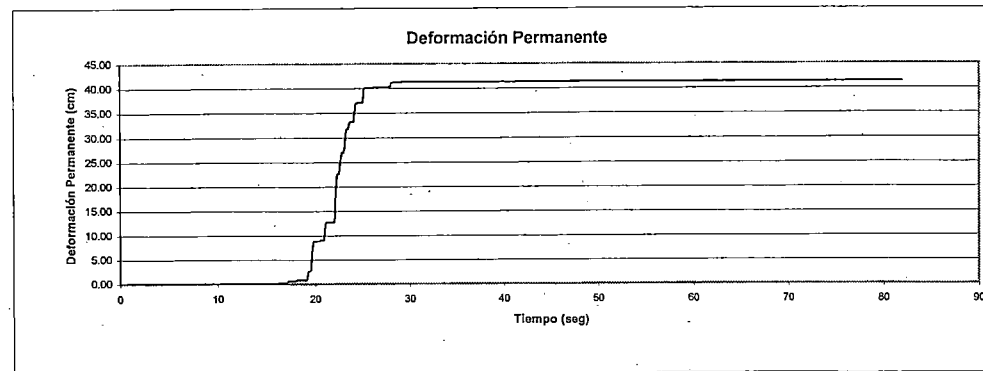
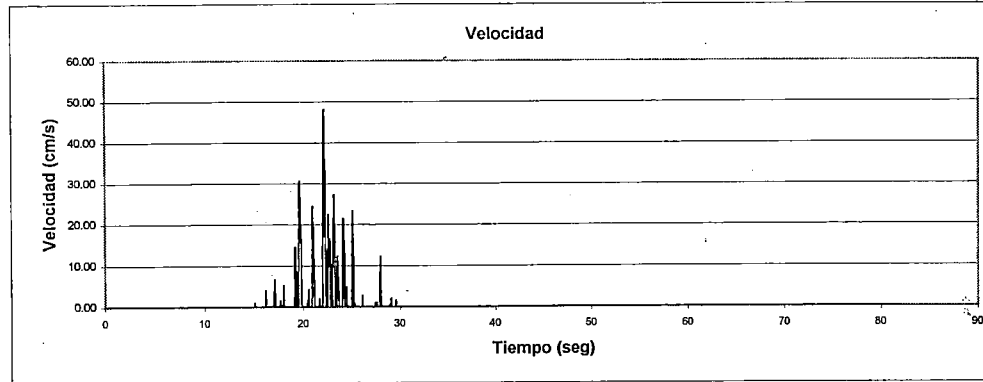
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

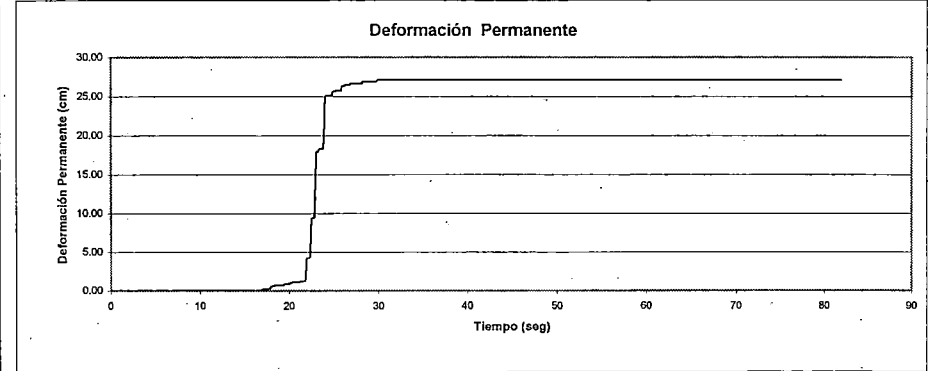
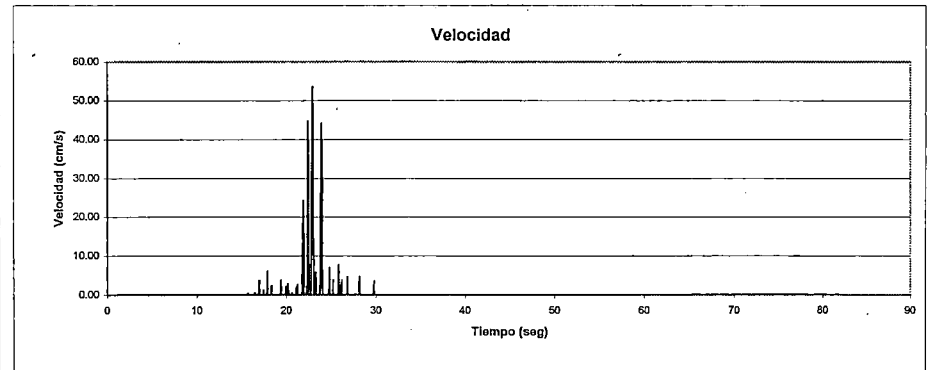
K_y	0.292
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.770
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	48.12
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	41.35
Aceleración max (-) (g)	1.000
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	53.60
Tiempo para Vmax. (seg)	22.92
Desplazamiento max. (cm)	27.11



AGUAS ABAJO



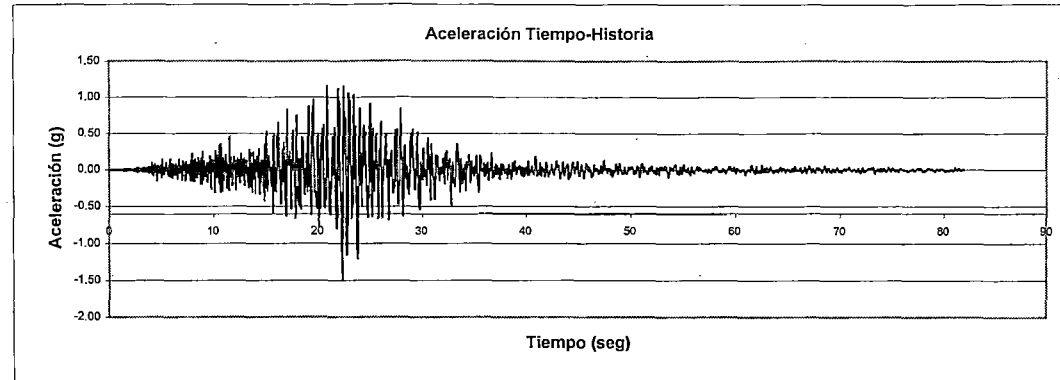
AGUAS ARRIBA



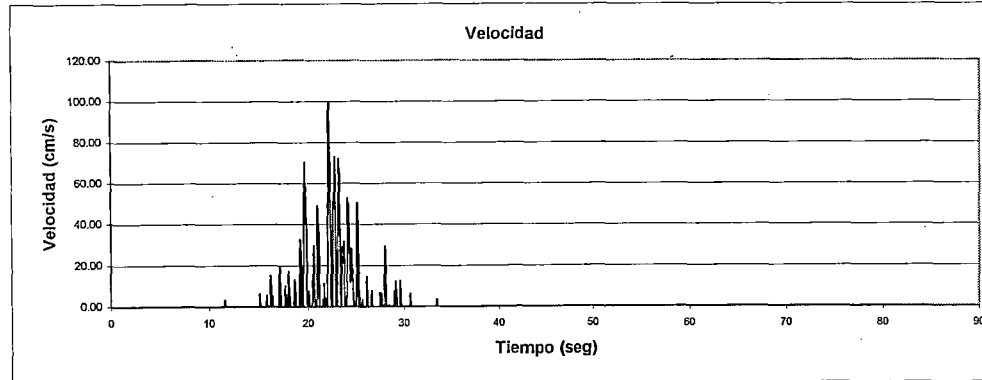
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

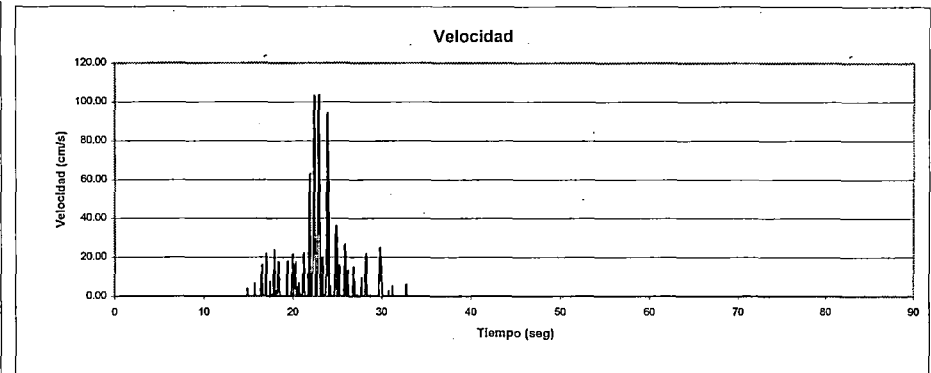
K_y	0.292
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	1.154
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	99.55
Tiempo para Vmax. (seg)	22.12
Desplazamiento max. (cm)	147.95
Aceleración max (-) (g)	1.500
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	103.49
Tiempo para Vmax. (seg)	22.94
Desplazamiento max. (cm)	113.85



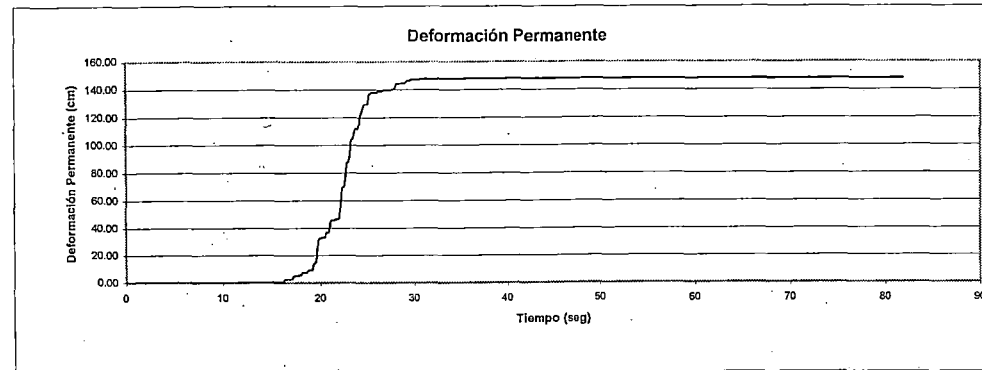
AGUAS ABAJO



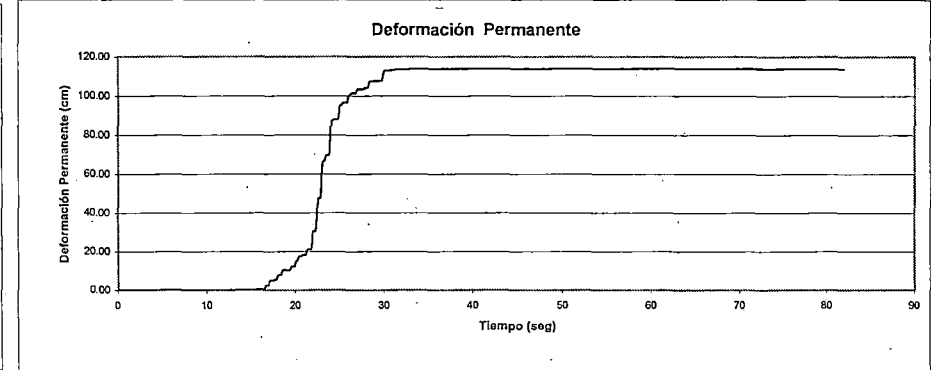
AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



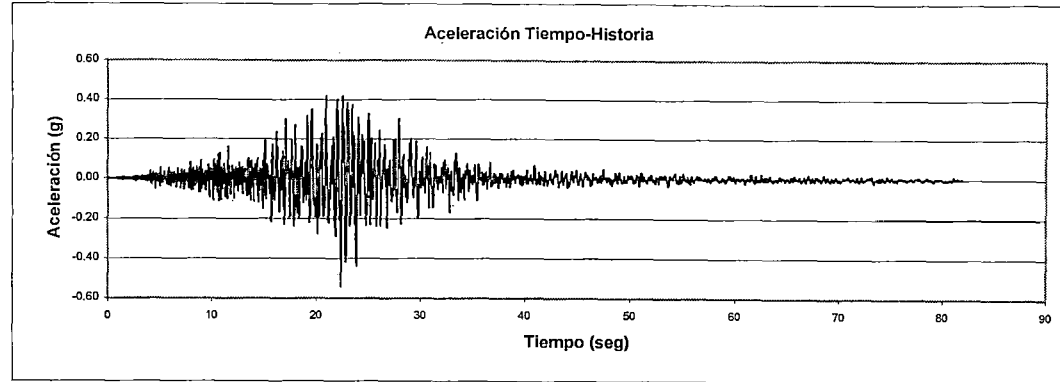
Deformación Permanente



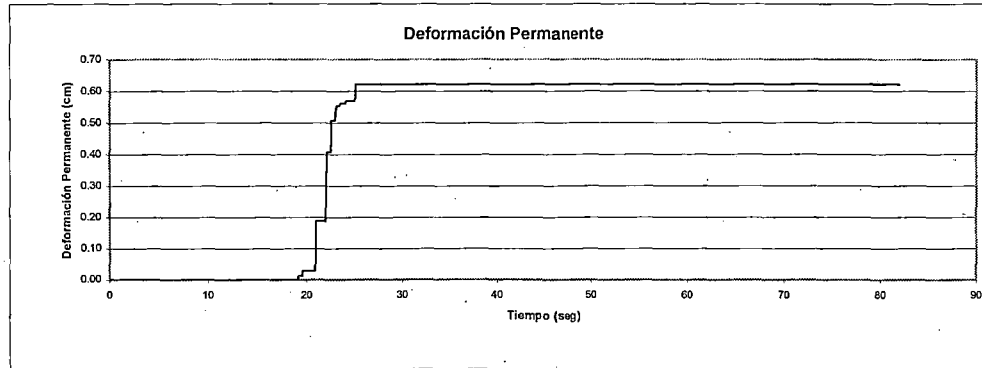
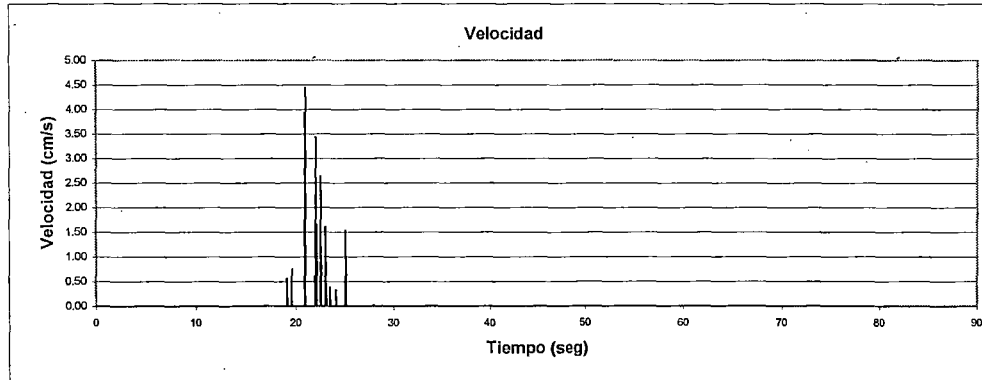
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESLIZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

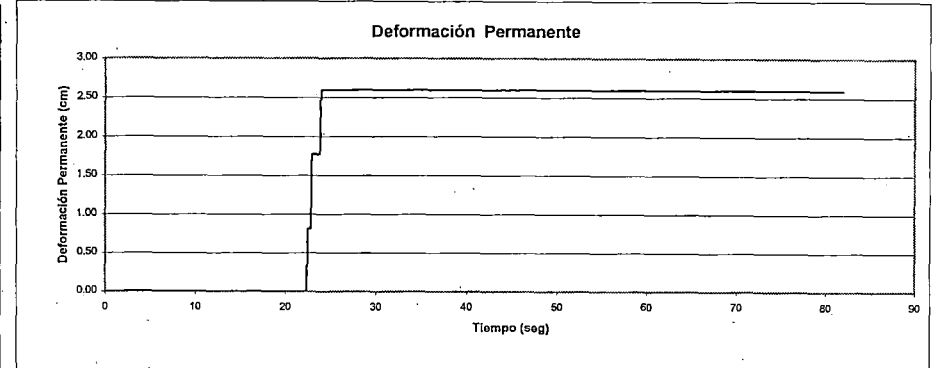
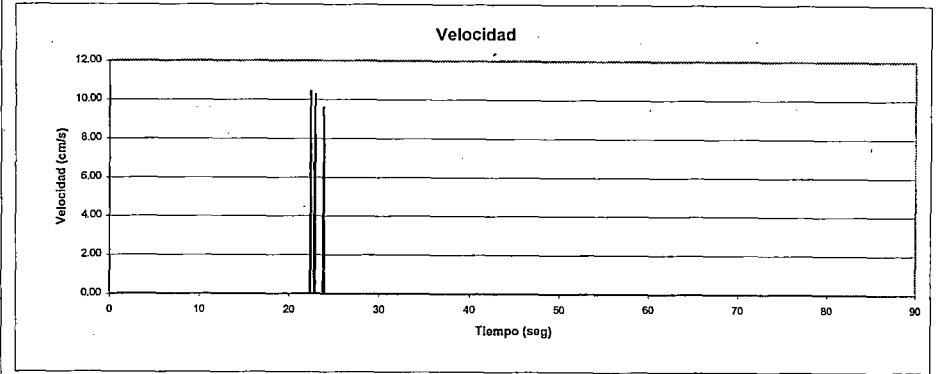
K_v	0.292
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.418
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	4.33
Tiempo para Vmax. (seg)	20.94
Desplazamiento max. (cm)	0.62
Aceleración max (-) (g)	0.544
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	10.31
Tiempo para Vmax. (seg)	22.4
Desplazamiento max. (cm)	2.60



AGUAS ABAJO



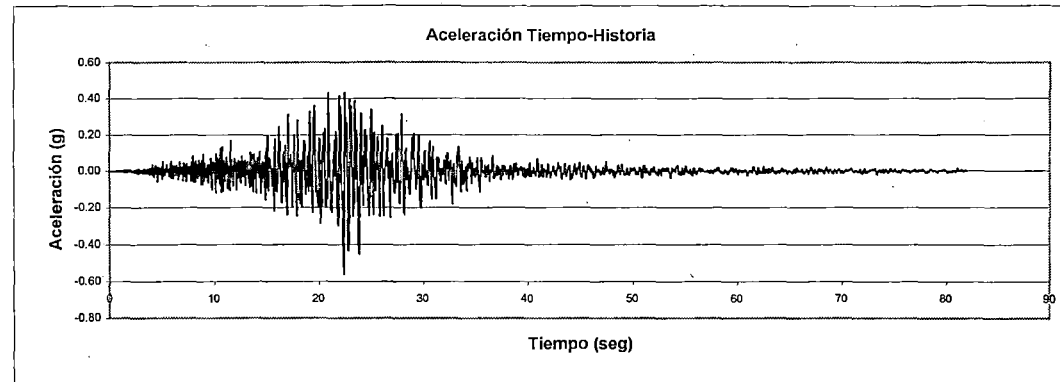
AGUAS ARRIBA



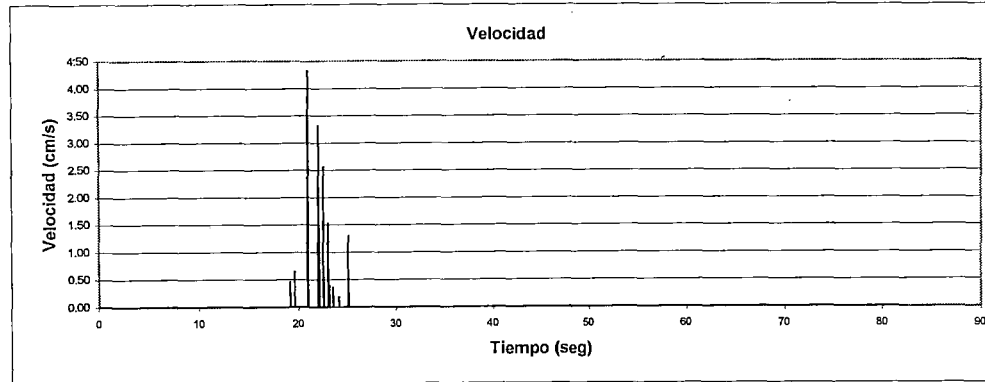
DETERMINACION DE DEFORMACIONES PERMANENTES METODO DE NEWMARK

DESPLAZAMIENTO N° 3 RESULTADOS

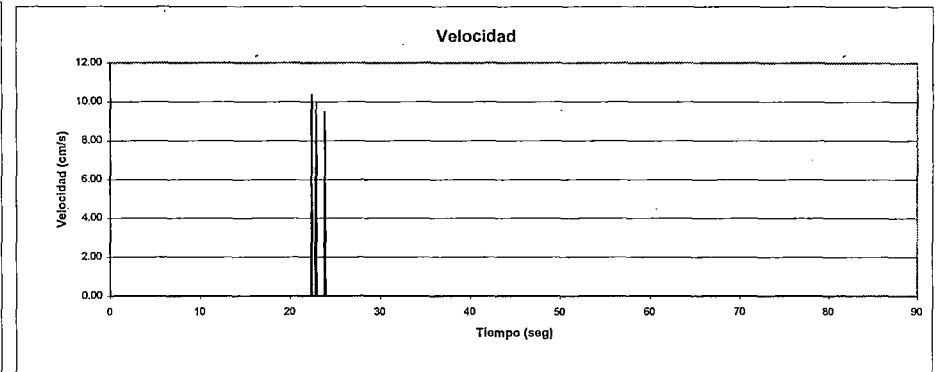
K_y	0.306
Δt	0.02
Aceleración max (+) (g)	0.431
Tiempo para Amax (seg)	20.92
Velocidad max. (cm/s)	4.21
Tiempo para Vmax. (seg)	20.94
Desplazamiento max. (cm)	0.55
Aceleración max (-) (g)	0.560
Tiempo para Amax (seg)	22.38
Velocidad max. (cm/s)	10.27
Tiempo para Vmax. (seg)	22.4
Desplazamiento max. (cm)	2.47



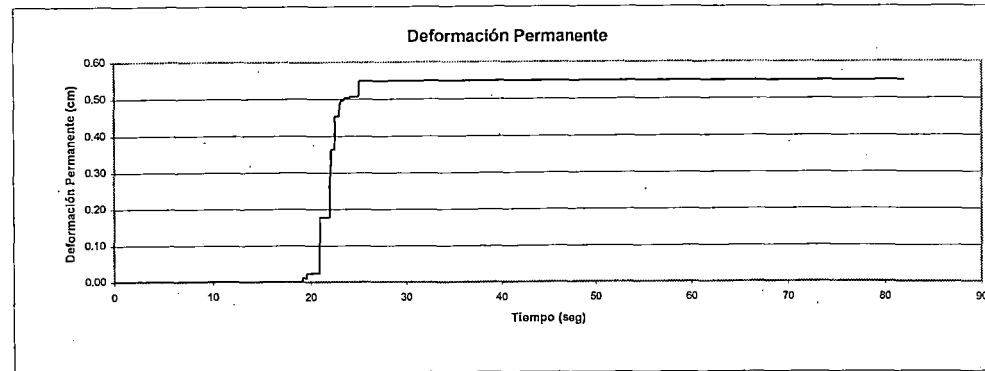
AGUAS ABAJO



AGUAS ARRIBA



Deformación Permanente



Deformación Permanente

