

01182

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MEXICO

INVESTIGACION DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE  
SUELOS GRANULARES FINOS

T E S I S

que presenta

JORGE ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

para obtener el grado de

DOCTOR EN INGENIERIA

(MECANICA DE SUELOS)

J U R A D O

DR. LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS . . . . .	<u><i>Leevaert</i></u>
DR. RAUL J. MARSAL CORDOBA . . . . .	<u><i>Marsal</i></u>
DR. JAVIER SALAZAR RESINES . . . . .	<u><i>Salazar</i></u>
DR. W. D. LIAM FINN . . . . .	<u><i>W.D. Liam Finn</i></u>
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO . . . . .	<u><i>Esteva</i></u>
DR. EUÁLIO JUAREZ BADILLO . . . . .	<u><i>Juarez</i></u>
DR. LUIS FERRER ARGOTE . . . . .	<u><i>Ferrer</i></u>

Cd. Universitaria, México, D.F., Junio de 1983

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## INDICE

NOTACION

LISTA DE TABLAS

LISTA DE FIGURAS

### 1. INTRODUCCION

1.1	<i>Antecedentes</i>	1
1.2	<i>Elección del tema</i>	3
1.3	<i>Importancia del tema</i>	3
1.4	<i>Descripción del fenómeno</i>	4
1.5	<i>Factores que influyen en la ocurrencia del fenómeno</i>	4
	1.5.1 <i>Características del depósito</i>	
	1.5.2 <i>Condiciones iniciales</i>	
	1.5.3 <i>Características de la sollicitación</i>	
1.6	<i>Hipótesis</i>	7
1.7	<i>Objetivo</i>	7
1.8	<i>Esquema</i>	7

### 2. MODELOS DE PREDICCIÓN EXISTENTES

2.1	<i>Clasificación de modelos</i>	10
2.2	<i>Criterios de campo</i>	10
	2.2.1 <i>Criterio de Florin e Ivanov, 1961</i>	
	2.2.2 <i>Criterio de Kishida, 1969</i>	

2.2.3	Criterio de Oshaki, 1969	
2.2.4	Criterio de Seed, Mori y Chan, 1977	
2.3	Métodos aproximados	13
2.3.1	Método de Seed e Idriss, 1971	
2.3.2	Método de Zeevaert, 1983	
2.4	Modelos analíticos	
2.4.1	Modelos desarrollados en la Universidad de California, Berkeley	
2.4.2	Modelos desarrollados en la Universidad de British Columbia, Vancouver	
2.4.3	Modelo desarrollado en la Universidad de Illinois, Urbana-Champaign	
2.4.4	Modelo desarrollado en la Universidad de Michigan, Ann Arbor	
2.4.5	Modelo desarrollado en la Universidad de Swansea, Wales	
2.5	Comentarios	25
3.	PLANEACION DE UNA ESTACION EXPERIMENTAL	
3.1	Introducción	28
3.2	Objetivo	29
3.3	Condiciones generales	29
3.4	Información general	29
3.5	Información geológica y tectónica	30
3.6	Sismicidad	31
3.7	Daños por los sismos de 1979 y 1980	31
3.8	Investigación preliminar de campo	33
3.9	Resultados y análisis de la exploración preliminar	34
3.10	Caracterización del sitio	36
3.10.1	Análisis e interpretación de resultados	
3.10.2	Cortes estratigráficos	
4.	ESTACION EXPERIMENTAL MEXICALI	
4.1	Introducción	68
4.2	Objetivo	69
4.3	El objeto de la observación	70
4.3.1	Las circunstancias	
4.3.2	Los medios	
4.4.	Desplazamientos de la superficie del terreno	70
4.5	Historia de aceleraciones	71
4.6	Historia de la generación de presión de poro	72
4.7	Sistema de adquisición de datos	73
4.8	Medición de propiedades dinámicas in situ	73
4.9	Instalación de piezómetros	74

4.10	<i>Verificación del comportamiento de la Estación Experimental</i>	75
	4.10.1 Piezómetros	
	4.10.2 Sistema de disparo automático	
4.11	<i>La Estación Experimental Mexicali</i>	76
5.	<b>METODOLOGIA PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION DE CAMPO</b>	
5.1	<i>Introducción</i>	88
5.2	<i>Modelos</i>	89
5.3	<i>Hipótesis</i>	90
5.4	<i>Interpretación y estructuración conceptual</i>	91
5.5	<i>Despliegue de algunos aspectos del plan</i>	92
5.6	<i>Ubicación del nuevo enfoque</i>	93
6.	<b>CONCLUSIONES</b>	
6.1	<i>Generales</i>	98
6.2	<i>Particulares</i>	99
7.	<b>RECOMENDACIONES</b>	
8.	<b>RECONOCIMIENTO</b>	
9.	<b>REFERENCIAS</b>	

## NOTACION

A , B	coeficientes
$a_{m\acute{a}x}$ , $a_m$	aceleración máxima de la superficie del terreno ( $cm/s^2$ )
c	cohesión ( $kg/cm^2$ )
$C_a$	factor correctivo que depende de la compacidad relativa
$C_N$	factor de corrección
$C_o$	constante que depende de las propiedades índice del suelo
CPT	prueba con penetrómetro eléctrico
CPT-PP	prueba con piezocono
$C_r$	compacidad relativa (%)
$C_u$	coeficiente de uniformidad
$\overline{CU}$	prueba triaxial consolidada no-drenada con medición de la presión de poro
$C_v$	coeficiente de consolidación ( $cm^2/min$ )
$C_1$	parámetro del modelo de Ramberg-Osgood
$C_1, C_2, C_3, C_4$	constantes experimentales
$de_{ij}$	incremento del tensor de deformaciones desviador correspondiente al tensor de deformaciones finitas de
$d_i$	espesor del estrato (m)

$D_{10}, D_{50}, D_{60}$	diámetro para el cual el 10, 50 y 60 por ciento en peso es igual o menor
$e$	relación de vacíos
$e_{\min}$	relación de vacíos mínima
$\bar{E}_r$	módulo de recuperación elástica unidimensional ( $\text{kg/cm}^2$ )
$f_s$	resistencia por fricción de la CPT ( $\text{kg/cm}^2$ )
$f_1, f_2$	funciones
$g$	aceleración de la gravedad ( $\text{cm/s}^2$ )
$G_i$	módulo de rigidez al esfuerzo cortante del estrato ( $\text{kg/cm}^2$ )
$G_{mn}$	módulo al esfuerzo cortante para el ciclo N
$G_{m0}$	módulo al esfuerzo cortante tangente inicial máximo
$G, G_0$	módulo de rigidez al esfuerzo cortante ( $\text{kg/cm}^2$ )
$H_1, H_2, H_3, H_4$	constantes experimentales
$k$	coeficiente de permeabilidad
$m_c$	módulo secante a la compresión diagonal ( $\text{m}^2/\text{t}$ )
$m_e$	módulo secante de respuesta debido al alivio de esfuerzo ( $\text{m}^2/\text{t}$ )
$n$	exponente, puede tomarse como $\frac{1}{2}$
$N$	número de golpes de la SPT
$N_1$	número de golpes corregido de la SPT
$N_\ell$	número de ciclos para provocar la licuación
$N/N_\ell$	relación
$p$	presión de poro ( $\text{kg/cm}^2$ )
$p'$	presión efectiva ( $\text{kg/cm}^2$ )
$p'_f$	intersección de la trayectoria de esfuerzos en cuestión con la línea de falla
$p'_o$	esfuerzo efectivo inicial del material en condiciones no drenadas
$q$	esfuerzo cortante ( $\text{kg/cm}^2$ )
$q_c$	resistencia a la penetración de la punta de la CPT ( $\text{kg/cm}^2$ )
$R$	parámetro del modelo de Ramberg-Osgood
$r_d$	factor de reducción

$r_d$	factor de reducción
$S_{m\acute{a}x}$	es el valor de $q/p'$ cuando $Y$ tiende a infinito
SPT	prueba de penetración estándar
$U_{sis}$	presión de poro sísmica ( $kg/cm^2$ )
$(u_g)_N$	presión de poro generada para $N$ ciclos
$u_g/\sigma'_o$	relación
$z$	profundidad (m)
$\alpha$	parámetro del modelo de Ramberg-Osgood
$Y$	deformación angular (%)
$Y_r$	deformación cortante del punto donde ocurre la inversión de esfuerzos (%)
$\delta_i$	amplitud del desplazamiento en la superficie del terreno (cm)
$\Delta\varepsilon_v$	deformación volumétrica unitaria (%)
$\Delta u$	incremento de presión de poro ( $kg/cm^2$ )
$\varepsilon_{vd}$	deformación volumétrica acumulada
$\zeta$	fracción del amortiguamiento crítico
$\nu$	relación de Poissón
$\rho_i$	densidad de masa del suelo
$\sigma$	esfuerzo total de la capa de arena bajo consideración
$\sigma_c$	presión confinante efectiva ( $kg/cm^2$ )
$\sigma_{dc}$ , $\sigma_{dp}$	esfuerzo desviador cíclico ( $kg/cm^2$ )
$\sigma_{dc}/2$ , $\sigma_c$	relación de esfuerzos
$\sigma'_{m0}$	esfuerzo medio inicial
$\sigma'_v$	esfuerzo vertical efectivo para el ciclo $N$
$\sigma'_{v0}$	esfuerzo vertical efectivo para el ciclo inicial
$\bar{\sigma}_z$	esfuerzo vertical efectivo
$\sigma'_o$	esfuerzo efectivo de la capa de arena bajo consideración
$\sigma'_1$	igual a $1 kg/cm^2$
$\tau$	esfuerzo cortante ( $kg/cm^2$ )

$\tau_{\ell}$	esfuerzo cortante, en un plano horizontal, que causa licuación en 10 ó en 30 ciclos, según sea el caso
$\tau_m$	esfuerzo cortante asociado para deformaciones infinitesimales
$\tau_{mn}$	esfuerzo cortante para el ciclo n
$\tau_{mo}$	esfuerzo cortante máximo sin provocar la falla
$\tau_p$	esfuerzo cortante promedio ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$\tau_r$	esfuerzo cortante del punto donde ocurre la inversión de esfuerzos
$\tau_{sis}$	esfuerzo cortante sísmico en planos horizontales ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
$\tau/\sigma'_0$	relación de esfuerzos cíclicos
$\phi$	ángulo de fricción interna ( $^\circ$ )
$\theta$	relación de esfuerzos
$\omega_n$	frecuencia circular fundamental del depósito

## LISTA DE TABLAS

- 3.1 Exploración preliminar-relación de sitios estudiados
- 3.2 Exploración preliminar-tipo y profundidad de sondeos
- 3.3 Exploración del sitio definitivo-relación de sondeos
  
- 4.1 Servo-acelerómetros SSA-302 y DSA-302, características
- 4.2 Piezómetros eléctricos PE-2020, características
- 4.3 Acelerógrafos DCA-300P-09, características

## LISTA DE FIGURAS

- 1.1 Area de deslizamientos en Anchorage  
(Sismo de 1964)
- 1.2 Area de Graben en Anchorage  
(Sismo de 1964)
- 1.2 Inclinação de edificios en Niigata  
(Sismo de 1964)
  
- 2.1 Correlación entre la relación de esfuerzos  
cíclicos y la resistencia a la penetración  
estándar (Seed, Mori y Chan, 1977)
  
- 3.1 Principales fallas en el Valle de Mexicali
- 3.2 Daños en bordos (Sismo de 1979)
- 3.3 Daños en bordos (Sismo de 1979)
- 3.4 Daños en canales (Sismo de 1979)
- 3.5 Daños en canales (Sismo de 1979)
- 3.6 Grieta en el terreno (Sismo de 1979)
- 3.7 Localización de daños observados en el  
Distrito de Riego 14
- 3.8 Evidencias de desplazamientos horizontales  
y verticales del terreno (Estación Delta,  
Sismo de 1980)

- 3.9 Evidencias de desplazamientos horizontales y verticales del terreno (Daños a la vía del ferrocarril. Sismo de 1980)
- 3.10 Volcanes de arena muy fina (Sismo de 1980)
- 3.11 Volcanes de arena muy fina (Ejido Nuevo León. Sismo de 1980)
- 3.12 Volcanes de arena asociados a grietas (Sismo de 1980)
- 3.13 Fallas en canales (Canal Nuevo Delta km 16+300. Sismo de 1980)
- 3.14 Fallas en canales (Canal lateral 8+080. Nuevo Delta. Sismo de 1980)
- 3.15 Localización de sitios para la exploración preliminar
- 3.16 Exploración preliminar - sitio 1
- 3.17 Exploración preliminar - sitio 2
- 3.18 Exploración preliminar - sitio 3
- 3.19 Exploración preliminar - sitio 3'
- 3.20 Exploración preliminar - sitio 4
- 3.21 Localización de sondeos para el sitio definitivo
- 3.22 Exploración del sitio definitivo - sondeo 9C
- 3.23 Exploración del sitio definitivo - sondeo 1B
- 3.24 Exploración del sitio definitivo - curvas de disipación de presión de poro
- 3.25 Exploración del sitio definitivo - corte estratigráfico según el eje X-X
- 3.26 Exploración del sitio definitivo - corte estratigráfico según el eje Y-Y
  
- 4.1 Localización de bancos de nivel y cuadrícula para nivelación
- 4.2 Localización de acelerómetros
- 4.3 Detalle de montaje de acelerómetros
- 4.4 Localización de transductores de presión de poro
- 4.5 Diagrama del sistema de adquisición de datos
- 4.6 Esquema de colocación de piezómetros en el sondeo 9C
- 4.7 Detalle de montaje de piezómetros

- 4.8 Localización de instrumentos en planta
- 4.9 La Estación experimental Mexicali
  
- 5.1 Esquema para la confrontación de modelos de predicción
- 5.2 Formulación/enunciado de un plan
- 5.3 Esquema de interacción de los estados cognoscitivos actual y futuro

## 1. INTRODUCCION

### 1.1 Antecedentes

Es esencial que los suelos y las cimentaciones tengan un comportamiento adecuado durante la ocurrencia de sismos a fin de evitar daños severos a cualquier estructura.

Las condiciones bajo las cuales los suelos, como parte de la cimentación o como material de construcción, al perder una parte significativa de su resistencia conducen a fallas inducidas por sismos no han sido, al menos hasta la fecha (1983), completamente comprendidas, por lo que constituyen un magnífico campo de investigación para la ingeniería civil.

Entre los efectos que los sismos pueden inducir en los suelos granulares están los deslizamientos, los que se han observado en numerosas ocasiones, simplemente de 1881 a 1946 se tuvo conocimiento, a nivel mundial, de 229 deslizamientos, que en conjunto causaron el desplazamiento total de 25 millones de metros cúbicos de arena. Los daños que resultan son múltiples, por ejemplo, en Holanda, a orillas de los numerosos estrechos que existen, han provocado el rompimiento de diques debido a la licuación producida por la fuerte acción del oleaje del mar del Norte y, por tanto, la inundación de grandes extensiones de terreno.

En el país, durante un sismo en 1957 (Zeevaert, 1983) un edificio, en la ciudad de México, cimentado sobre condiciones difíciles del subsuelo, y que prácticamente estaba estabilizado, empezó a asentarse fuertemente. Durante otro sismo, en 1959 (Marsal, 1961) un gran tramo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos tuvo desplazamientos verticales y horizon-

tales de importancia; muchas instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos, y el asentamiento general fue notable después del sismo. Algunos tramos de los muelles cimentados sobre pilotes metálicos, de 10 m de longitud, sufrieron desplazamientos apreciables en dirección horizontal. Uno de los muelles se corrió hacia el río más de medio metro. Tales movimientos se han atribuido a la licuación de los mantos arenolimosos y limoarenosos que se encuentran entre 0 y 8 m de profundidad. En vista de las altas relaciones de vacíos y de la granulometría fina uniforme de dichos suelos, no puede descartarse esta posibilidad.

En 1960, en Chile, durante un sismo, se formaron extensas zonas de falla. La tierra fue arrastrada hacia el mar a lo largo de la costa, llevando consigo todas las estructuras de retención; las paredes del muelle, con secciones de 5 m de concreto reforzado, fueron abatidas y luego arrastradas. En este mismo sismo una presa falló debido a la licuación del suelo de cimentación.

En Alaska, en 1964 (Seed, 1969), la licuación del suelo produjo un deslizamiento de 70 millones de metros cúbicos de material, destruyendo muchas de las instalaciones de la bahía de Anchorage. La superficie del terreno fue completamente devastada por los desplazamientos, produciéndose una nueva superficie irregular. El 40 por ciento de las casas y edificios comerciales presentó daños muy severos con fisuras que se extendían bajo las construcciones (figs 1.1 y 1.2).

Durante junio de 1964 en Niigata, Japón (Seed y Lee, 1966), hubo daños muy graves causados por licuación de la arena: muchas estructuras se asentaron más de un metro y se inclinaron notablemente; un edificio giró  $80^\circ$  (fig 1.3), quedando prácticamente tendido en el suelo. Además de estas fallas, hubo otras evidencias físicas de licuación: poco después del sismo se observó que brotaba agua del suelo a través de grietas, en las cuales llegaron a hundirse casas y automóviles; al mismo tiempo, se veía en la superficie estructuras que debían permanecer bajo el suelo, como fue el caso de un tanque para tratamiento de aguas negras.

Dentro de la extensa zona licuada casi nada escapó a los daños: casas, edificios, puentes, caminos, muelles, vías de ferrocarril, etc; la parte de la ciudad cercana al río quedó completamente inundada. Se estima que en este sismo 2 130 edificios sufrieron falla total, 6 200 fueron seriamente dañados y 31 200 presentaron daños ligeros (Ohsaki, 1966).

### 1.2 Elección del tema

El comportamiento dinámico de los suelos granulares finos en estado saturado constituye, dentro de la dinámica de suelos, uno de los problemas que aún no han sido bien comprendidos, siendo mucho lo que falta por dilucidar en torno a él, al grado que es posible ver interpretaciones diferentes, e inclusive, contradictorias de los hechos experimentales disponibles. Más aún, la experimentación misma es cuestionable en el momento de tratar de justificar para qué condiciones de campo es representativa.

### 1.3 Importancia del tema

Con base en resultados de ensayos de corte directo y en su intuición, Casagrande (1936) llegó a la conclusión de que debido al decremento de volumen de una arena suelta y al incremento de volumen de una arena densa, ambas tenderían a una misma relación de vacíos, en la cual la arena puede deformarse sin cambio de volumen, y a la que llamó *relación de vacíos crítica*.

Poco después, Casagrande (1938), mediante equipo triaxial, modificó su concepto de *relación de vacíos crítica*, afirmando que ésta es función del esfuerzo normal, y proponiéndola como una medida para la evaluación de la susceptibilidad de la licuación de arena. Posteriormente, al analizar la falla de la presa de Fort Peck se dio cuenta que la curva de relación de vacíos crítica no dividía realmente el comportamiento contractivo y dilatante de las arenas.

Taylor (1948), al realizar ensayos triaxiales a volumen constante hizo notar las diferencias que existen en la determinación de la relación de vacíos crítica en el laboratorio y, por tanto, que no es una relación única.

Terzaghi (1957), refiriéndose a la relación de vacíos crítica afirma que no está justificado que exista tal relación, y propone el término *licuación espontánea* para explicar la pérdida de resistencia de una arena saturada debido a una perturbación, por ejemplo, un impacto severo. Explica que la licuación espontánea se debe a una inestabilidad inherente a la estructura del suelo la cual colapsa, transformándose en una suspensión viscosa.

Castro (1959), a sugerencia de Casagrande, modificó el concepto de relación de vacíos crítica y obtuvo, a partir de resultados de pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas con medición de presión de poro (pruebas CU), la curva de estado crítico.

El interés por aprender y predecir el comportamiento sísmico de los suelos granulares finos se vio aumentado a partir de los sismos de Anchorage y de Niigata, ambos en 1964. Este interés no ha decrecido, por el contrario, ha conducido a una gran cantidad de trabajos de investigación, que han aportado valiosos hallazgos para entender el fenómeno; sin embargo, existen factores tales como edad del depósito, preconsolidación y aplicación de microvibración, cuyos efectos se anulan en muestras reconstituidas en el laboratorio, o por la alteración de muestras *inalteradas* provocada por el muestreo; de ahí que la búsqueda de otros enfoques que superen las limitaciones de los estudios de laboratorio sean básicas para el avance sobre el tema.

Un aspecto que requiere ser considerado es la confrontación de los métodos refinados de predicción (ensayos cíclicos y métodos analíticos) con los métodos de campo, basados principalmente en la prueba de penetración estándar, cuya aplicación adolece de errores e incertidumbres. Teniendo en cuenta las conclusiones de algunos investigadores (Christian y Swiger, 1975; Seed, *et al*, 1975 y Whitman, 1971) referidas a la buena correlación que existe entre los métodos refinados y los de campo, cabe la pregunta ¿Cuál sería la razón de utilizar métodos refinados de predicción si los de campo son considerablemente más simples y económicos?

Una respuesta realista a dicha cuestión y a otras más, la puede aportar la obtención de registros del comportamiento de los depósitos naturales.

#### 1.4 Descripción del fenómeno

Es un hecho experimental bien establecido que la aplicación de carga cíclica a una muestra de arena, seca o saturada en condiciones drenadas, ocasiona un reacomodo de los granos del suelo que da como resultado una contracción o densificación volumétrica. Esta contracción explica el incremento de la presión de poro en suelos saturados en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas, lo que reduce el esfuerzo efectivo medio a valores tales que hacen que el suelo tenga fallas parciales o totales. En un caso límite, el suelo puede fluir con resistencias al esfuerzo cortante prácticamente nulas; este fenómeno se conoce como licuación de arenas.

#### 1.5 Factores que influyen en el fenómeno

Los factores más importantes (basados principalmente en evidencia experimental de laboratorio) pueden agruparse en tres categorías:

- o Características geotécnicas del depósito
- o Condiciones iniciales de esfuerzo y deformación
- o Características de la sollicitación

#### 1.5.1 Características del depósito

En esta categoría se ubican características geotécnicas del depósito, tales como:

##### a) Tipo de suelo

Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles a la licuación que los bien graduados; dentro de los primeros, las arenas finas se licúan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales.

En el sismo de Alaska (1964) se observó que las estructuras de puentes cimentadas sobre arena sufrieron grandes desplazamientos, mientras que las apoyadas en grava no presentaron daños.

##### b) Compacidad relativa ( $C_r$ ) o relación de vacíos ( $e$ )

Un depósito de arena suelta es más susceptible a licuación que uno de arena densa.

En el sismo de Niigata (1964) hubo licuación en zonas cuya  $C_r$  era del orden de 50 por ciento, o menor (indicativa de alta susceptibilidad a cambios de volumen); en tanto que en áreas con una  $C_r > 70$  por ciento no se presentó ningún daño.

##### c) Estructura

Pyke (1974), Ladd (1974 y 1976) y Mulilis, *et al*, (1975), han encontrado que el método de preparación de la muestra (estructura) afecta la relación de esfuerzos ( $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ ) que provoca la licuación hasta en un 200 por ciento.

#### 1.5.2 Condiciones iniciales

Corresponden a las características de la historia previa de esfuerzos o deformaciones que ha soportado el depósito, por ejemplo:

##### a) Esfuerzo confinante inicial

La propensión a la licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. Ensayes en laboratorio han mostrado

que para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para provocar la licuación bajo condiciones de carga repetida se incrementa con la presión de confinamiento.

b) Lapso de esfuerzo sostenido

Experiencias de laboratorio (Seed, 1976) indican que muestras idénticas sometidas a cargas sostenidas por periodos que variaron de 0.1 a 100 días antes del ensaye, se vieron afectadas en la relación de esfuerzos ( $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ ) hasta en un 25 por ciento. Estos resultados permiten suponer que el efecto de la *edad del depósito* es un factor importante. Debido a la enorme diferencia de escalas de tiempo entre laboratorio y campo se puede suponer una mayor diferencia que la del 25 por ciento mencionada.

c) Historia previa de deformaciones

Este importante factor fue señalado por Finn, *et al* en 1970, demostrando que las características de licuación de las arenas son afectadas por la historia previa de deformaciones. Su conclusión fue:

*"La dependencia de la resistencia a la licuación para una arena con la historia de deformaciones conduce a la conclusión de que la resistencia de un depósito no puede ser determinada en una forma confiable mediante el ensaye de muestras formadas en el laboratorio, aún y cuando se tenga la misma relación de vacíos que el depósito. Parece que la resistencia a la licuación sólo puede ser confiablemente determinada en muestras inalteradas" (Finn, et al, 1970 p 1932).*

Seed, *et al*, (1975) realizaron experimentos en los cuales se sometieron muestras de arena a un estado de vibraciones de muy pequeña amplitud; los resultados indicaron que el efecto de la historia sísmica incrementaba la resistencia a la licuación. En otras palabras, para un número de ciclos dado, las muestras de arena sometidas a perturbaciones que inducen esfuerzos o deformaciones de bajo nivel requieren una relación de esfuerzos ( $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ ) para provocar la licuación 45 por ciento mayor que aquellas muestras que no tenían historia previa.

### 1.5.3 Características de la sollicitación

#### a) Magnitud del esfuerzo repetido

Cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su  $e_{min}$  es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad adecuada.

Evidencias de campo demuestran que depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad (0.005 g), en cambio, se han licuado ante la acción de sismos intensos (0.16 g) (Seed e Idriss, 1971).

#### b) Número de ciclos de esfuerzo

A través de laboratorio se ha visto que en una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número adecuado a cada caso de ciclos de esfuerzo. Esto se confirmó en Anchorage durante el sismo de 1964, ya que los deslizamientos ocurrieron después de 90s de iniciado el movimiento.

## 1.6 Hipótesis

El análisis de las historias de respuesta sísmica de depósitos naturales de suelos granulares finos en condiciones ambientales reales, puede aclarar el comportamiento de esos depósitos ante la acción de sismos.

## 1.7 Objetivo

Realizar la planeación y diseño de una estación experimental de campo para la observación y experimentación, orientada al estudio del comportamiento sísmico de un depósito natural constituido por suelos granulares finos, que sirva como una experiencia piloto en la búsqueda de una mayor comprensión del fenómeno.

## 1.8 Esquema

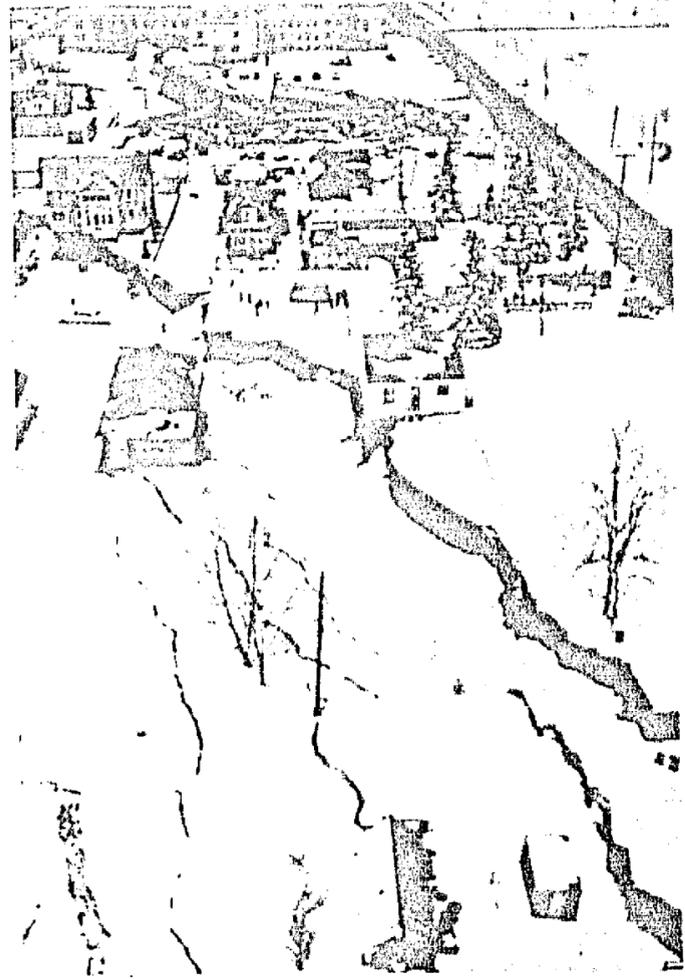
La secuencia que se siguió en esta investigación fue:

- Selección del tema

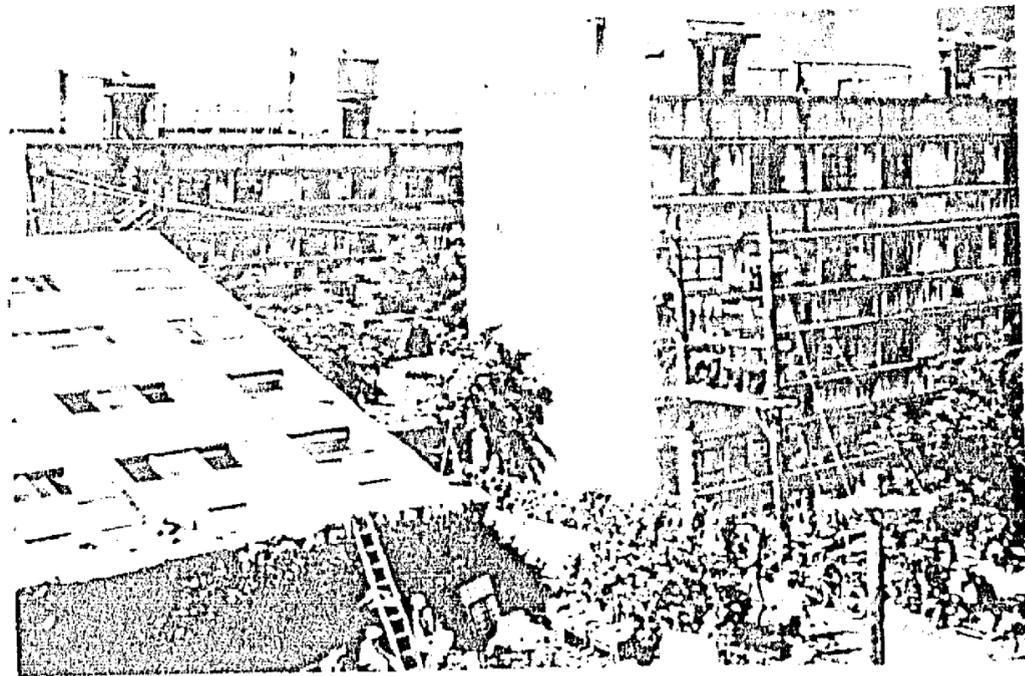
- Revisión de conocimientos anteriores
- Planteamiento del problema
- Búsqueda de un mejor entendimiento del problema
- Planeación de una estación experimental para verificar la hipótesis
- Diseño de la estación
- Metodología para el procesamiento de la información



*Fig 1.1 Area de deslizamientos en Anchorage (Sismo de 1964)*



*Fig 1.2 Area de Graben en Anchorage (Sismo de 1964)*



*Fig 1.3 Inclinación de edificios en Niigata (Sismo de 1964)*

## 2. MODELOS DE PREDICCIÓN EXISTENTES

Este capítulo presenta una breve descripción y análisis de los métodos y modelos más representativos para predecir el comportamiento de los suelos granulares finos sometidos a sollicitaciones sísmicas.

### 2.1 *Clasificación de modelos*

Prácticamente, todas las contribuciones en este campo se pueden agrupar en las siguientes categorías:

- Criterios de campo
- Métodos aproximados
- Modelos analíticos

### 2.2 *Criterios de campo*

Se basan en la comparación de las condiciones de los sitios donde ocurrió o no licuación con las condiciones del lugar que se desea analizar.

Dentro de esta categoría se clasifican los siguientes cuatro criterios:

### 2.2.1 Criterio de Florin e Ivanov, 1961

Fue desarrollado en la URSS, permite estimar la susceptibilidad de los suelos a la licuación mediante pruebas de campo. Se investigan los 10 m superiores de suelo, haciendo explotar sucesivamente, en un mismo sitio, tres cargas de dinamita de 5 kg, colocadas a una profundidad media de 4.5 m, lo que impide la expulsión del suelo durante la explosión.

Después de cada explosión se determina el asentamiento promedio de la superficie del terreno en un radio de 5 m, si el asentamiento promedio es menor de 8 a 10 cm y la relación de asentamientos entre dos explosiones sucesivas es menor de 1:0.6, los autores afirman que el depósito no es susceptible de licuación.

### 2.2.2 Criterio de Kishida, 1969

Se apoya en el análisis de las condiciones de suelo de tres sitios en los que ocurrió licuación. Bajo sismos de magnitud igual o mayor de 7.0, el autor indica que puede ocurrir licuación si el nivel freático está cerca a la superficie y si las características granulométricas satisfacen las relaciones

$$2 \text{ mm} > D_{50} > 0.074 \text{ mm} ; \quad C_u < 10$$

Además si se cumplen las siguientes condiciones

- a) El espesor del estrato de suelo no licuable, arriba del estrato licuable, es menor que 8 m.
- b) La relación de los espesores del estrato no licuable al licuable es menor de 1.

Kishida concluye que los suelos no son susceptibles a licuación si

- La presión efectiva de confinamiento es superior a  $2 \text{ kg/cm}^2$
- La compacidad relativa es superior a 75 por ciento.

### 2.2.3 Criterio de Ohsaki, 1969

Establece que los suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse si se presentan las siguientes características granulométricas

$$2 \text{ mm} > D_{60} > 0.2 \text{ mm} ; \quad D_{10} < 0.1 \text{ mm}$$

Adicionalmente establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si el número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar es mayor de  $2z$ , donde  $z$  es la profundidad en metros.

#### 2.2.4 Criterio de Seed, Mori y Chan, 1977

Se aplica con el apoyo de la fig 2.1, en la que se incluye el punto cuyas coordenadas son: la relación de esfuerzos cíclicos ( $\tau/\sigma'_0$ ) y el número de golpes corregido ( $N_1$ ) obtenido de la prueba de penetración estándar.

La relación de esfuerzos cíclicos se calcula mediante

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} \approx 0.65 \frac{a_{\text{máx}}}{g} \cdot \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \cdot r_d \quad (2.1)$$

donde

- $a_{\text{máx}}$  aceleración máxima de la superficie del terreno
- $\sigma_0$  esfuerzo total de la capa de arena bajo consideración
- $\sigma'_0$  esfuerzo efectivo de la capa de arena bajo consideración
- $r_d$  factor de reducción que varía de un valor de 1 en superficie del terreno a 0.9 a 9.15 m de profundidad

El número de golpes corregido se obtiene de

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (2.2)$$

$$C_N = 1 - 1.25 \log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_1} \quad (2.3)$$

donde

- $\sigma'_0$  esfuerzo efectivo de sobrecarga, en  $\text{kg/cm}^2$ , para la capa de arena en la que se obtuvo un número de golpes  $N$
- $\sigma'_1$  igual a  $1 \text{ kg/cm}^2$

### 2.3 Métodos aproximados

Consisten, básicamente, en comparar la resistencia obtenida en pruebas de laboratorio con los esfuerzos que provocará el sismo calculado en forma simplificada. En esta categoría se clasifican los siguientes:

#### 2.3.1 Método de Seed e Idriss, 1971

Su aplicación consiste en tres etapas

- a) Procedimiento simplificado para el cálculo de los esfuerzos inducidos por el sismo.

Para determinar los esfuerzos inducidos *in situ*, debe compararse con el acelerograma del sismo de diseño, la estratigrafía y las propiedades índice y mecánicas de los suelos.

El esfuerzo cortante promedio ( $\tau_p$ ), para una profundidad  $z$ , se calcula mediante

$$\tau_p = 0.65 \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx}} r_d \quad (2.4)$$

donde

$\gamma z$  presión vertical total a la profundidad  $z$

$g$  aceleración de la gravedad

$a_{\text{máx}}$  aceleración máxima en la superficie del terreno

$r_d$  factor empírico de reducción para tomar en cuenta la deformabilidad del suelo

- b) Procedimiento simplificado para el cálculo de los esfuerzos que causan la licuación.

A partir de ensayos en cámara triaxial cíclica, para una compacidad relativa del 50 por ciento, se obtienen gráficas que relacionan el tamaño de partículas (expresado por el  $D_{50}$ ) con la relación de esfuerzos cíclicos ( $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ ) que causa licuación en 10 o en 30 ciclos.

donde

$\sigma_{dc}$  esfuerzo desviador cíclico

$\sigma_c$  presión confinante efectiva

Para determinar la relación de esfuerzos correspondiente a otra compacidad relativa, se recurre al hecho experimental de que la relación de esfuerzos ( $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ ) es aproximadamente proporcional a la compacidad relativa.

Para aplicar estos resultados a condiciones de campo se afectan por un factor correctivo ( $C_a$ ), el cual depende de la compacidad relativa ( $C_r$ ). La expresión que toma en cuenta lo anterior es

$$\left(\frac{\tau_l}{\sigma'_0}\right) \approx \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c}\right)_{50} \cdot \frac{C_r}{50} \cdot C_a \quad (2.5)$$

donde

- $\sigma'_0$  esfuerzo inicial efectivo de sobrecarga
- $\tau_l$  esfuerzo cortante, en un plano horizontal, que causa licuación en 10 o en 30 ciclos, según sea el caso

#### c) Evaluación del potencial de licuación.

La evaluación de la ocurrencia o no de licuación se consigue al comparar el esfuerzo ( $\tau_p$ ) que producirá el sismo con el esfuerzo ( $\tau_l$ ) que causa la licuación. Al aplicar este procedimiento a distintas profundidades se pueden elaborar las curvas correspondientes a la variación de  $\tau_p$  y  $\tau_l$  con la profundidad.

#### 2.3.2 Método de Zeevaert, 1983

Permite calcular la presión de poro ( $U_{sis}$ ) generada durante la sollicitación sísmica. Se basa en las siguientes hipótesis:

- a) La presión sísmica máxima en el agua de poro ( $U_{sis}$ ) se presenta para la respuesta máxima de aceleración en la superficie del suelo. En seguida ( $U_{sis}$ ) se reduce con el tiempo, de acuerdo con la permeabilidad del suelo y las superficies de drenaje que limitan al depósito.
- b) El suelo se encuentra saturado y en estado suelto y tiende a compactarse con motivo de la distorsión angular por cortante impuesta por el movimiento sísmico. La compresión diagonal se convierte íntegramente en presión de poro.

La deformación volumétrica unitaria ( $\Delta\varepsilon_v$ ) basada en los incrementos de esfuerzos efectivos es

$$\Delta \epsilon_v = \left\{ 1 - \frac{m_e}{m_c} \cdot \frac{(\tau + U)_{sis}}{(\tau - U)_{sis}} \right\} m_c (\tau - U)_{sis} \quad (2.6)$$

donde

$m_c$  módulo secante a la compresión diagonal

$m_e$  módulo secante de respuesta debido al alivio de esfuerzos

$\tau_{sis}$  esfuerzo cortante sísmico en planos horizontales

$U_{sis}$  presión de poro sísmica

Para una aplicación rápida de esfuerzo cortante se supone  $\Delta \epsilon_v = 0$ , de donde

$$U_{sis} = \frac{1 - m_e/m_c}{1 + m_e/m_c} \cdot \tau_{sis} \quad (2.7)$$

para un material isótropo  $m_e/m_c = 1 \therefore U_{sis} = 0$

El cálculo de esfuerzo cortante durante el comportamiento dinámico en la amplitud máxima del movimiento (Zeevaert, 1983b) se obtiene mediante

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \delta_i \quad (2.8)$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \delta_i \quad (2.9)$$

donde

$$\delta_i = \frac{a_m}{\omega_n^2} \text{ amplitud del desplazamiento en la superficie del terreno}$$

$a_m$  aceleración máxima de la superficie del terreno

$\omega_n$  frecuencia circular fundamental del depósito

$$N_i = \frac{\rho_i d_i^2 \omega_n^2}{4G_i} \quad B_i = \frac{1}{(1 + N_i)} \cdot \frac{d_i}{G_i} \quad (2.10)$$

$$A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i} \quad C_i = \frac{1}{2} \rho_i d_i \omega_n^2$$

$d_i$  espesor del estrato

$\rho_i$  densidad de masa del suelo

$G_i$  módulo de rigidez al cortante del estrato

Para el caso de arenas, el módulo de rigidez al cortante puede expresarse

$$G = C_0 \cdot (\sigma_c - U_{sis})^n \quad (2.11)$$

donde

$\sigma_c$  esfuerzo efectivo de confinamiento

$n$  puede tomarse como  $\frac{1}{2}$

$C_0$  constante que depende de las propiedades índice del suelo

El método es del tipo iterativo. El valor final de  $U_{sis}$  se puede aplicar a problemas prácticos de ingeniería de cimentaciones.

#### 2.4 Modelos analíticos

Se encuentra en uso (1983) un número creciente de modelos analíticos para el análisis de la respuesta dinámica de suelos granulares sujetos a sollicitaciones sísmicas, por ello conviene hacer una breve descripción de algunos que se han utilizado en el análisis del fenómeno de licuación de arenas que, de acuerdo con la experiencia, se consideran los más representativos.

La descripción será conforme la formulación de las ecuaciones de movimiento en el contexto de la teoría del medio continuo; por tanto, se hará énfasis en

- Las ecuaciones constitutivas del material
- La magnitud de los desplazamientos considerados
- La modelación de la generación de presión de poro
- El método de solución de las ecuaciones de movimiento

Respecto al material, el enfoque que se ha seguido para su modelación consiste en definir por separado el comportamiento del esqueleto, así como los cambios volumétricos que ocasionan la densificación.

Los parámetros de las ecuaciones se definen, básicamente, de pruebas ante cargas cíclicas de amplitud constante.

#### 2.4.1 Modelos desarrollados en la Universidad de California, Berkeley

Schnabel, Lysmer y Seed, 1972; Seed, Martin y Lysmer, 1975; Martin, 1975; y Booker, Rahman y Seed, 1976, representan una bibliografía selecta que discute los modelos desarrollados en la Universidad de California cuyas características principales son

1. Establecen las ecuaciones de movimiento en función de esfuerzos totales.
2. Aproxima el problema para desplazamientos pequeños.
3. El comportamiento no lineal de los suelos se trata ya sea mediante un procedimiento lineal equivalente o con un criterio tipo Masing (Pyke, 1979), que puede ser un Ramberg-Osgood o un Martin-Davidenkov (Martin, 1975).
4. La generación de la presión de poro se calcula a partir de resultados de pruebas triaxiales cíclicas consolidadas no drenadas (Lee y Albaisa, 1974) cuyas variables son

$\sigma'_0$  esfuerzo de consolidación

$\sigma_{dp}$  esfuerzo desviador cíclico

$(u_g)_N$  presión de poro generada para N ciclos

$N_\ell$  número de ciclos para provocar la licuación

Al representar las relaciones  $N/N_\ell$  vs  $u_g/\sigma'_0$  se obtiene una franja angosta de forma peculiar que se expresa mediante

$$\frac{N}{N_\ell} = \left| \frac{1}{2} \left( 1 + \cos \frac{u_g}{\sigma'_0} \right) \right|^\alpha \quad (2.12)$$

$\alpha$  es un parámetro que depende del tipo de arena y de las condiciones de prueba (Martin, 1975).

Al aplicar la expresión 2.12 para una historia irregular de ciclos de esfuerzos es necesario transformar dicha historia en un número de ciclos equivalentes, de amplitud constante, según el criterio de Seed, *et al*, 1975.

5. Las ecuaciones de movimiento se integran con el método del elemento finito, ya sea con el criterio del método lineal equivalente, o bien en su forma incremental. La integración respecto al tiempo se lleva a cabo mediante un esquema que utilice el dominio de la frecuencia; o uno directo, paso a paso en el dominio del tiempo.
6. El amortiguamiento considerado es el lineal equivalente (Seed e Idriss, 1970); o el que resulta de considerar un modelo histerético.
7. La disipación de la presión de poro se calcula con base en la generación de la presión de poro conocida y la teoría de consolidación unidimensional.
8. Para problemas bidimensionales, la respuesta dinámica se cuantifica con el método lineal equivalente, mientras que para los problemas no lineales incrementales se considera únicamente el caso unidimensional.

#### 2.4.2 Modelos desarrollados en la Universidad de British Columbia, Vancouver

Este modelo se describe en Lee, 1975; Finn, Byrne y Martin, 1976; y Finn, Lee y Martin, 1977, con las siguientes características

1. Establece las ecuaciones de movimiento en función de esfuerzos efectivos.
2. Aproxima el problema para desplazamientos pequeños.
3. La curva esfuerzo-deformación para el esqueleto es del tipo hiperbólico

$$\tau = G_{mo} \gamma / (1 + G_{mo} \gamma / \tau_{mo}) \quad (2.13)$$

donde

$G_{mo}$  módulo tangente inicial máximo

$\tau_{mo}$  esfuerzo cortante máximo sin provocar la falla

$\gamma$  deformación angular

$G_{mo}$  y  $\tau_{mo}$  se determinan según Hardin y Drnevich, 1972.

Las trayectorias de descarga y recarga se describen mediante el criterio tipo Masing (Pyke, 1979), como sigue

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{G_{mn}(\gamma - \gamma_r)}{2} \left\{ 1 + \frac{G_{mn} |(\gamma - \gamma_r)|}{2\tau_{mn}} \right\} \quad (2.14)$$

donde

$\gamma_r$  y  $\tau_r$  deformación cortante y esfuerzo cortante del punto donde ocurre la inversión de esfuerzo

$G_{mn}$  y  $\tau_{mn}$  módulo al cortante y el esfuerzo cortante respectivamente, para el ciclo  $n$ , expresados

$$G_{mn} = G_{m0} \left[ 1 + \frac{\epsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \epsilon_{vd}} \right] \left( \frac{\sigma'_0}{\sigma'_{v0}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.15)$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m0} \left[ 1 + \frac{\epsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \epsilon_{vd}} \right] \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.16)$$

donde

$\epsilon_{vd}$  deformación volumétrica acumulada

$H_1, H_2, H_3$  y  $H_4$  constantes experimentales

$\sigma'_v$  y  $\sigma'_{v0}$  esfuerzos verticales efectivos en el ciclo  $n$  e inicial, respectivamente

4. La generación de la presión de poro se calcula mediante el cambio de volumen acumulado, obtenido experimentalmente. La fórmula del incremento en el cambio de volumen es

$$\Delta \epsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \epsilon_{vd}) + \frac{C_3 \epsilon_{vd}}{\gamma + C_4 \epsilon_{vd}} \quad (2.17)$$

$C_1, C_2, C_3$  y  $C_4$  son constantes experimentales que toman en cuenta el tipo de arena y la compacidad relativa.

En condiciones no drenadas y completa saturación, el incremento de la presión de poro durante cada intervalo de tiempo de integración se calcula mediante

$$\Delta u = \bar{E}_r \Delta \epsilon_{vd} \quad (2.18)$$

donde

$\bar{E}_r$  módulo de recuperación elástica unidimensional

5. Las ecuaciones de movimiento se resuelven con el método de diferencias finitas; la integración se lleva a cabo con el método Beta de Newmark.
6. Además del amortiguamiento histerético, se puede incluir amortiguamiento viscoso, de acuerdo con el criterio de Rayleigh.
7. La disipación de la presión de poro se calcula con base en la teoría de la consolidación unidimensional.
8. El modelo es unidimensional y las ecuaciones de movimiento y las de disipación de la presión de poro se integran en forma independiente.

#### 2.4.3 Modelo desarrollado en la Universidad de Illinois, Urbana-Champaign

En Ghaboussi y Umit, 1978, se presenta la formulación de este modelo, cuyas características resumidas son

1. Las ecuaciones de movimiento se formulan en función de los esfuerzos efectivos.
2. Aproxima el problema para desplazamientos pequeños.
3. Utiliza como ecuación constitutiva el modelo desarrollado por Ishihara y sus colaboradores, descrito en Ishihara, Tatsuoka y Yasuda, 1975; e Ishihara, *et al*, 1976.

La ecuación del esqueleto, válida hasta el inicio de la licuación, para representar la aplicación de la carga (tanto positiva como negativa), resulta

$$\left(\frac{q}{p'}\right) = \frac{\gamma G_o S_{\text{máx}}}{\gamma G_o + S_{\text{máx}}} \quad (2.19)$$

donde

$q$  esfuerzo cortante

$p'$  presión efectiva

$\gamma$  deformación angular

$G_o$  módulo de rigidez al cortante inicial

$S_{\text{máx}}$  valor de  $q/p'$  cuando  $Y$  tiende a infinito

Las trayectorias de descarga se consideran lineales, con pendiente  $G_0$  hasta que alcanza el valor máximo o mínimo previo de  $q/p'$ , donde posteriormente se considera válida la ec 2.19.

De acuerdo con Ishihara, Tatsuoka y Yasuda, 1975; e Ishihara, *et al*, 1976, la licuación inicial ocurre cuando el esfuerzo se aproxima, sin llegar a la línea de falla, denominado estado crítico, cuya ecuación se puede escribir

$$f_1 = q - p' \tan \phi = 0$$

La trayectoria de esfuerzos en el plano  $p' - q$  se modela como un cuarto de elipse, expresada por

$$f_2 = q^2 + \lambda^2 \left[ p'^2 - \left( \frac{2\lambda}{\lambda + \tan \phi} \right) p' p'_o + \left( \frac{\lambda - \tan \phi}{\lambda + \tan \phi} \right) p_o'^2 \right] = 0 \quad (2.21)$$

$$\lambda = \frac{p'_f}{p'_o - p'_f} \tan \phi \quad (2.22)$$

donde

$p'_o$  esfuerzo efectivo inicial del material en condiciones no drenadas

$p'_f$  intersección de la trayectoria de esfuerzos en cuestión con la línea de falla

Para el comportamiento después de la licuación inicial, Ishihara, *et al*, 1976, proponen una trayectoria diferente de la falla.

4. La generación de presión de poro se considera al acoplar el movimiento del agua. El acoplamiento se basa en la teoría de Biot (Biot, 1961), que toma en cuenta el material constituido por dos fases.
5. Las ecuaciones de movimiento, originalmente se establecieron en forma general para el problema lineal (Ghaboussi y Wilson, 1972) y se formularon para resolverse con el método del elemento finito. Posteriormente, se consideraron válidas para el comportamiento no lineal del sólido (Ghaboussi y Wilson, 1973) y se establecieron en forma incremental. Para la integración respecto al tiempo se utiliza

el método Theta de Wilson.

6. La disipación de la presión de poro está implícita en la modelación del movimiento del agua.
7. El amortiguamiento contenido en el modelo es el histerético y el provocado por el movimiento del agua. También se puede adicionar el amortiguamiento del tipo viscoso.
8. El modelo se desarrolla en forma general para el caso lineal, sin embargo, para el problema no lineal se particularizó en uno unidimensional.

#### 2.4.4 Modelo desarrollado en la Universidad de Michigan, Ann Arbor

Wylie y Streeter, 1976; y Liou, Streeter y Richart, 1977, describen el procedimiento para el desarrollo del modelo en cuestión, cuyas características principales son:

1. Las ecuaciones de movimiento se establecen en función de los esfuerzos efectivos.
2. Aproxima el problema para desplazamientos pequeños.
3. Utiliza como ecuación constitutiva para el esqueleto un modelo Ramberg-Osgood modificado con el ablandamiento por deformación, de la forma siguiente

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0(\bar{\sigma}_z)} \left[ 1 + \alpha \left| \frac{\tau}{C_1 \tau_m(\bar{\sigma}_z)} \right|^{R-1} \right] \quad (2.23)$$

donde

$\tau$  esfuerzo cortante

$\gamma$  deformación angular

$\bar{\sigma}_z$  esfuerzo vertical efectivo

Los valores de  $G_0$  y  $\tau_m$  corresponden al módulo de rigidez al cortante para deformaciones infinitesimales, y al esfuerzo cortante asociado, respectivamente; para el problema unidimensional se calculan de acuerdo con la referencia de Hardin y Drnevich, 1972. Los parámetros del modelo de Ramberg-Osgood, en cuestión, son  $\alpha$ ,  $C_1$  y  $R$ . Para definir las trayectorias de carga y descarga se utiliza el criterio de Masing (Pyke, 1979).

4. La generación de presión de poro se considera al acoplar el movimiento del agua. El acoplamiento se efectúa mediante el flujo vertical del agua y la ley de Darcy.
5. Las ecuaciones de movimiento se establecen en forma de ecuaciones de ondas de cortante y de compresión, cuya solución se obtiene con el método de las características; el acoplamiento de las ecuaciones se rige bajo el proceso de solución.
6. La disipación de la presión de poro se considera en forma implícita al modelar el movimiento del agua.
7. El amortiguamiento implícito en el modelo es el histerético y el provocado por el movimiento del agua.
8. El modelo es unidimensional.

#### 2.4.5 Modelo desarrollado en la Universidad de Swansea, Wales

Se describe en Zienkiewicz, Chang y Hinton, 1978; siendo sus características resumidas:

1. Establece las ecuaciones de movimiento en función de los esfuerzos efectivos.
2. Aproxima el problema para desplazamientos grandes.
3. El comportamiento del sólido se modela con la ecuación constitutiva de la elastoplasticidad. La superficie de fluencia utilizada corresponde al criterio de falla de Mohr-Coulomb con una regla de fluencia no asociativa.
4. La generación de la presión de poro se considera al cuantificar la densificación, debida a cargas cíclicas. La deformación volumétrica ( $\epsilon_0$ ) se cuantifica con base en pruebas de corte simple, cíclicas, de amplitud constante, no drenadas, con medición de presión de poro. Las variables experimentales que se consideran son

- $\gamma$  amplitud de deformación angular
- $p$  presión de poro
- $n_i$  número de ciclos de esfuerzo
- $\bar{\sigma}'$  segundo invariante de esfuerzos efectivos
- $\sigma'_{m0}$  esfuerzo medio inicial efectivo

$$\theta = \bar{\sigma}' / \sigma'_{m0}$$

Estas variables son la base para construir las expresiones

$$\epsilon_0 = f(\kappa) \quad (2.24)$$

$$d\kappa = g(\theta) d\xi \quad (2.25)$$

$$d\xi = (d\epsilon_{ij} d\epsilon_{ij})^{1/2} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (2.26)$$

donde

$d\epsilon_{ij}$  incremento del tensor de deformaciones desviador, correspondiente al tensor de deformaciones finitas  $d\epsilon_{ij}$

Para los datos experimentales que se utilizaron en esta formulación, se obtuvo la expresión

$$d\epsilon_0 = \frac{A}{1 + B\kappa} d\kappa \quad (2.27)$$

Los valores experimentales de los coeficientes A y B se cuantifican para las dos etapas en que se divide el fenómeno antes y después de la licuación inicial, definida por la relación  $p/\sigma'_{m0} = 0.6$

5. Las ecuaciones de movimiento se resuelven con el método del elemento finito; la integración respecto al tiempo se lleva a cabo mediante un método paso a paso basado en un esquema explícito de diferencias centrales.
6. Además del amortiguamiento histerético, se considera el amortiguamiento viscoso con el criterio de Rayleigh.
7. No considera el efecto de la disipación de la presión de poro.
8. La formulación presentada, aunque general, se desarrolla para el problema bidimensional. En los ejemplos considerados se supone que el amortiguamiento conduce a una matriz diagonal, que es donde resulta más efectivo el esquema de diferencias centrales, condicionalmente estable (Wilson, 1978).

## 2.5 Comentarios

Se presentan algunos comentarios generales acerca de los modelos de predicción descritos. Un comentario puede ser aplicable a un modelo, no así al resto o viceversa.

1. La utilidad de los criterios de campo radica en su simplicidad, pero debe tenerse presente que sólo son aplicables en condiciones similares para las cuales fueron obtenidos y que deben utilizarse únicamente para estimaciones.
2. La *riqueza* de información que tiene un acelerograma acerca de su contenido de frecuencias y amplitudes, duración, etc, se reduce drásticamente a una vibración de tipo armónico, o a la aceleración pico de la superficie del terreno, cuyos efectos en el elemento de suelo son diferentes al que produciría una historia irregular.
3. Un aspecto importante en la mayoría de los procedimientos radica en la conversión de una historia irregular de esfuerzos cortantes a una historia equivalente de esfuerzos de amplitud constante, procedimiento necesario para la obtención de parámetros del suelo a partir de ensayos de laboratorio.
4. Los métodos en función de esfuerzos totales, que tratan el comportamiento no lineal de los suelos mediante un procedimiento lineal equivalente, son limitados y deberán considerarse como aproximados.
5. Utilizar una teoría unidimensional, para modelar un fenómeno tridimensional, es una gran limitación del modelo.
6. La mayoría de los métodos hace intervenir constantes experimentales que dependen del equipo utilizado, forma de realizar el ensayo en el laboratorio, etc, cuya valoración depende del criterio y experiencia del usuario del modelo. Además, ya se mencionaron (Cap 1) las limitaciones que presenta el ensayo, ya sea de muestras *inalteradas* o de las formadas en el laboratorio.
7. Puede afirmarse que la mayoría de los modelos se basa en la modelación del fenómeno que se desea estudiar, sólo que interpretados a partir del comportamiento del suelo en el laboratorio.
8. En algunos casos, las hipótesis de partida no están claramente expresadas por los autores, inclusive se desconocen los argumentos que sirvieron de base para formular tales hipótesis, y que en un momento dado pueden ser discordantes con la realidad.

9. Existe escasa o nula información acerca de la comparación entre los modelos existentes y el comportamiento de prototipos.

Tomando en cuenta lo anterior, surge la pregunta ¿Es necesario continuar proponiendo modelos de predicción basados en información que no provenga del comportamiento en condiciones ambientales reales, es decir, de campo?

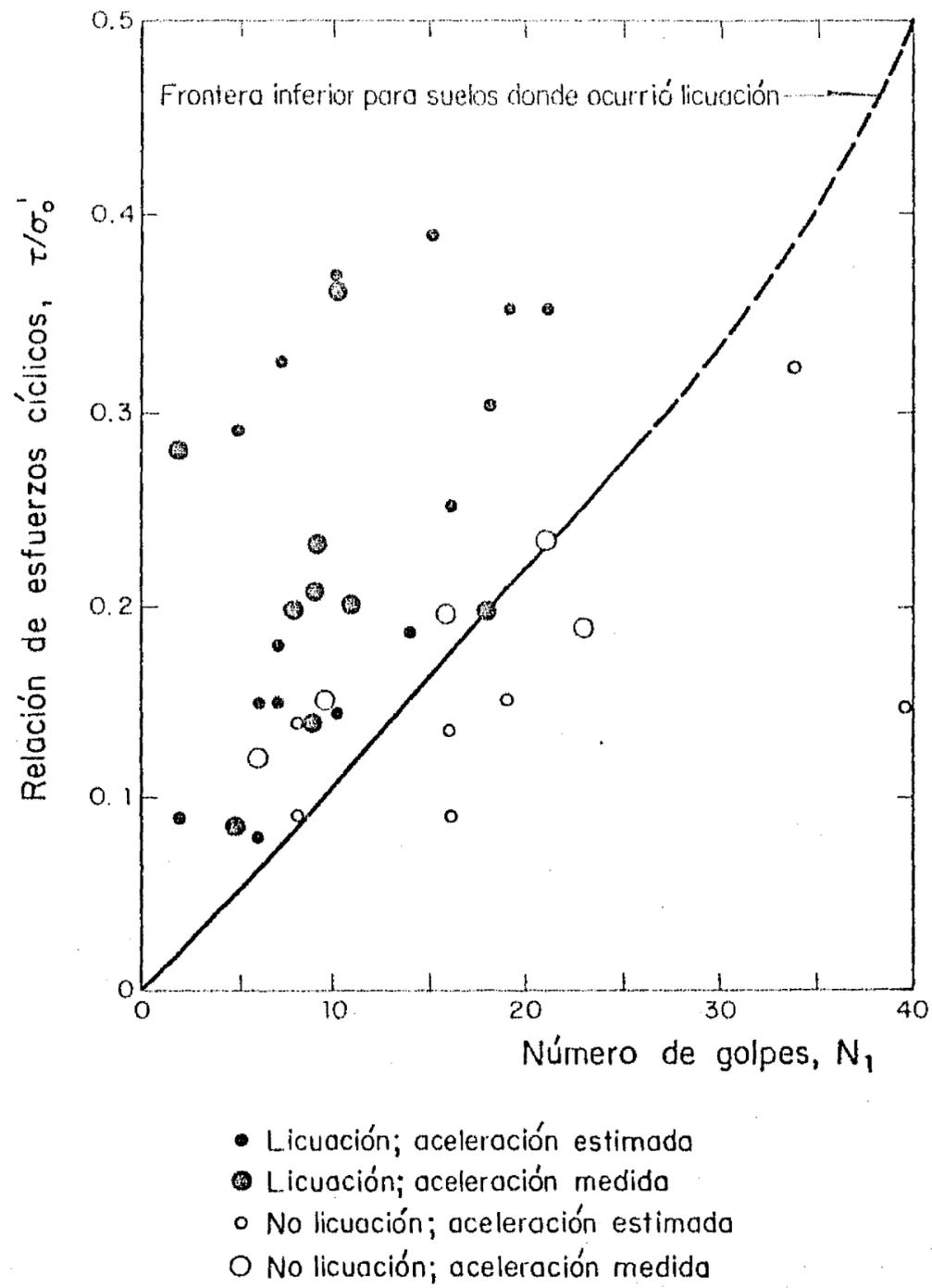


Fig 2.1 Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos y la resistencia a la penetración estándar (Seed, Mori y Chan, 1977)

### 3. PLANEACION DE UNA ESTACION EXPERIMENTAL

#### 3.1 *Introducción*

En el campo de las ciencias experimentales, los enfoques diferentes nacen en general del hecho, o serie de hechos, que parece no satisfacer las teorías o hipótesis explicativas existentes hasta el momento. Esto puede derivarse de observaciones sistemáticas o de una constatación fortuita o de un análisis crítico minucioso de los resultados obtenidos.

Este análisis induce a una confrontación que lleva a la insatisfacción del conocimiento sobre el fenómeno, iniciándose una conciencia cada vez mayor, de que la teorías existentes no funcionan adecuadamente en la exploración y explicación de un aspecto de la naturaleza. Esta situación es la que prevalece en el comportamiento sísmico de depósitos de suelo granular fino.

El análisis crítico puede conducir a una crisis que es el preludio apropiado para el surgimiento de nuevas ideas y teorías. Por otro lado, la historia de la ciencia ilustra acerca del surgimiento de esas nuevas ideas, demostrando que las raíces de las más grandes verdades científicas están en los detalles de la investigación experimental, ya que un resultado experimental puede ser fuente de inspiración para una teoría, y una nueva teoría sugiere el diseño de otros experimentos, dando origen a una forma recurrente en la complicada conexión entre experimento, observación, descripción y teoría.

Planear es proyectar un futuro deseado y los medios efectivos para conseguirlo, por tanto, el proceso de planeación de

una observación o experimento científico requiere de una sólida preparación y madurez intelectual, requiere tanto esfuerzo intelectual como las demás fases de una investigación. Es la etapa de razonamiento y previsión, ya que debe basarse en el conocimiento profundo de los aspectos esenciales del fenómeno, es decir, de la realidad física.

### 3.2 *Objetivo*

Un enfoque pudiera haber sido, quizás, mejor aceptado y más acorde con lo establecido, elaborar un modelo teórico más, señalando su originalidad respecto a otros y la forma de ajustar resultados de laboratorio a fin de justificarlo.

Este trabajo propone la investigación del comportamiento sísmico de suelos granulares finos a través de la búsqueda y obtención de *nuevos hechos* mediante la observación y registro, en condiciones ambientales reales, de un depósito de suelo ante la ocurrencia de un sismo. Para cumplir este propósito es necesario planear, en forma rigurosa, una estación experimental piloto.

El objetivo de este capítulo es la determinación previa de las condiciones en que se puede presentar el fenómeno en estudio, para lo cual se realizó una extensa investigación de campo para definir la localización del sitio que reúna las condiciones necesarias.

### 3.3 *Condiciones generales*

Tomando en cuenta el Cap 1 se fijaron las condiciones mínimas que debe satisfacer el sitio para la construcción de la estación experimental:

- Actividad sísmica intensa
- Depósitos de suelos susceptibles a los efectos de sismos
- Existencia de obras de importancia social y económica
- Patrocinio para la construcción de la estación

### 3.4 *Información general*

La posición geográfica de México lo sitúa en una de las regiones sísmicas más activas del mundo, asociada a la subducción de la placa del océano Pacífico bajo el continente ame-

ricano. Por tanto, las entidades correspondientes a ese litoral satisfacen el primer requisito.

En cuanto al segundo requisito, los depósitos de suelos granulares de la costa del Pacífico del país pueden caracterizarse como depósitos de suelos granulares finos de estructura suelta, como arenas finas y limos. Además, tienen una alta compresibilidad y susceptibilidad a grandes cambios volumétricos ante sollicitaciones dinámicas.

Los depósitos de arena, que en general son de varios metros de espesor, provienen de transportación-sedimentación eólica marina y fluvial. Su granulometría es relativamente uniforme aunque los depósitos pueden ser heterogéneos según la historia de su formación.

Se tiene información de la ocurrencia de licuación en los siguientes lugares

- Chiapa de Corzo, Chis. (6 de octubre de 1975)
- Chiapa de Corzo, Chis. (5 de noviembre de 1975)
- Lázaro Cárdenas, Mich. (14 de marzo de 1979)
- Valle de Mexicali, B.C.N. (15 de octubre de 1979)
- Valle de Mexicali, B.C.N. (8 de junio de 1980)

Los dos últimos eventos ocasionaron serios daños en el valle de Mexicali, principalmente a las estructuras hidráulicas de la zona del Distrito de Riego 14, de Baja California Norte (los que se describirán más adelante), de donde surgió el interés por estudiar dicha zona.

Con base en lo anterior, se decidió investigar con mayor detalle el valle de Mexicali.

### 3.5 Información geológica y tectónica

Este valle se encuentra comprendido dentro de la región denominada delta del río Colorado, en la cual se distinguen cuatro unidades fisiográficas: planicies, mesetas, terrazas y el macizo montañoso de la sierra de Cucapás, precisamente el Distrito de Riego 14 está en las planicies, las cuales tienen pendientes suaves hacia el golfo de California y la ciudad de Mexicali.

La planicie la constituyen limos, arenas y arcillas que forman los sedimentos cuaternarios del delta del río Colorado,

y se encuentra cortada por una serie de fallas geológicas (fig 3.1) que siguen un rumbo noroeste-sureste, paralelas a la falla de San Andrés. Entre las más importantes fallas pueden mencionarse la de Cucapás, San Jacinto, Cerro Prieto y la Imperial. Se supone que el sistema se formó a consecuencia de movimientos que tuvieron lugar durante el Terciario; la mayoría de ellas son activas.

La estructura tectónica de la región (Lomnitz, *et al*, 1970) ha sido descrita como un patrón simple de fallas transformadas y centros de dispersión que se caracterizan por generar *enjambres* de sismos, actividad volcánica reciente, áreas geotérmicas y depresiones topográficas submarinas.

### 3.6 Sismicidad

Baja California, según Figueroa (1973), puede dividirse en cinco zonas de diferente sismicidad, de las cuales la septentrional (número 5 en su trabajo), que comprende al valle de Mexicali, es la de mayor sismicidad.

Las características más notables de los sismos ocurridos ahí son

- Focos superficiales (profundidades menores de 30 km)
- Fuertes aceleraciones cerca del epicentro
- Efectos sensibles en áreas vecinas
- Presencia de sismos en *enjambre*
- Ocurrencia de 600 sismos de 1918 a 1973, 15 de estos con magnitud de 6 o mayor

### 3.7 Daños por los sismos de 1979 y 1980

Estos sismos, intensos, ocurridos en el valle de Mexicali ocasionaron los siguientes daños:

- Sismo de 15 de octubre de 1979

Tuvo una magnitud de 5.6 (magnitud de ondas de cuerpo) y aceleración horizontal máxima de hasta  $500 \text{ cm/s}^2$  (Mattiesen y Porcella, 1979); su epicentro se localizó cerca de la ciudad de Mexicali, con coordenadas  $33.63^\circ \text{ N}$  y  $115.33^\circ \text{ W}$ . La profundidad focal se estimó en 12 km, y magnitudes  $M_b = 5.6$  y  $M_s = 6.8$  (según informe del Geological Survey).

En la fig 3.7 se presentan el epicentro y el área de influencia del sismo; los daños se localizan a lo largo de la falla Imperial.

Afectó la ciudad de Mexicali y el Distrito de Riego 14; en este último, se tuvieron daños en terraplenes (figs 3.2 y 3.3), canales (figs 3.4 y 3.5), y terrenos adyacentes a los canales y drenes, sufrieron grietas y hubo decenas de volcanes de arena (fig 3.6).

De acuerdo con las figuras, las averías abarcaron varios cientos de metros, observándose mecanismos de separación (30 a 40 cm) de los terraplenes que forman los canales. En otros casos, la losa del fondo del canal llegó a girar varias decenas de grados (fig 3.5).

o Sismo de 8 de junio de 1980

Ocurrió en el valle de Mexicali a las 19 h 28 m 20 s, tiempo local (9 de junio de 1980 a las 03 h 28 m 20 s, TMG), con una magnitud  $ML = 6.7$  aceleraciones máximas del terreno hasta  $663 \text{ cm/s}^2$  (Reyes, 1980); su epicentro se localizó 11 km al sureste del poblado Guadalupe Victoria, con coordenadas  $32.213^\circ \text{ N}$  y  $115.028^\circ \text{ W}$ .

Los principales efectos del sismo pueden resumirse en

- a) Grietas en las cercanías de los poblados Delta, Pescadores y Munguía. Estas grietas no presentaron una dirección definida, algunas corrían a lo largo de la falla Cerro Prieto y otras seguían una dirección normal o bien con dirección norte-sur.

La grieta de mayor longitud (aproximadamente 10 km) se localizó a unos 200 m al sureste del cruce del ferrocarril y la carretera a Munguía.

- b) Desplazamientos del terreno. El caso más representativo lo constituyeron las deformaciones verticales y horizontales en algunos tramos de la vía del ferrocarril (figs 3.8 y 3.9).
- c) Licuación, consistente en la formación de volcanes de arena muy fina o de materiales limoarenosos (figs 3.10 a 3.12). La zona con mayor número de estas formaciones es la cercana al poblado Delta (ejidos Oaxaca, Guerrero y Nuevo León). Según información local, el agua continuó saliendo de los volcanes de arena durante cinco días después de ocurrido el sismo principal (poblado de Chimi).
- d) Efectos en canales. En términos globales, 30 km de canales sufrieron daños, consistentes en

- i) Aumento en el ancho de la plantilla. La separación de la losa del fondo con respecto a las losas de los taludes fue del orden de 20 cm o más (figs 3.13).
- ii) Rotura de las losas de los canales debido a la aparición de grietas en el suelo de cimentación.
- iii) Rotura de las losas en tramos de cambios de sección, dirección o rigidez (fig 3.14).

De acuerdo con un informe de la SARH (1980), los daños ocasionados por el sismo pueden resumirse en:

- i) Suspensión del servicio de riego en una superficie de 27 555 ha.
- ii) Longitud total de canales dañados de 159 227 m.
- iii) Costo total de reparación de 226 millones de pesos (1980).

La fig 3.7 muestra la zona de daños en los canales del Distrito de Riego 14, que comprendió una franja, de aproximadamente 7 km por 25 km a lo largo de la falla de Cerro Prieto.

### 3.8 Investigación preliminar de campo

Con base en la información anterior, se planeó la investigación preliminar (Díaz Rodríguez, 1982) de las condiciones del subsuelo, seleccionando un área en la vecindad a la población Delta, debido a que fue una zona donde se tuvieron evidencias de licuación de arenas.

Se escogieron cinco sitios (tabla 3.1) que abarcan una superficie de 3 km de largo por 1.5 km de ancho (fig 3.15).

Esta etapa de exploración comprendió por cada sitio: reconocimiento de campo, prueba de penetración estándar (SPT) y prueba con penetrómetro eléctrico (CPT) a fin de obtener información de las características estratigráficas de la zona en estudio.

Para dicha etapa se consideró que la prueba de penetración estándar (SPT) cumplía con los objetivos señalados, es decir, obtener información índice. La utilidad de esta prueba radica en su simplicidad, bajo costo y la extracción de muestras remoldeadas para su respectiva clasificación; además, es un patrón de referencia utilizado ampliamente en la literatura.

En cuanto a la prueba con penetrómetro eléctrico (CPT) su

simplicidad, rapidez, bajo costo, potencial para la interpretación de los resultados y la obtención de registros continuos con la profundidad, permite que la posibilidad de detectar estratos delgados y discontinuidades sea mayor que con otras técnicas.

El programa de esta etapa de exploración se presenta en la tabla 3.2.

### 3.9 Resultados y análisis de la exploración preliminar

La información de la exploración, en forma resumida, corresponde a las figs 3.16 a 3.20. El criterio seguido consistió en utilizar dos técnicas distintas de exploración (SPT y CPT con una separación de 2 m) por cada sitio estudiado. En cada figura aparece, en la primera columna, el resultado de la interpretación, es decir, la definición de fronteras y la identificación de materiales, y, encerrado en un círculo, la compacidad relativa calculada a partir de la expresión obtenida por Schmertman (1978).

En las columnas 2, 3 y 4 se presentan, respectivamente, el número de golpes de la prueba de penetración estándar (N), la resistencia a la penetración de la punta de la prueba con penetrómetro eléctrico ( $q_c$ ) y la relación entre la resistencia por fricción ( $f_s$ ) y la ( $q_c$ ). La relación  $f_s/q_c$  se prefirió a la simple información de ( $f_s$ ) debido a que facilita la interpretación (Douglas y Olsen, 1981).

Las características estratigráficas de cada sitio fueron:

#### SITIO 1

Su estratigrafía es una capa superficial limoarenosa (ML) de 1.8 m de espesor. Subyacente se encuentra una capa de arcilla café (CH) de 0.15 m de espesor y una de limo de 0.5 m de espesor; debajo, un estrato de arcilla café (CH) de 2.20 m de espesor, seguida por una capa de limo de 0.60 m de espesor. A continuación un estrato de arcilla café (CH) de 5.6 m de espesor, y debajo, una capa de arena fina de 5.75 m de espesor. A partir de 16.85 m de profundidad se tiene una serie de intercalaciones de arcilla y arena fina hasta 35 m de profundidad. El nivel freático se midió a 2.30 m de profundidad.

En este sitio no se presentó licuación, lo que es razonable, debido a que la estratigrafía (hasta 11 m), está predominantemente compuesta de suelos cohesivos. La primera capa de arena fina de espesor importante (5.75 m) tiene un esfuerzo vertical efectivo superior a  $1 \text{ kg/cm}^2$  y un número de golpes mayor de 50.

## SITIOS 2, 3, 3' y 4

En términos generales, pueden describirse (hasta 10 m de profundidad) como compuestos de:

- Una capa superficial de material limoarenoso o arena fina limosa (más de 90 por ciento pasa la malla 200), de aproximadamente 4 m de espesor y un número de golpes menor de 8. En algunos sitios se encuentra intercalada una capa de arcilla de 0.20 m de espesor.
- Le sigue un estrato de arcilla (CH) con un espesor promedio de 1.5 m y una resistencia a la penetración del cono eléctrico ( $q_c$ ) menor de 5 kg/cm<sup>2</sup>.
- Subyacente está un estrato de arena fina limosa ( $D_{50} \approx 0.2$  mm) con un espesor promedio de 1.0 m y un número de golpes menor de 8.
- A continuación un estrato de arcilla (CH) con un espesor promedio de 1.5 m con una resistencia a la penetración del cono eléctrico menor de 5 kg/cm<sup>2</sup>.
- Después de 8 m de profundidad, sigue un estrato compuesto de arena fina (SM), de número de golpes variable con tendencia a aumentar con la profundidad. En el sitio 3', este estrato presenta múltiples intercalaciones de material arcilloso.

En los cuatro sitios hubo evidencias de licuación, siendo el nivel freático promedio de 2.05 m.

La experiencia obtenida de esta etapa parece indicar que:

- a) El cono eléctrico (en el tipo de suelos estudiado) es una herramienta eficiente y confiable para determinar las fronteras entre suelos granulares finos y cohesivos.
- b) Las correlaciones (para cono eléctrico) obtenidas por Douglas y Olsen (1981) y por Campanella y Robertson (1982) para la identificación y clasificación de suelos, resultaron aplicables en este caso.
- c) La prueba de penetración estándar fue poco confiable y de escaso valor para la identificación de fronteras entre estratos, además presentó mayor dependencia del operador. Su utilidad se redujo a la obtención de muestras alteradas para la clasificación de suelos.
- d) En general, los resultados de esta etapa de exploración, teniendo en cuenta que se trata de un diagnóstico preliminar con una base empírica, pueden considerarse como un buen índice para evaluar la susceptibilidad a la licua-

ción del área en estudio.

Con base en la información de esta etapa se escogió el sitio 3' como el adecuado para realizar la exploración complementaria, tendiente a la caracterización del mismo. Además, reunió el requisito de no utilizar ningún terreno cultivable.

### 3.10 Caracterización del sitio

Aquí se entiende por caracterización la investigación que permite determinar las características geométricas, físicas y mecánicas del sitio en estudio.

La caracterización implica, por razones prácticas, un proceso de simplificación, es decir, que se basa en la información puntual que proporciona la exploración, y en una inferencia de la naturaleza del material entre sondeos.

Esta etapa constituye la exploración de detalle; su objetivo es precisar la estratigrafía, identificar las condiciones de drenaje, obtener muestras representativas, y el ensayo de las mismas para conocer los parámetros del suelo que forma cada estrato y que se utilizarán en los modelos de predicción e interpretación del comportamiento del sitio.

En ella se comprendió prueba de penetración estándar (SPT), prueba con penetrómetro eléctrico (CPT), prueba con piezocorno (CPT-PP) y muestreo *inalterado* con tubo de pared delgada.

En la distribución de sondeos, según dos ejes ortogonales, se puede observar en la fig 3.21 que el eje (y) tiene orientación N 40° O. La orientación de los ejes se escogió de acuerdo con las direcciones normal y perpendicular al sistema de las fallas Imperial-Cerro Prieto. Sobre los ejes se localizaron puntos de exploración, indicados en la figura por un número y en cada punto de exploración se realizaron dos sondeos (con separación de 2 m), designados con una letra

La relación de sondeos se presenta en la tabla 3.3. El criterio seguido para el diseño de la distribución de sondeos fue el siguiente

1. Obtener en un mismo punto la información de dos técnicas distintas de exploración, de tal forma que los resultados se complementen y/o verifiquen.
2. Lograr información de varios puntos de exploración a lo largo de una dirección (x ó y) que permita conocer la estratigrafía en dos y tres dimensiones.

3. Utilizar las perforaciones hechas durante la exploración para la instalación de la instrumentación. Para este propósito se colocó ademe metálico ramurado.

Para esta etapa se consideró que la prueba con piezocono (CPT-PP), además de la utilidad señalada para el cono eléctrico (CPT), permite obtener registros de la presión de poro generada durante el hincado, de gran utilidad para la identificación de capas permeables. Además, en forma indirecta, se puede estimar la permeabilidad *in situ* a partir de los registros de la disipación de la presión de poro.

La extracción de muestras *inalteradas* con tubo de pared delgada se llevó a cabo con el objeto de

- a) Realizar ensayos de laboratorio (columna resonante) para la determinación de
  - Módulo G
  - Módulo E
  - Fracción del amortiguamiento crítico  $\zeta$
- b) Realizar ensayos de laboratorio para determinar los parámetros C y  $\phi$  bajo condiciones CU.
- c) Determinar los pesos volumétricos secos y la compacidad relativa.

### 3.10.1 Análisis e interpretación de resultados

Se incluyen los resultados de la etapa de exploración (Díaz Rodríguez, 1982), para la cual se eligió un sondeo representativo de cada técnica utilizada con objeto de abreviar esta presentación.

- *Penetración estándar (SPT)*

Los sondeos con esta técnica son el 2A y el 4C. En el inciso 3.10 se mencionó la escasa utilidad de la prueba (SPT); puede agregarse que la información del número de golpes ( $N_1$ ) se usó junto con el criterio empírico de Seed (1979), a las profundidades de 4.7 y 10 m, dando como resultado la posibilidad de licuación.

### • Penetrómetro eléctrico (CPT)

Los sondeos fueron: 2C, 3B, 9C y 11D. En la fig 3.22 se muestra la información del sondeo 9C, consistente en la resistencia a la penetración ( $q_c$ ), la relación ( $f_s/q_c$ ) y la distribución de esfuerzos por peso propio. Con esta información, y haciendo uso de la expresión obtenida por Schmertman (1978)

$$C_r(\%) = \frac{1}{2.91} \ln \left\{ q_c / 12.31 (\sigma'_v)^{0.71} \right\} 100 \quad (3.1)$$

válida para suelos granulares finos, se calculó la compacidad relativa ( $C_r$ ) a diferentes profundidades. Los resultados se indican en la fig 3.22. En términos generales puede decirse que ( $C_r$ ) es variable con la profundidad, desde 98 por ciento a una profundidad de 0.5 m (este resultado posiblemente se debe a que el sitio ha sido nivelado y preparado para siembra mediante tractor), hasta 50 por ciento a 4 m.

El estrato de material granular comprendido entre 7.70 a 8.0 m, tiene una  $C_r = 30\%$ , en tanto que el estrato cuya frontera se localiza a 8.70 m tiene una  $C_r = 76\%$ .

En resumen, los resultados de compacidad relativa indican (figs 3.19 y 3.22) zonas con valores inferiores a 50 por ciento en los suelos granulares del sitio hasta una profundidad de 9 m, que significa un alto riesgo de licuación, lo cual se confirmó en los sismos recientes (1979 y 1980).

Con base en las correlaciones de Douglas y Olsen (1981) y de Campanella y Robertson (1982) se elaboraron las columnas estratigráficas y se verificaron con los datos de (SPT) y de muestreo inalterado en los puntos en que se contó con esta información.

Los resultados de los demás sondeos fueron repetitivos, lo que permite afirmar que, para este caso, constituye una herramienta confiable para:

- Identificación fina de fronteras
- Identificación y clasificación de suelos
- Determinación indirecta de la compacidad relativa

Con base en la experiencia se recomienda efectuar correlaciones entre (CPT) y muestreo inalterado para la clasificación e identificación de los suelos, determinación indirecta de compacidad relativa y determinación de los parámetros  $C$  y  $\phi$ , en el valle de Mexicali. Esto conduciría a expresiones particulares de la zona y permitir, junto con el uso del (CPT), elaborar mapas de susceptibilidad a licuación, que para un

nivel de diagnóstico preliminar resultarían sumamente útiles y de bajo costo.

• *Píezococono (CPT-PP)*

Los sondeos fueron: 1B, 3D, 4A, 10D y 11D. En la fig 3.23 se muestra la información del sondeo 1B, consistente en la resistencia a la penetración ( $q_c$ ), la relación ( $f_s/q_c$ ), y la generación de la presión de poro durante el hincado ( $u_i$ ), que se efectuó a razón de 2 cm/s.

Medir la presión de poro durante la penetración del cono representó una útil indicación del tipo de suelo (granular o cohesivo) y una información complementaria para definir la estratigrafía.

Además, cuando el hincado del cono se interrumpe se presenta decaimiento en función del tiempo, lo cual puede utilizarse como un índice para la estimación del coeficiente de permeabilidad *in situ*. En la fig 3.24 se muestran, como ejemplo, dos curvas de disipación de la presión de poro con el tiempo. A partir de esta información se calculó (Torstensson, 1977) la permeabilidad de los materiales, obteniéndose los resultados

$$\text{Arcilla } k = 7.24 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$$

$$\text{Arena fina limosa } k = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

### 3.10.2 Cortes estratigráficos

En las figs 3.25 y 3.26 se presentan los cortes estratigráficos según los ejes x-x y y-y; en resumen, implica una inferencia de la naturaleza de los estratos a partir de información puntual.

TABLA 3.1 EXPLORACION PRELIMINAR-RELACION DE  
SITIOS ESTUDIADOS

Sitio	Parcela	Ubicación	Evidencia de licuación	Número de sondeos
1	L - 6	Col Olachea	NO	2
2	P - 32	Ej Oaxaca	SI	2
3	P - 31	"	SI	2
3'	P - 26A	"	SI	2
4	P - 35A	"	SI	2

TABLA 3.2 EXPLORACION PRELIMINAR- TIPO Y PROFUNDIDAD  
DE SONDEOS

Sitio	Tipo de sondeo	Prof en m
1	SPT	35.0
1	CPT	10.0
2	SPT	9.8
2	CPT	10.4
3	SPT	18.0
3	CPT	10.1
3'	SPT	10.2
3'	CPT	15.0
4	SPT	12.0
4	CPT	10.3

TABLA 3.3 EXPLORACION DEL SITIO DEFINITIVO- RELACION  
DE SONDEOS

Punto	S o n d e o		Prof en m	Coordenadas	
	No.	Tipo		x(m)	y(m)
2	2A	SPT	10.2	4	0
	2C	CPT	10.0	6	0
4	4A	CPT-PP	10.0	24	0
	4C	SPT	15.0	26	0
9	9A	MI	8.9	74	0
	9C	CPT	10.0	76	0
10	10B	MI	8.1	0	76
	10D	CPT-PP	10.0	0	74
1	1B	CPT-PP	10.0	0	-4
	1D	MI	9.9	0	-6
3	3B	CPT	10.2	0	-24
	3D	CPT-PP	9.0	0	-26
11	11B	CPT-PP	10.0	0	-99
	11D	CPT	10.0	0	-101

NOTACION:

SPT Penetración estándar  
 CPT Penetrómetro eléctrico  
 CPT-PP Piezocono  
 MI Muestreo inalterado

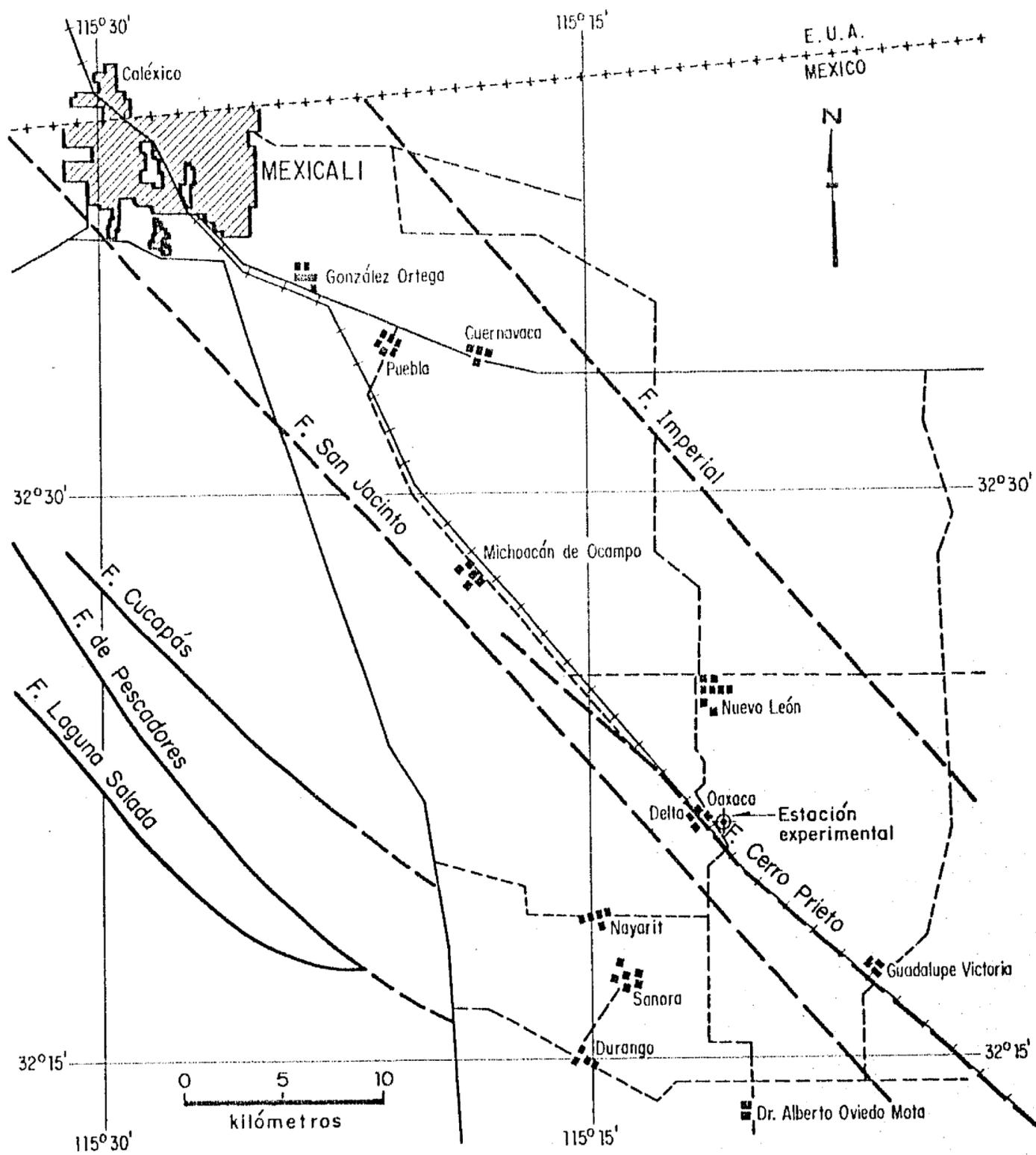
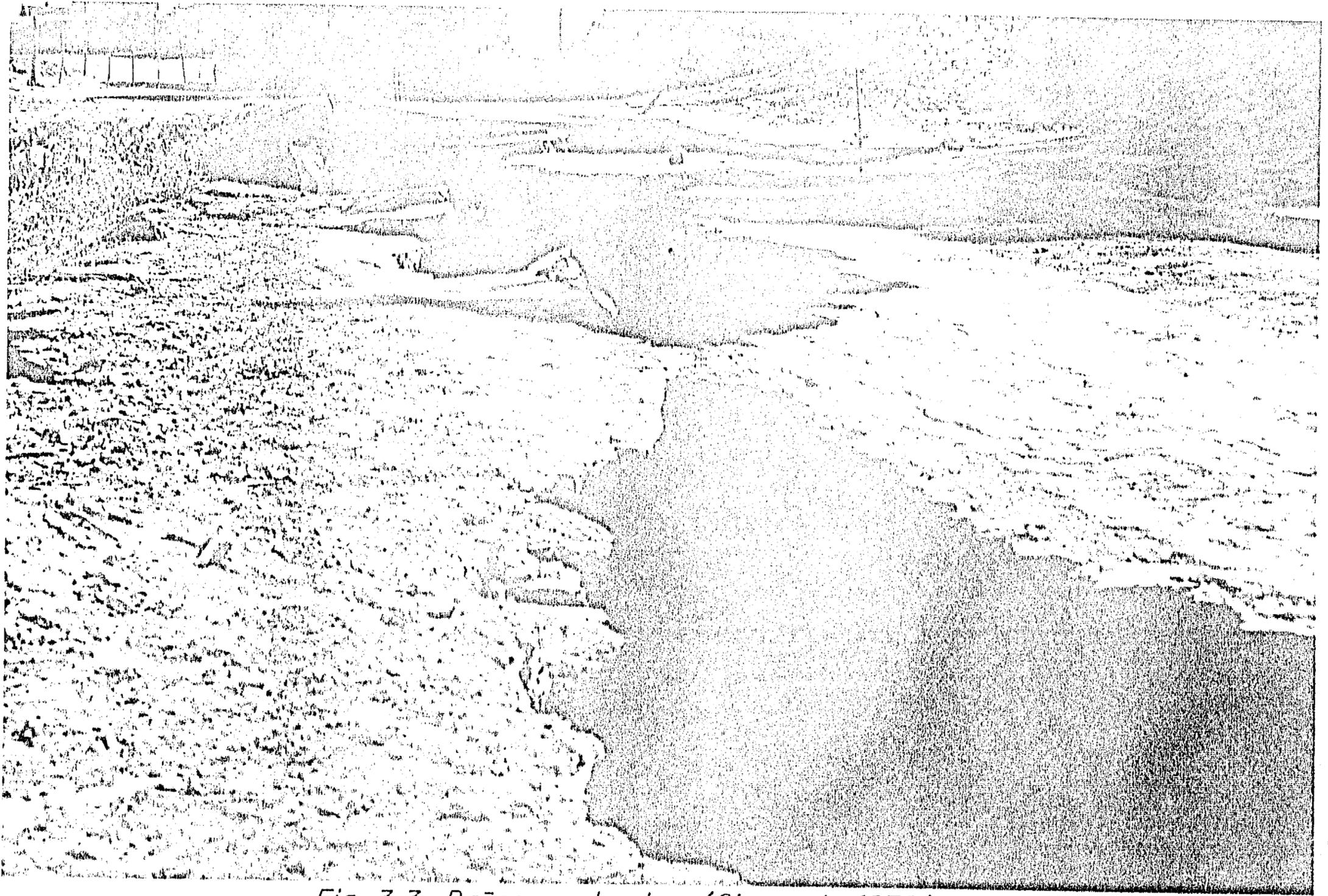


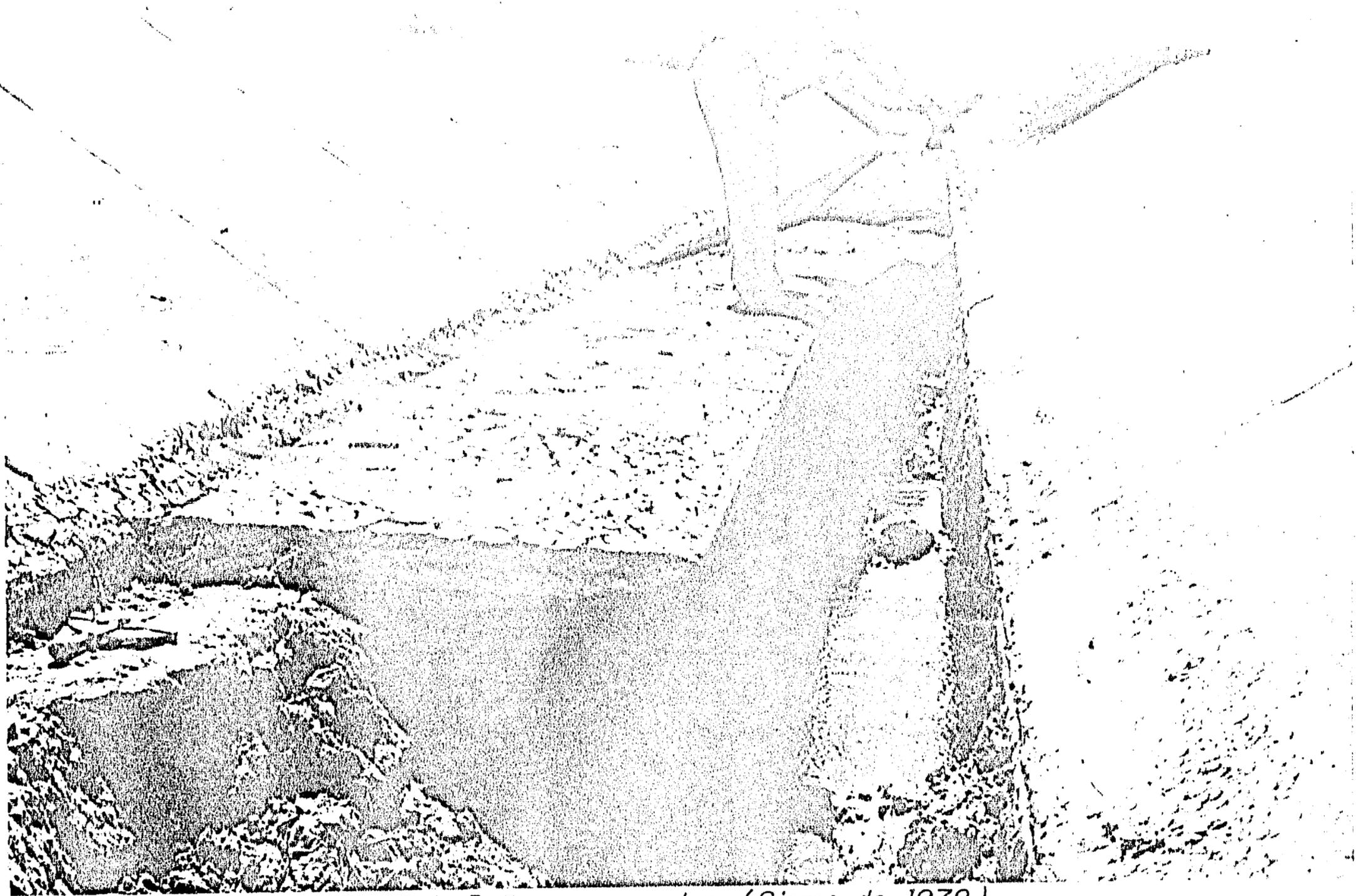
Fig 3.1 Principales fallas en el valle de Mexicali



*Fig 3.2 Daños en bordos (Sismo de 1979)*



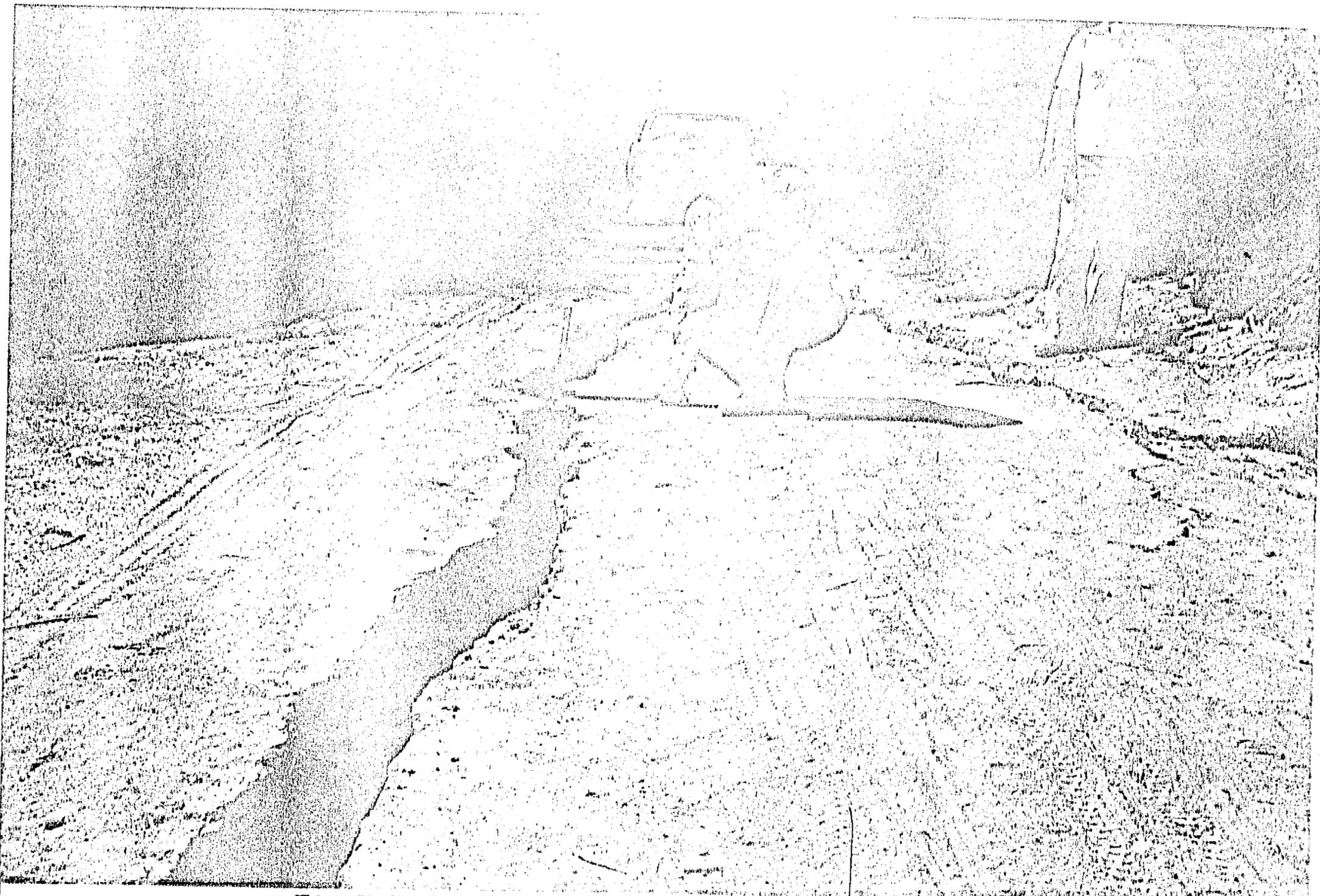
*Fig 3.3 Daños en bordos (Sismo de 1979)*



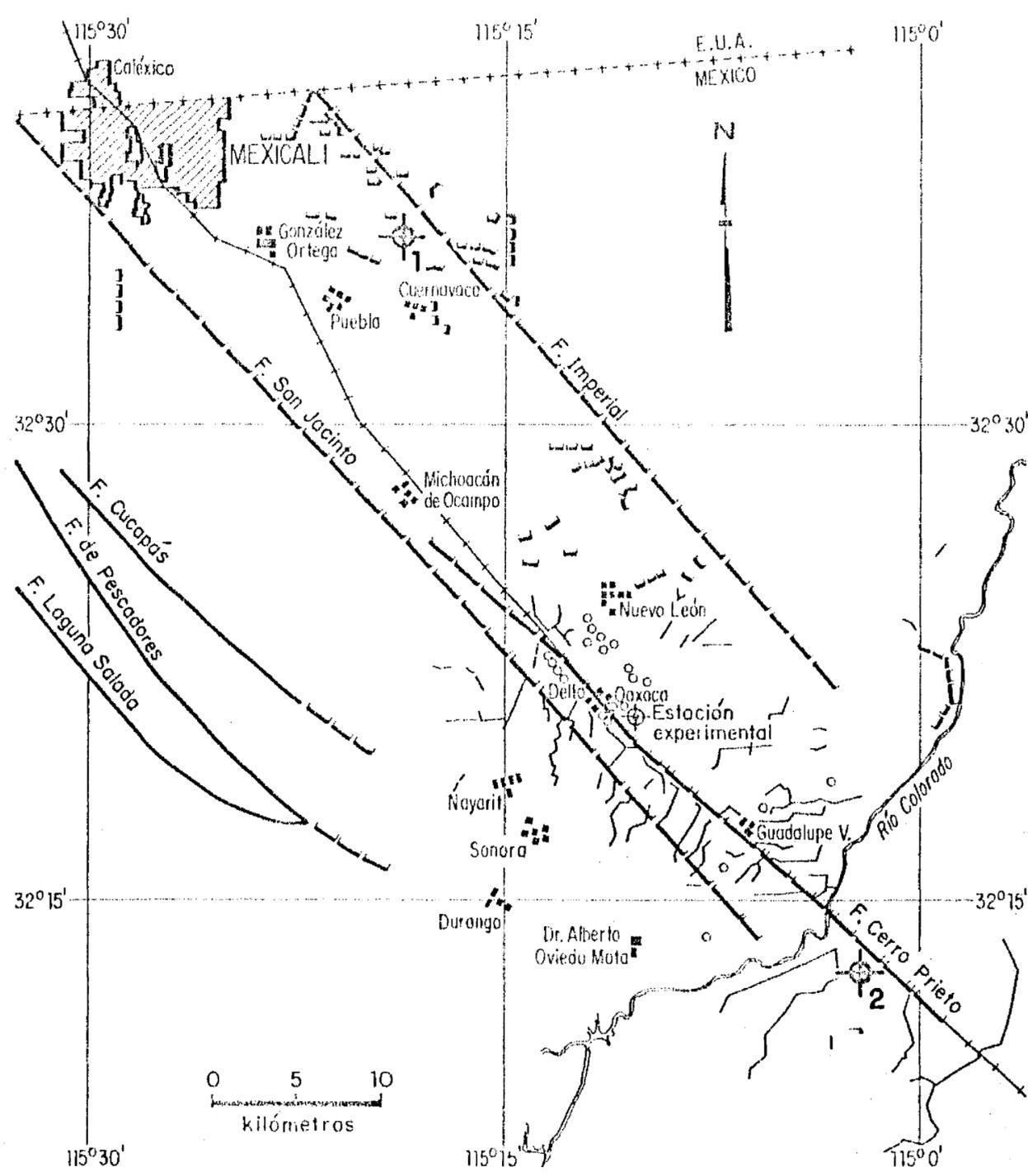
*Fig 3.4 Daños en canales (Sismo de 1979)*

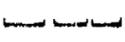
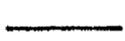
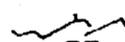
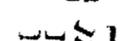
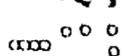


*Fig 3.5 Daños en canales (Sismo de 1979)*



*Fig 3.6 Grieta en el terreno (Sismo de 1979)*

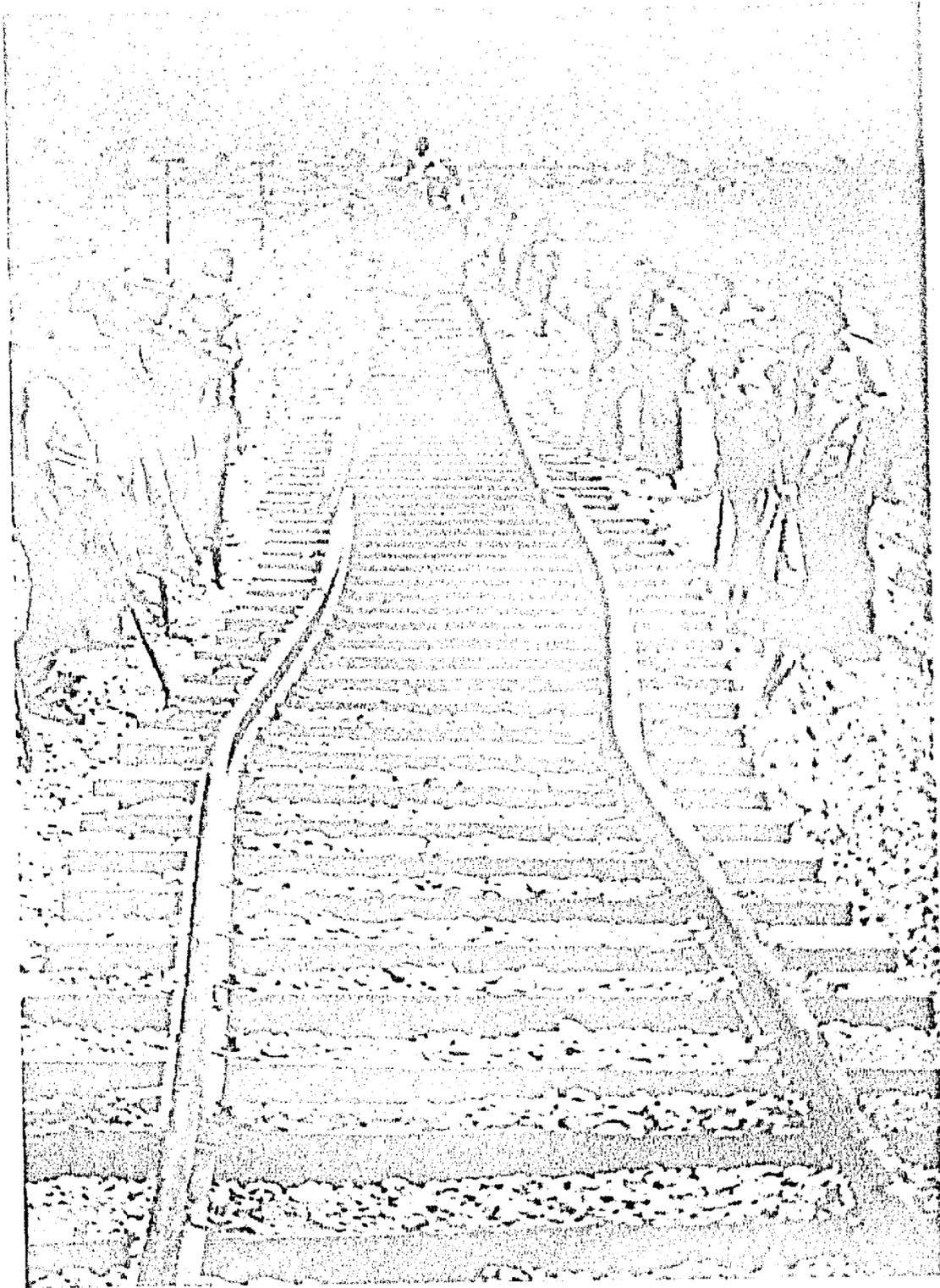


-  Epicentro, sismo de 15 de octubre de 1979
-  Epicentro, sismo de 8 de junio de 1980
-  Trazo aproximado de falla inferida
-  Trazo de falla confirmada
-  Zona afectada por el sismo de 1980
-  Zona afectada por el sismo de 1979
-  Volcanes de arena

*Fig 3.7 Localización de daños observados en el Distrito de Riego 14*



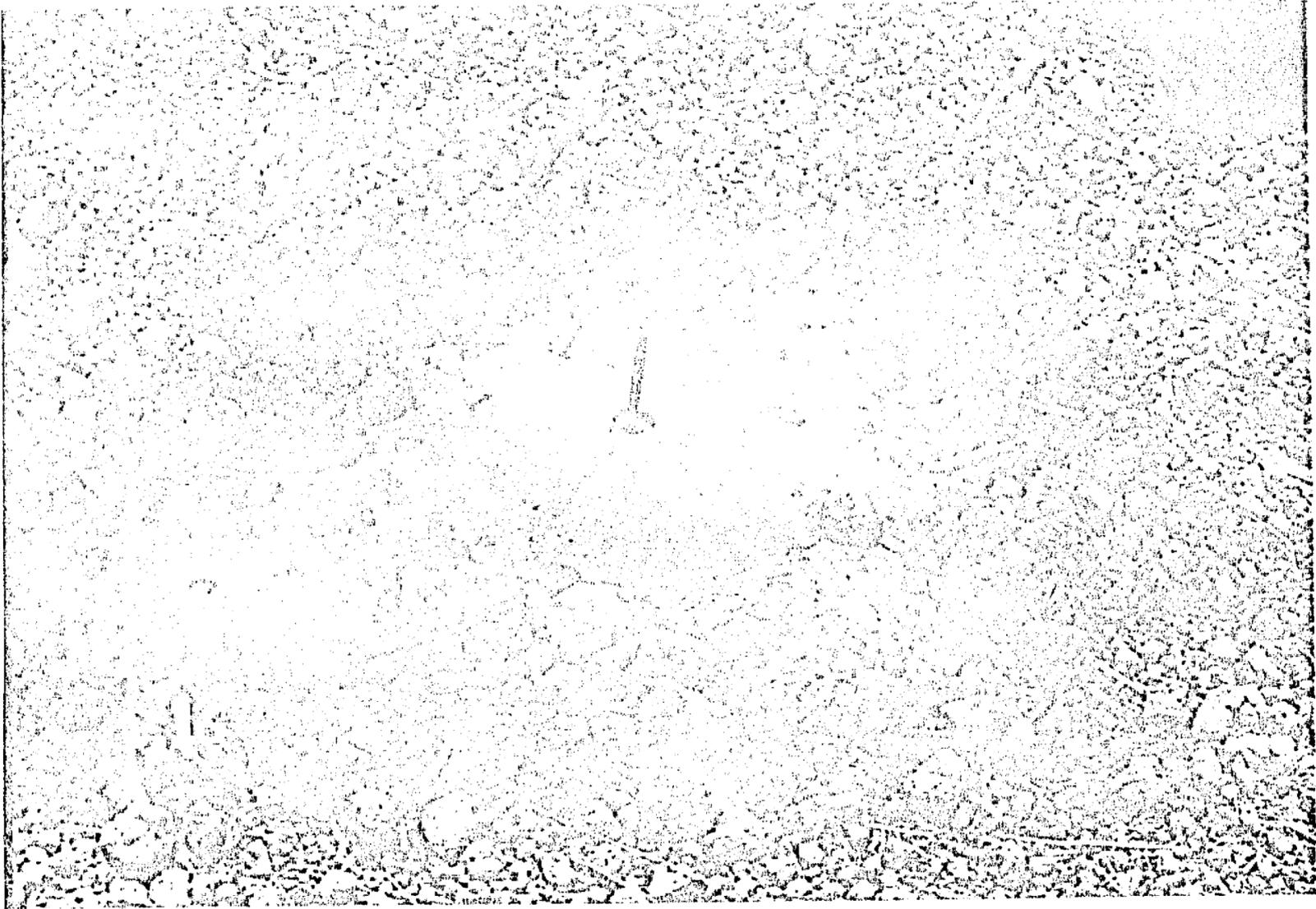
*Fig 3.8 Evidencias de desplazamientos horizontales y verticales del terreno (Estación Delta, Sismo de 1980)*



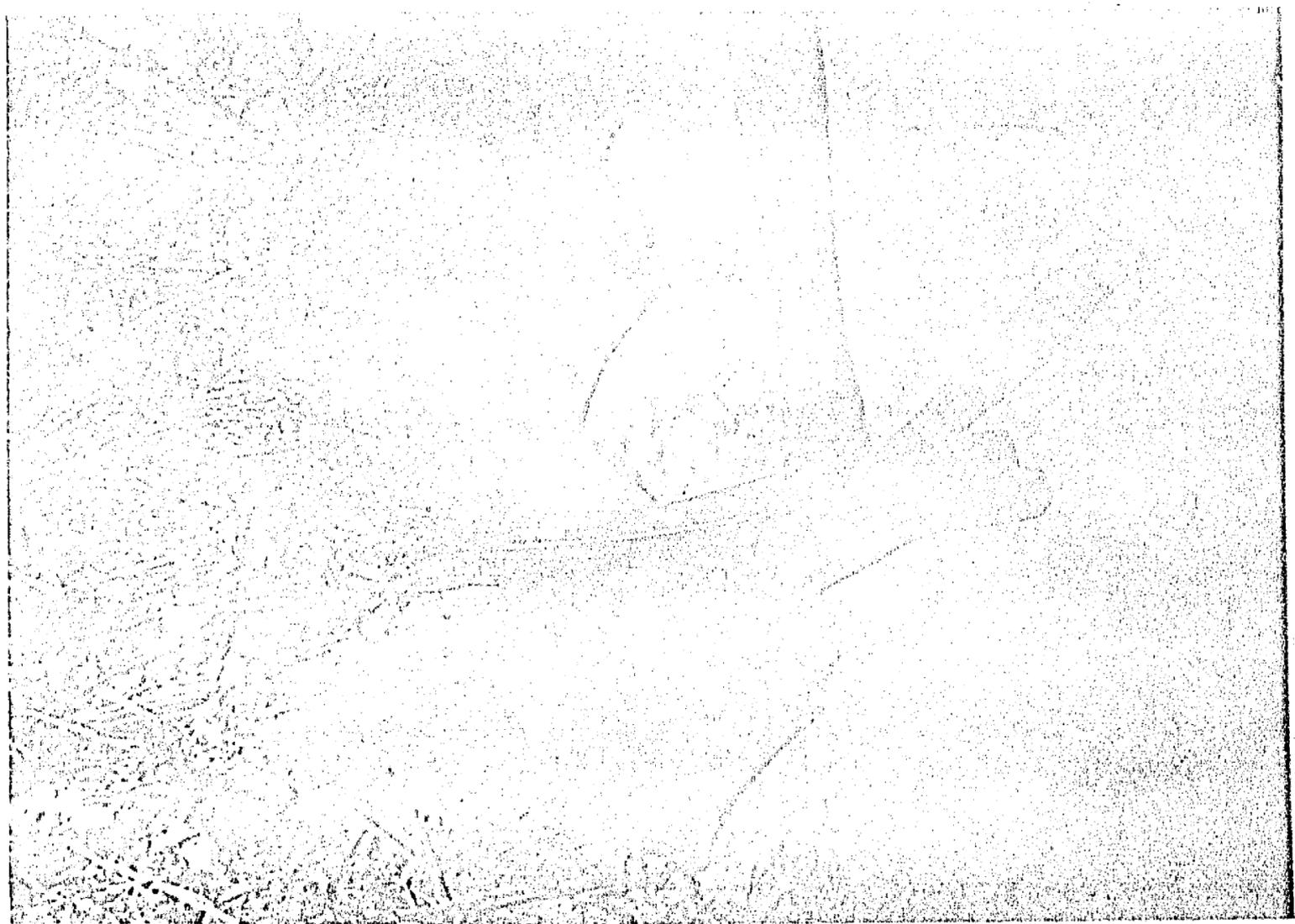
*Fig 3.9 Evidencias de desplazamientos horizontales y verticales del terreno (Daños a la Vía del Ferrocarril, Sismo de 1980)*



*Fig 3.10 Volcanes de arena muy fina (Sismo de 1980)*



*Fig 3.11 Volcanes de arena muy fina (Ejido Nuevo León, Sismo de 1980)*



*Fig 3.12 Volcanes de arena asociados a grietas (Sismo de 1980)*



*Fig 3.13 Fallas en canales (Canal Nuevo Delta km 16+300, Sismo de 1980)*



*Fig 3.14 Fallas en canales (Canal Lateral 8+080, Nuevo Delta, Sismo de 1980)*

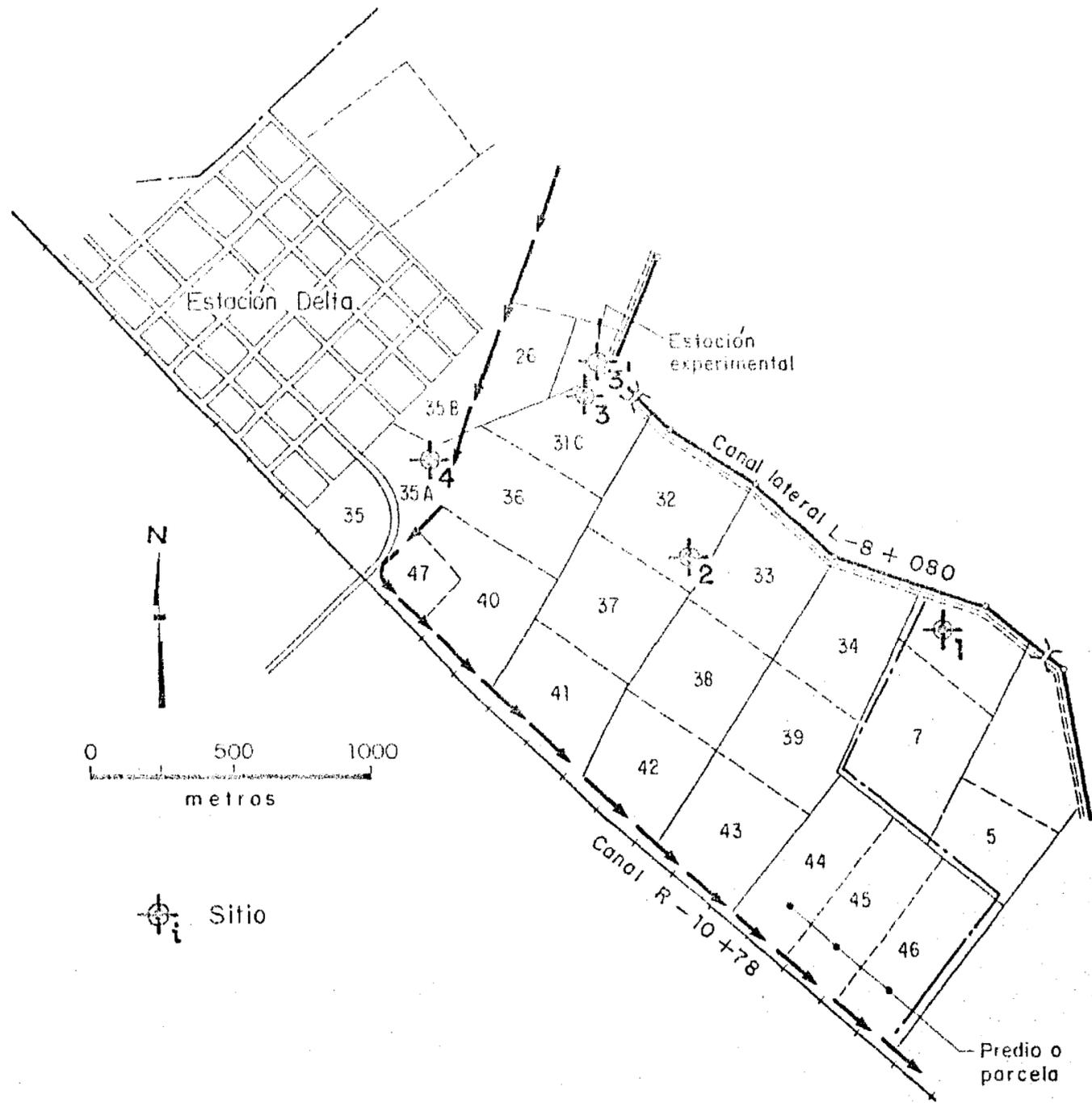
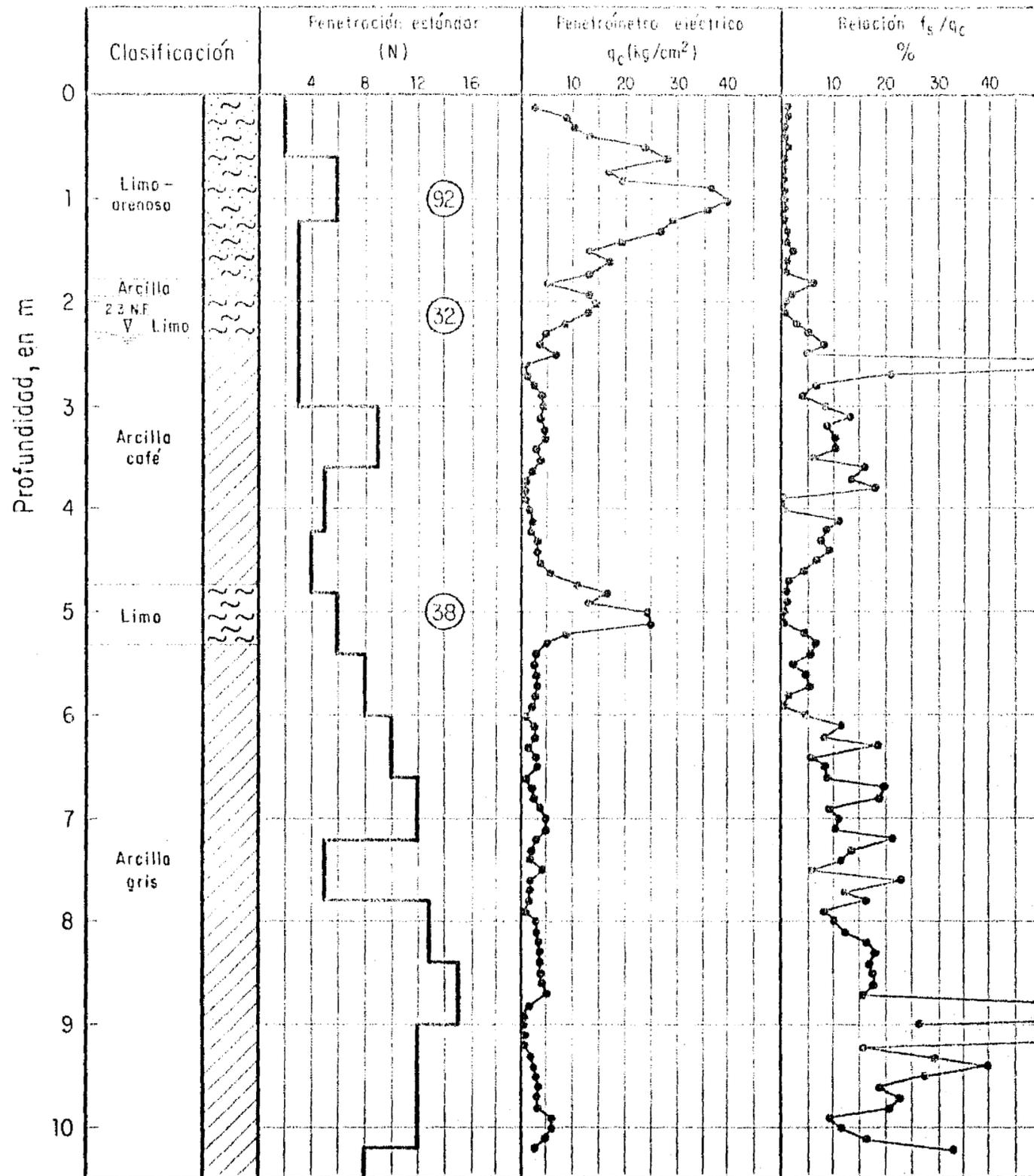


Fig 3.15 Localización de sitios para la exploración preliminar

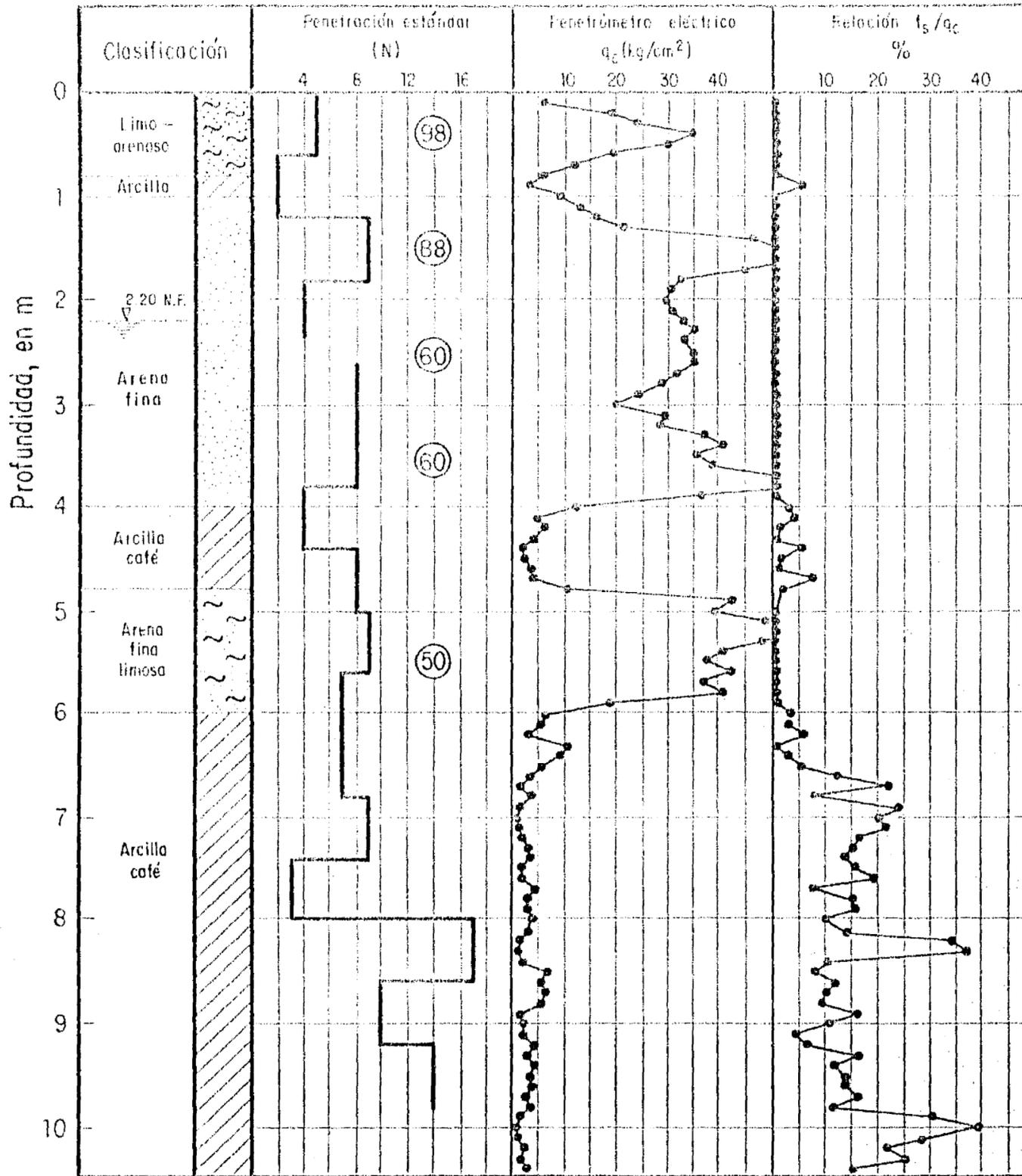
Sitio 1 Sondeo 1A y 1C



(i) Compacidad relativa, en porcentaje

Fig 3.16 Exploración preliminar. Sitio 1

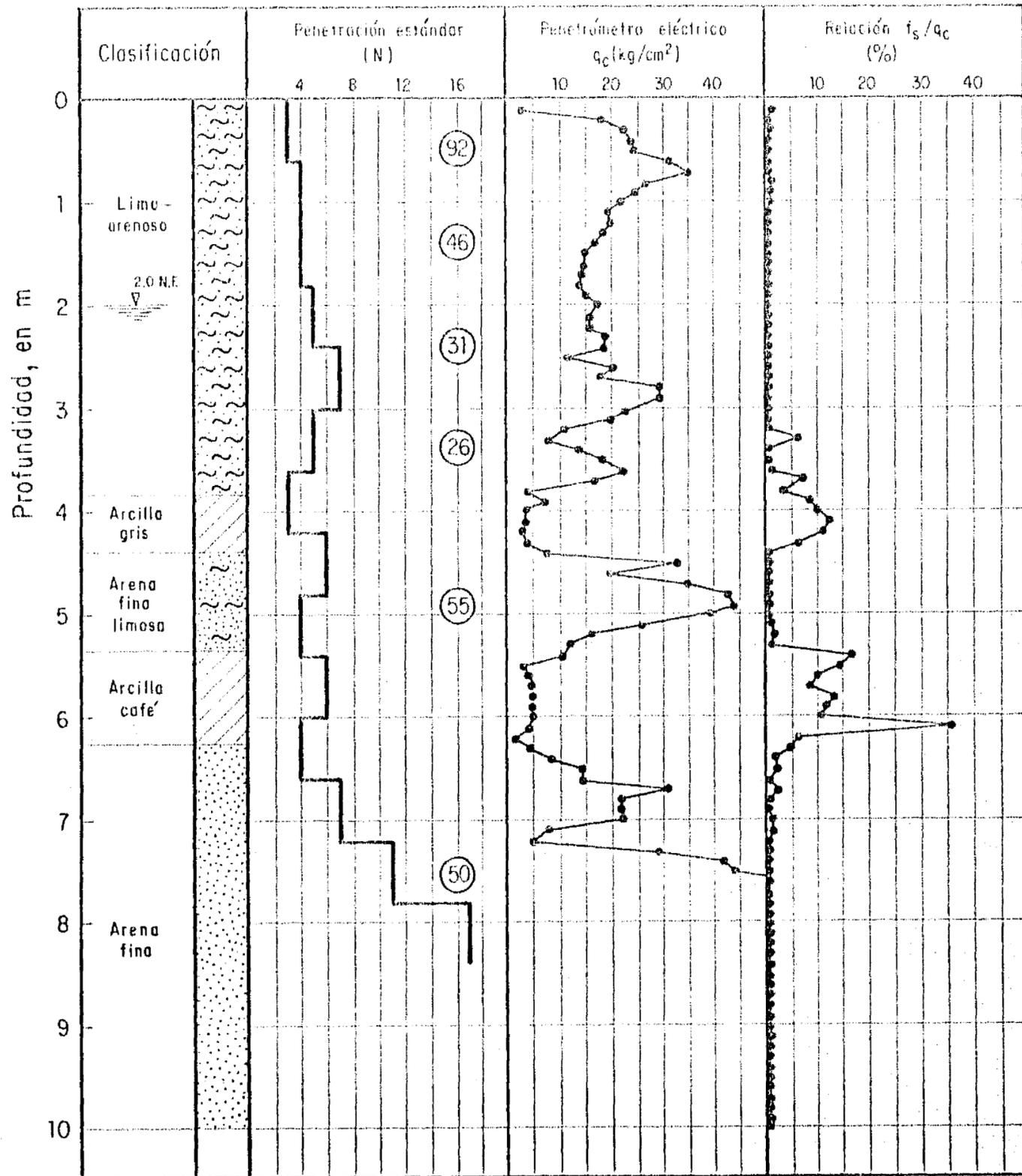
Sitio 2 Sondéo 1A y 1C



(i) Compacidad relativa, en porcentaje

Fig 3.17 Exploración preliminar. Sitio 2

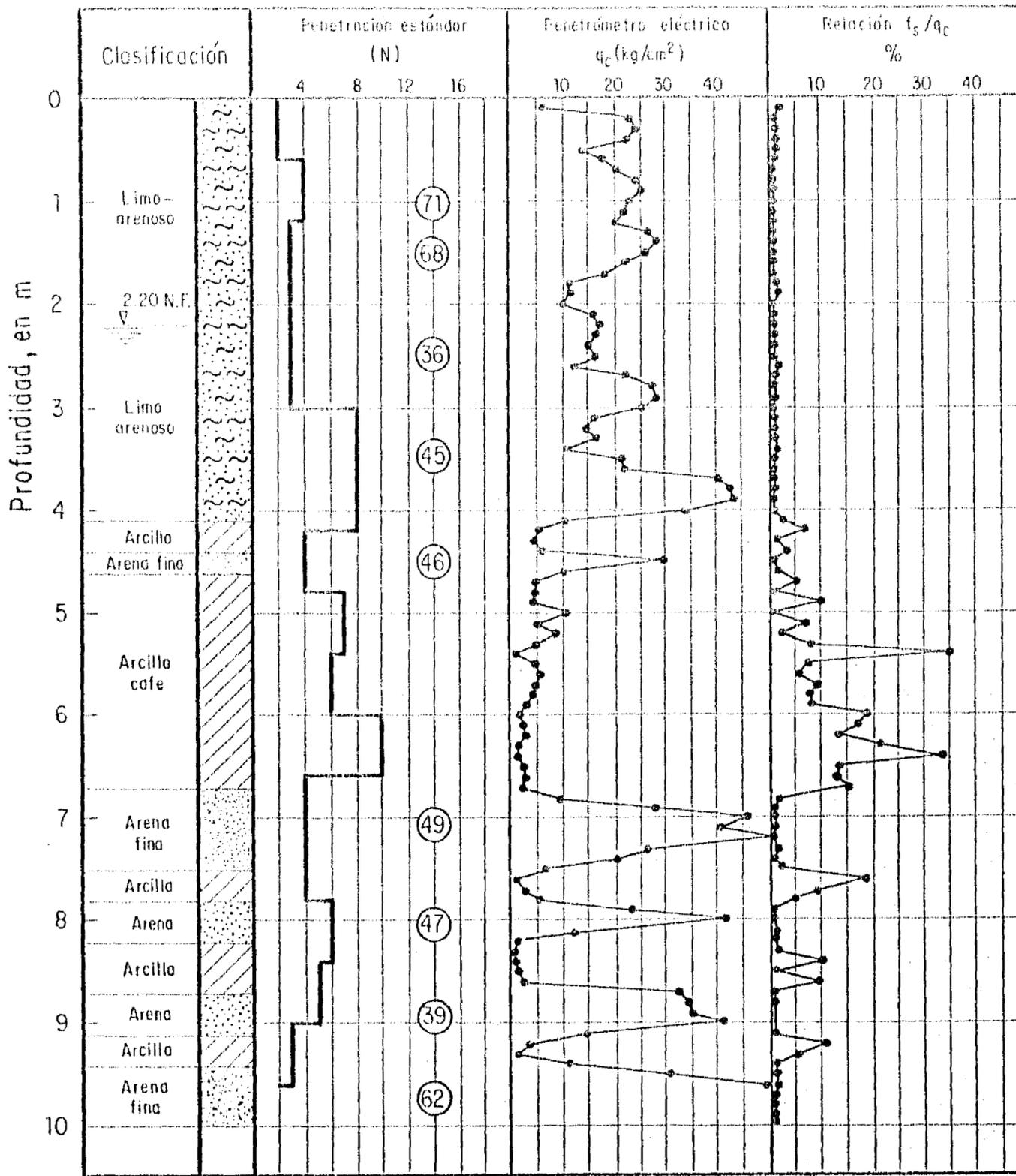
Sitio 3 Sondeo 1A y 1C



(i) Compacidad relativa, en porcentaje

Fig 3.18 Exploración preliminar. Sitio 3

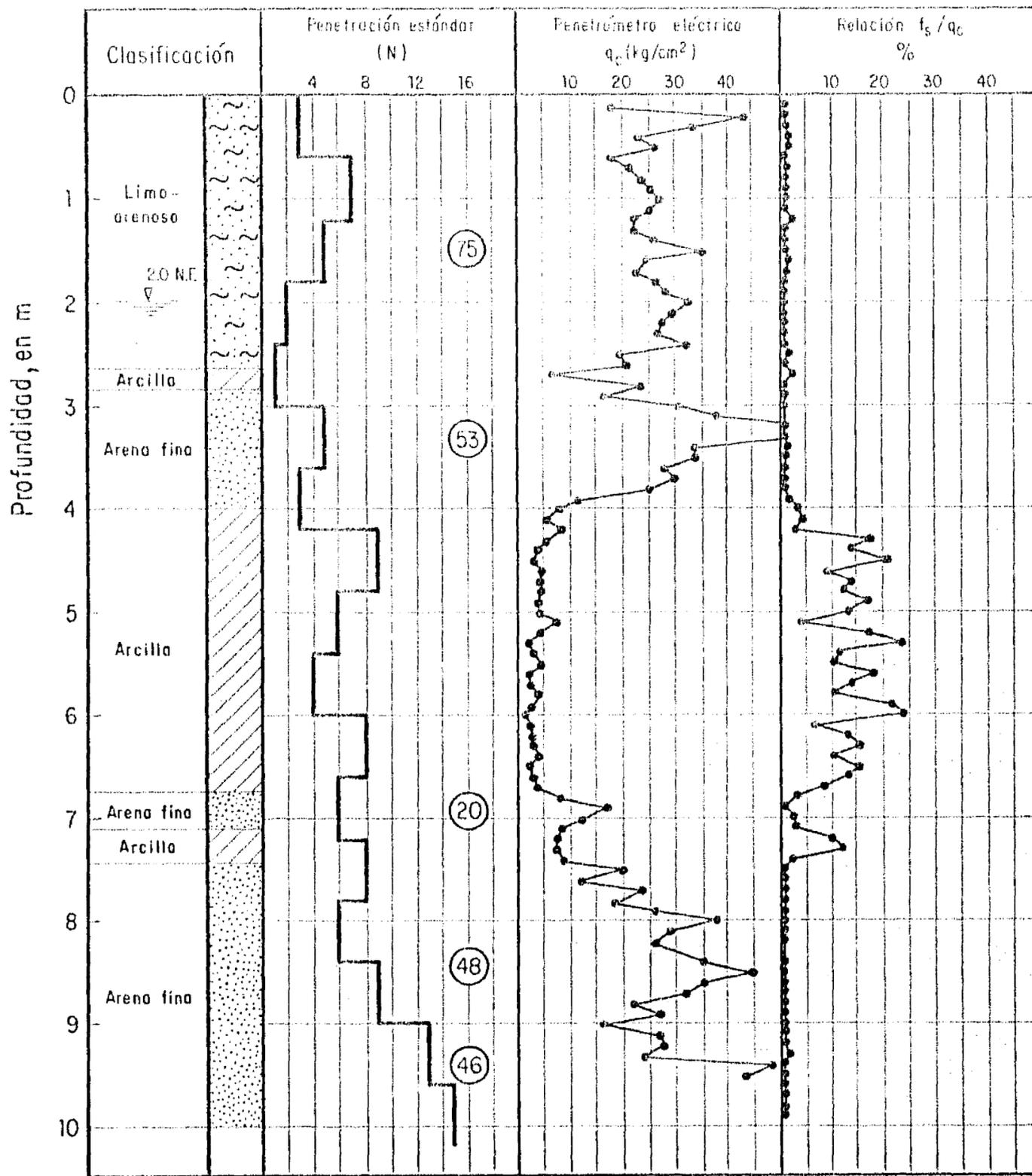
Sitio 3' Sondéo 2A y 2C



(i) Compacidad relativa, en porcentaje

Fig 3.19 Exploración preliminar. Sitio 3'

Sitio 4 Sondeo 1A y 1C



(i) Compacidad relativa, en porcentaje

Fig 3.20 Exploración preliminar. Sitio 4

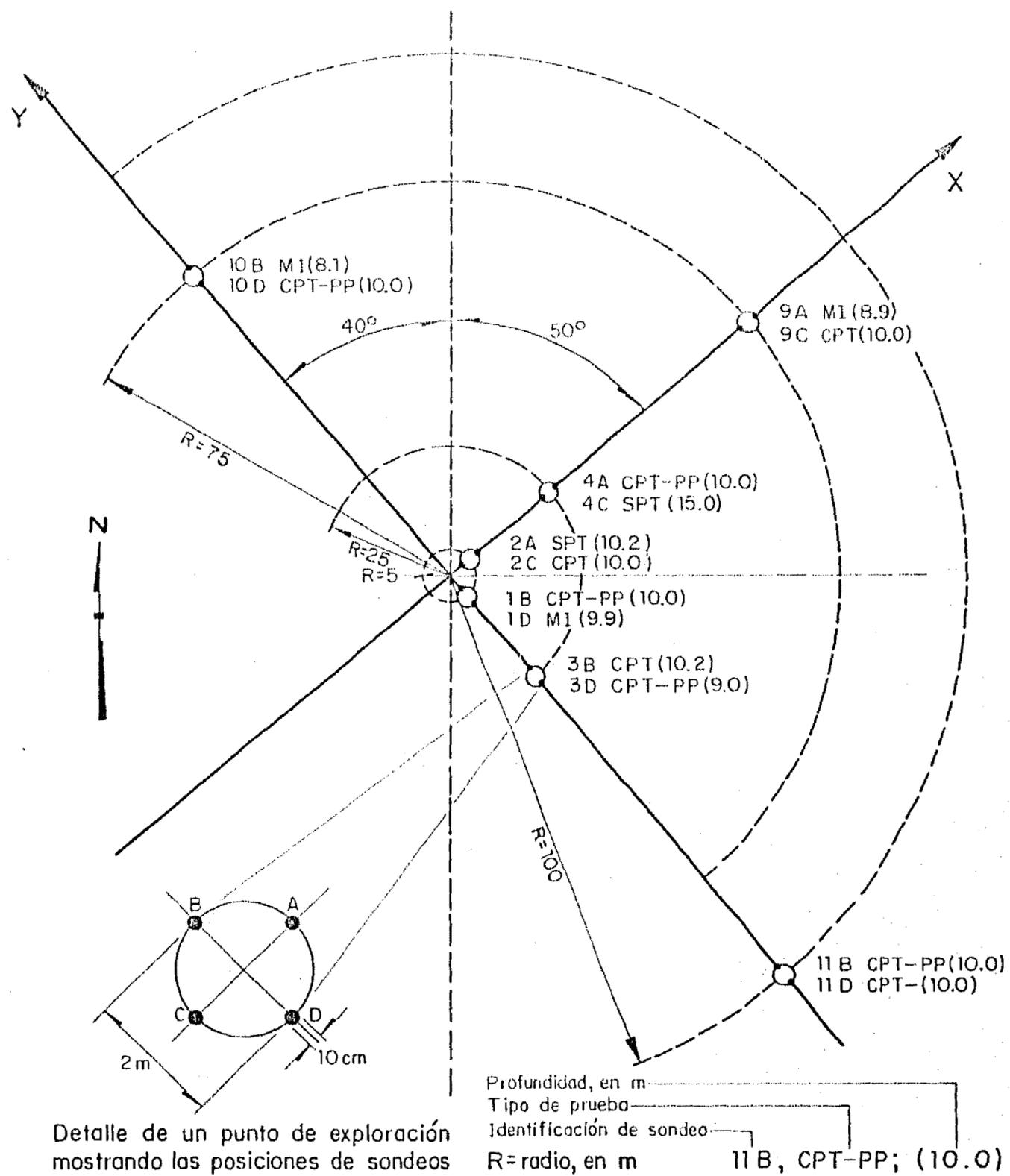
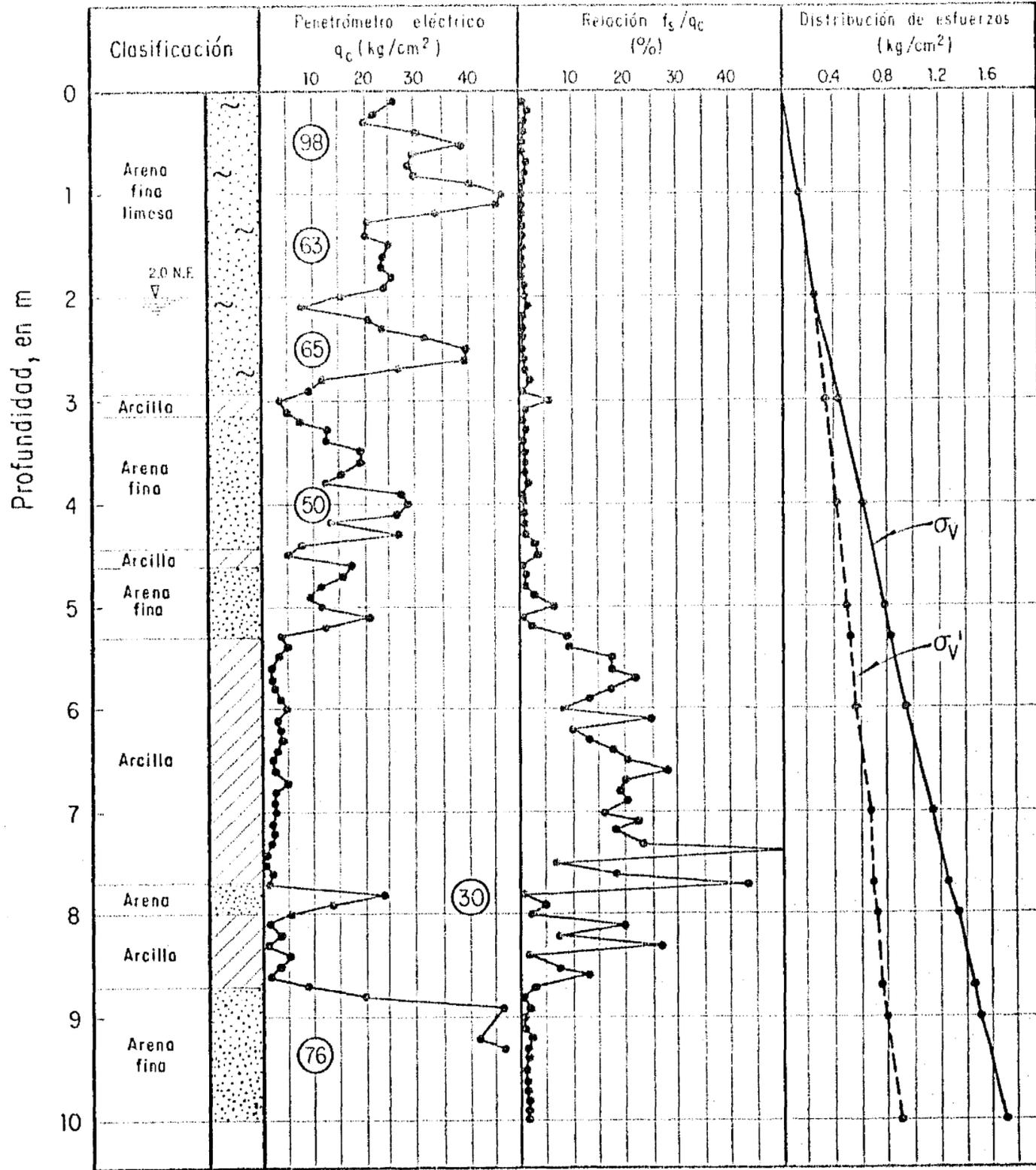


Fig 3.21 Localización de sondeos para el sitio definitivo

Sitio 3' Sondeo 9C



(i) Compacidad relativa, en porcentaje

Fig 3.22 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 9C

Sitio 3' Sondeo 1B Elevación 12.71 m

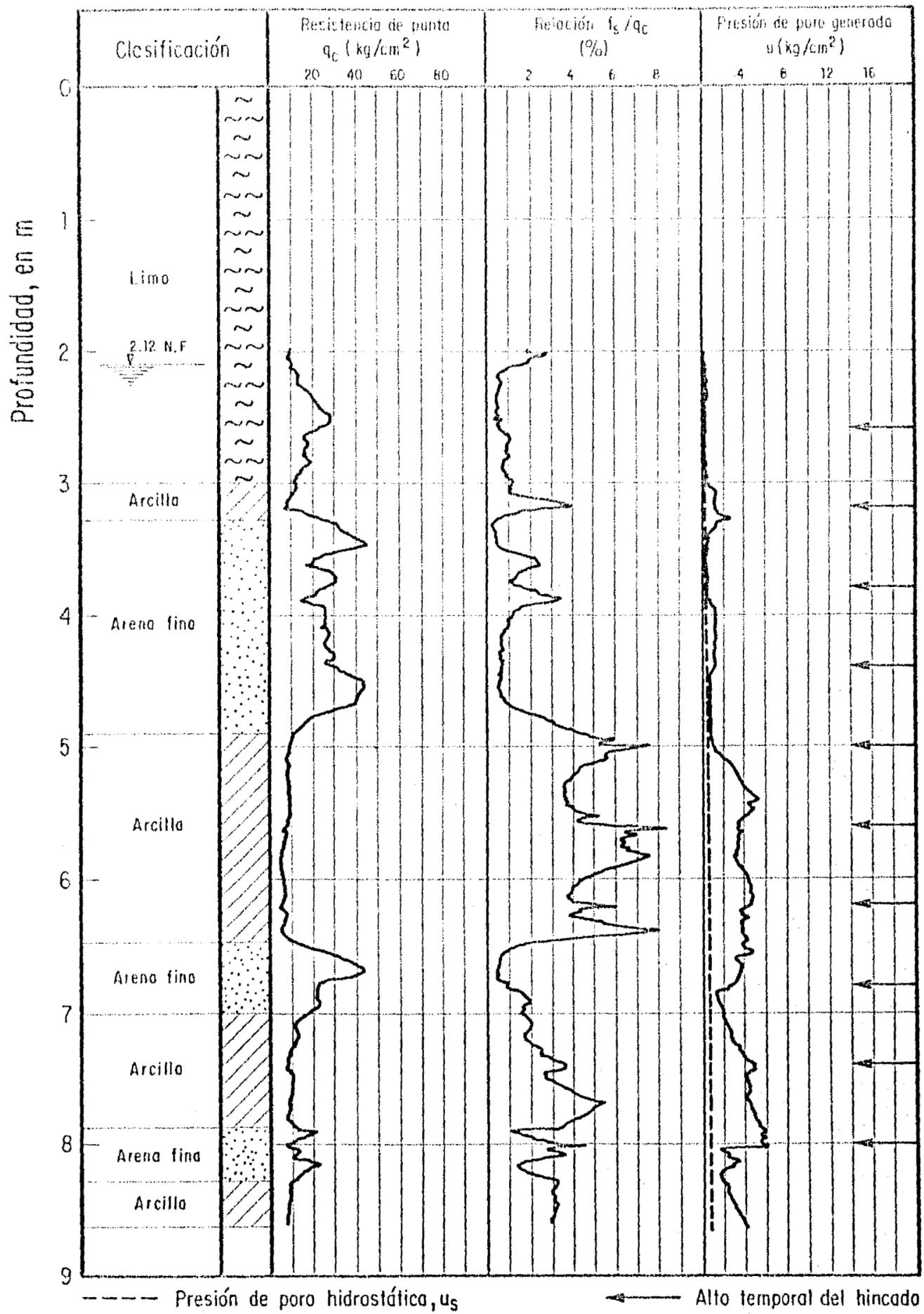
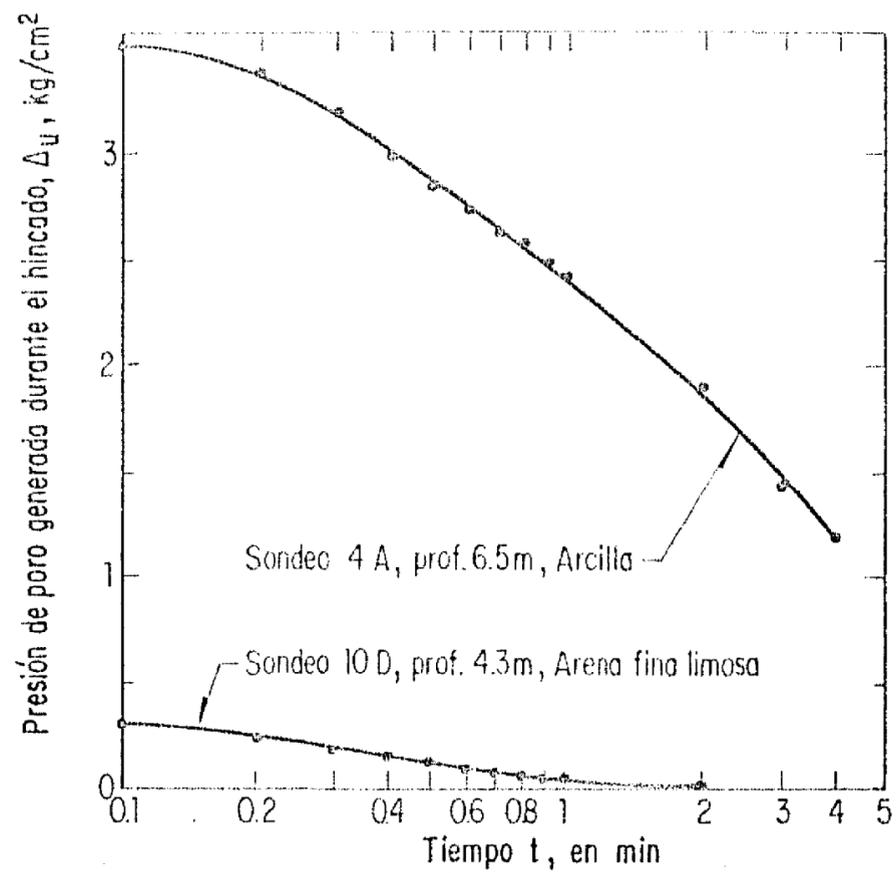
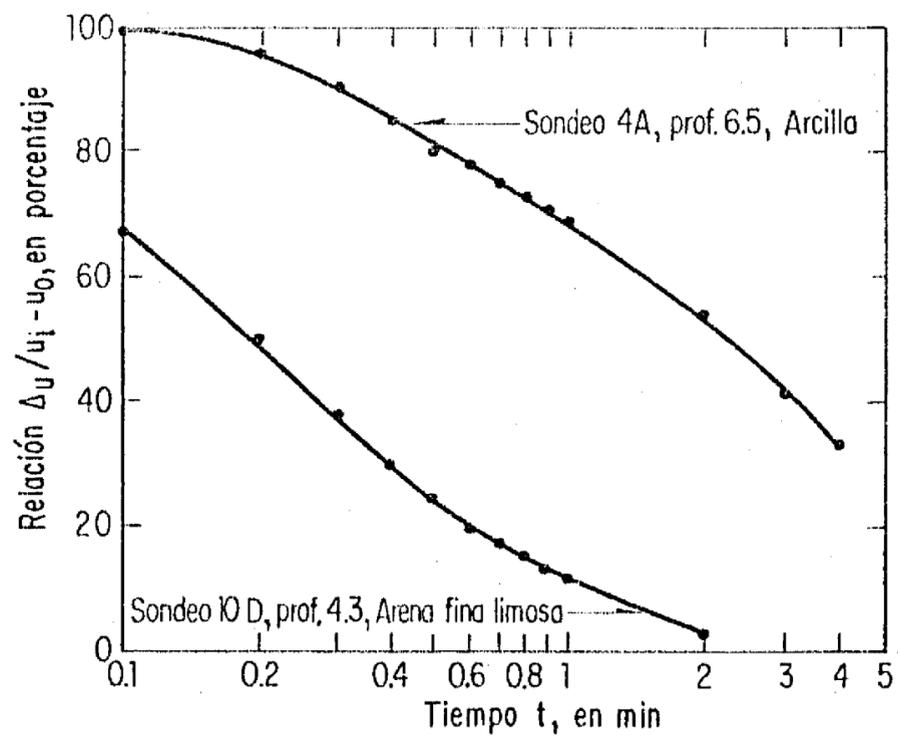


Fig 3.23 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 1B



a) Curvas de disipación de la presión de poro vs tiempo



b) Curvas normalizadas

Fig 3.24 Exploración del sitio definitivo. Curvas de disipación de presión de poro

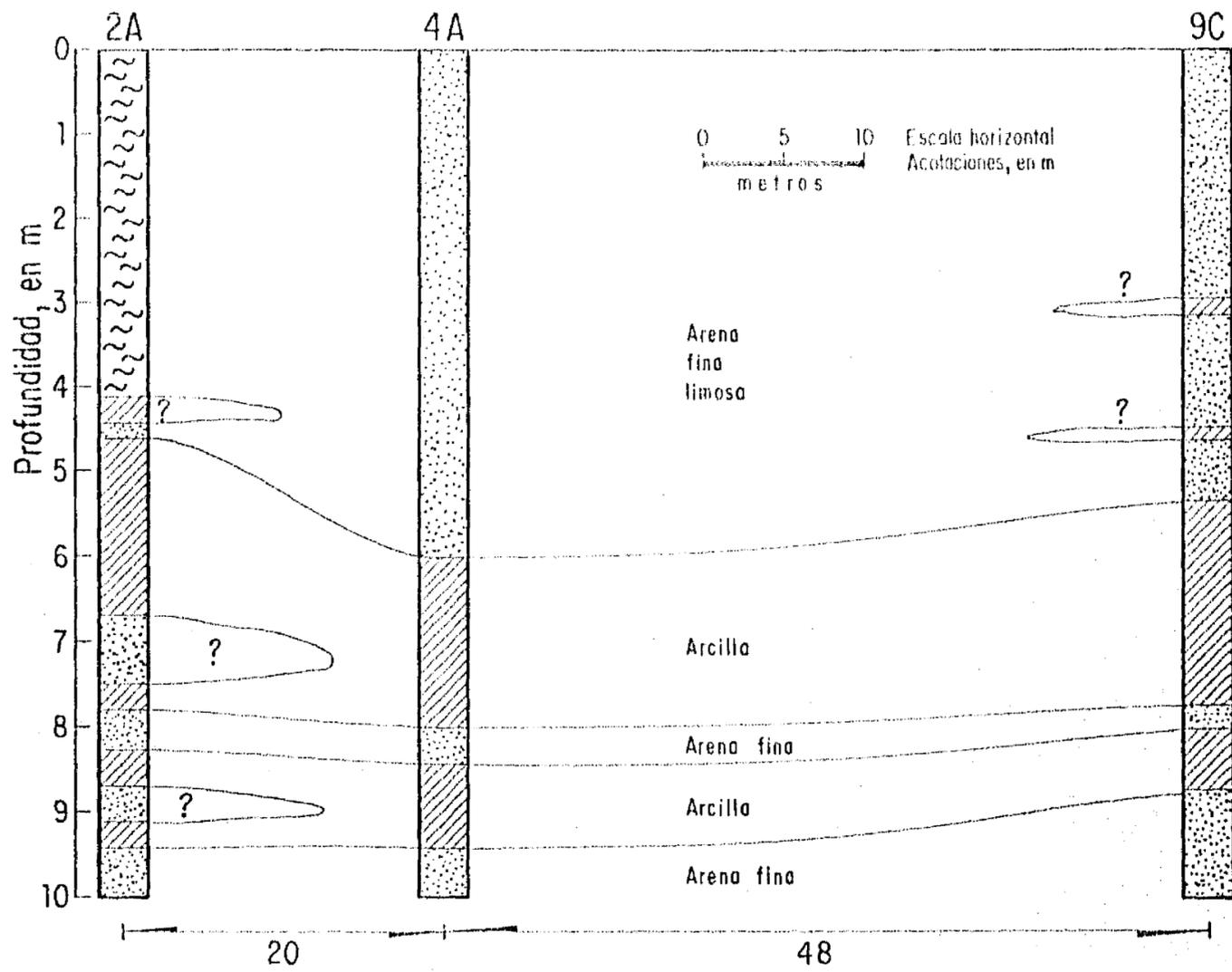


Fig 3.25 Exploración del sitio definitivo. Corte estratigráfico según el eje X-X

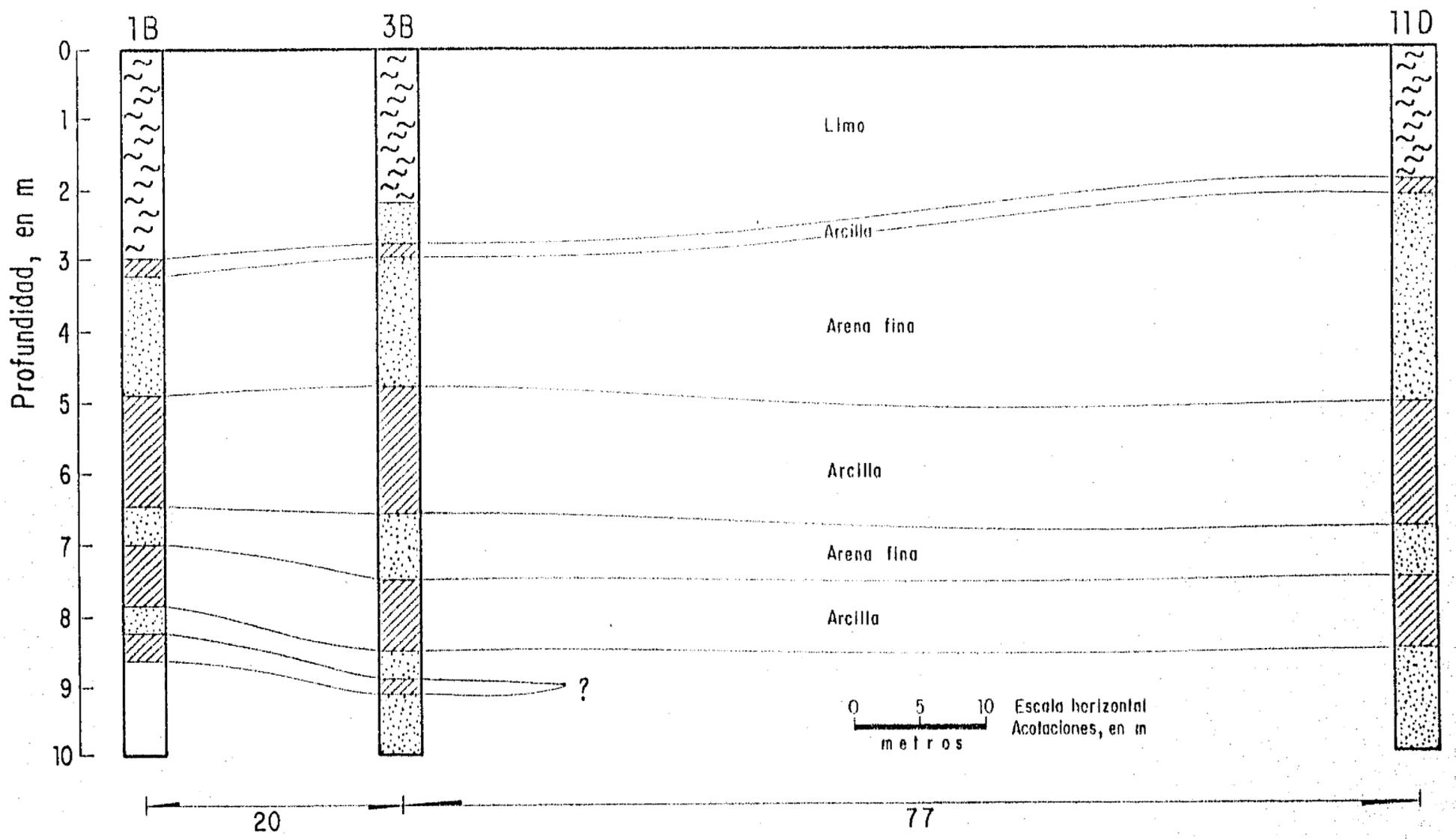


Fig 3.26 Exploración del sitio definitivo. Corte estratigráfico según el eje Y-Y

## 4. ESTACION EXPERIMENTAL MEXICALI

### 4.1 *Introducción*

Puede afirmarse que el método experimental es característico de la ciencia moderna, y ésta como tal requiere la observación y el registro de los fenómenos de la naturaleza, así como el control de las variables y factores relevantes, y exige el análisis e interpretación de los hechos, es decir, obtener su significado.

Al respecto, Bernard (1944) dice "... La observación es el punto de apoyo del espíritu que razona, y la experiencia el punto de apoyo del espíritu que saca conclusiones, o mejor dicho, el fruto de un razonamiento legítimo aplicado a la interpretación de los hechos..."

La observación científica es una percepción intencionada que persigue múltiples objetivos, no todos absolutamente preestablecidos, y está guiada por un cuerpo de conocimiento. Es un modo refinado de aprehender el mundo perceptible y de poner a prueba nuevas ideas sobre el mismo.

La observación requiere la invención y revisión de una amplia variedad de técnicas experimentales; en esta situación, el investigador encuentra, además de los obstáculos propios de la complejidad de los fenómenos que necesita interpretar, otros suplementarios de orden material. Para superarlos debe tenerse gusto por el diseño, habilidad en trabajos de precisión y, al mismo tiempo, las facultades indispensables en el manejo de mecanismos delicados y equipo especializado para la realización de mediciones en los límites de las posibili-

dades instrumentales, así como la dedicación que requiere un experimento.

Los aparatos e instalaciones que se diseñen y construyan deben ser previstos y calculados hasta en sus más pequeños detalles, tomando en consideración los complejos elementos que en ellos intervienen, y que no obstante las precauciones que se tomen, frecuentemente surgen sorpresas desagradables que obligan a modificar o, inclusive, cambiar totalmente dispositivos pacientemente estructurados.

El éxito no sólo está condicionado por la experiencia y cualidades experimentales del investigador, sino también por las posibilidades técnicas de que disponga; en consecuencia, el nivel que la ciencia experimental alcanza en cada época, depende simultáneamente del nivel técnico y del alcance teórico.

Asimow (1962) al definir diseño lo expresa como "La elaboración de una decisión, de cara a la incertidumbre, con grandes penalizaciones para el error".

#### 4.2 Objetivo

El estudio de prototipos en condiciones ambientales reales se ha realizado con éxito en otros campos de la ingeniería, tal es el caso de las cortinas de tierra y enrocamiento. (Marsal y Ramírez de Arellano, 1965; SRH, CFE e II, 1976; y CFE, 1980).

El objetivo de este capítulo es el diseño de un laboratorio de campo piloto, denominado *Estación experimental Mexicali*, requerida para la observación y registro, ante la ocurrencia de un sismo, del comportamiento del sitio, a través de las respuestas siguientes

- a) Desplazamientos de la superficie del terreno
- b) Historia de aceleraciones
- c) Historia de la generación de presión de poro
- d) Variación de las propiedades dinámicas *in situ*

Para cada concepto se especifican

- Los materiales, instrumentos y dispositivos que se requieran
- La ubicación de instrumentos y dispositivos
- Las precauciones que deberán tomarse para que el experi-

mento funcione satisfactoriamente

- La clase de datos que se esperan y la exactitud requerida

### 4.3 El objeto de la observación

Con base en lo anterior, el objeto de la observación es el depósito de suelos granulares finos denominado *Estación Experimental Mexicali* (Cap 3).

#### 4.3.1 Las circunstancias

La observación se llevará a cabo en las circunstancias naturales que prevalezcan en el valle de Mexicali en el momento de ocurrencia de un evento sísmico.

#### 4.3.2 Los medios

En este trabajo se entiende por medios, aquellos instrumentos y/o procedimientos que permitan realizar una cuantificación numérica, es decir, una medición y su correspondiente registro.

La instrumentación, no es un fin, sino un medio para obtener información, es decir, hechos.

La instrumentación tiene dos propósitos fundamentales

- a) Investigación básica
- b) Investigación para el diagnóstico y aplicación

Con las siguientes categorías

- a) Investigación de parámetros
- b) Mediciones del comportamiento

### 4.4 Desplazamientos de la superficie del terreno

La medición de esta respuesta se efectuará mediante la colocación de bancos de nivel sobre los ejes x-y a cada 20 m (fig 4.1).

Dichos bancos se construirán de concreto, como pequeñas mojoneras, con una varilla o una saliente que defina el punto. Se realizarán levantamientos topográficos de precisión para conocer tanto los desplazamientos verticales como los horizontales; estos últimos, por colimación.

Además, se realizarán (antes y después de la ocurrencia de un sismo) nivelaciones topográficas con el método del cuadrículado (cuadrados de 20 m de lado) (fig 4.1).

La precisión requerida es  $\pm 1$  mm. Los resultados permitirán conocer la nueva configuración de la superficie del terreno, por tanto, aportará datos para confrontar las predicciones de asentamientos causados por un sismo.

Asimismo, las mediciones de movimientos tanto horizontales como verticales permitirán dar una posible explicación de los mecanismos de falla de los canales (aumento del ancho de la plantilla).

#### 4.5 Historia de aceleraciones

La medición de esta respuesta se efectuará mediante el empleo de un arreglo triangular tridimensional de seis acelerómetros de tres componentes; está formado por dos planos de instrumentos (fig 4.2):

- a) Uno a nivel de la superficie del terreno a la elevación 13.09 m, compuesto de tres servo-acelerómetros triaxiales (Terra-Technology, modelo SSA-302). El acelerómetro superficial colocado en el sondeo 1D, servirá como referencia, es decir, que una señal de una componente de aceleración horizontal será monitorizada (utilizando un microprocesador Rockwell, modelo 6502) para decidir cuándo se inicia un evento sísmico. Lo anterior servirá para disparar un sistema de registro digital que grabará, en cinta magnética (caset), la información de todos los transductores. La información permanecerá en la memoria de almacenamiento del sistema, desde un segundo antes de la detección del evento hasta que se inicia la etapa de transmisión de datos; finalmente, el sistema declarará la terminación del evento.
- b) Un segundo plano, situado a 10 m de profundidad (elevación 3.09 m), compuesto de tres servo-acelerómetros triaxiales (Terra-Technology, modelo DSA-302).

Este tipo de acelerómetros son sellados herméticamente a prueba de agua, y adecuados para colocarse en sondeos.

Los detalles de colocación se muestran en la fig 4.3. Las características principales de estos instrumentos se encuentran en la tabla 4.1.

El procesamiento de los datos obtenidos posee dos categorías

a) Inmediata. En esta se tienen:

- Acelerogramas para alimentación de los modelos numéricos utilizados en la predicción del comportamiento del sitio
- Formulación de posibles explicaciones del mecanismo de falla de los canales de riego
- Análisis espectral
- Cálculo de efectos de amplificación

b) Mediata. En esta se tienen:

- Análisis de funciones de correlación
- Propagación de ondas
- Estudios de coherencia

#### 4.6 Historia de la generación de presión de poro

La medición de esta respuesta se efectuará mediante un arreglo tridimensional de siete piezómetros eléctricos (Terra-Technology, modelo PE-2020) cuyas características principales se consignan en la tabla 4.2.

El arreglo de transductores está formado por tres planos de instrumentos (fig 4.4):

- a) Uno, a 4m de profundidad (elev 9.09 m), compuesto por tres piezómetros eléctricos
- b) Un segundo nivel, a 7 m de profundidad (elev 6.09 m), compuesto de un instrumento
- c) Un tercer plano, a 10 m de profundidad (elev 3.09 m), compuesto de tres piezómetros eléctricos

La distribución de la instrumentación siguió los siguientes lineamientos:

1. Conocer la distribución de presión de poro en función del tiempo, en planos tanto horizontales como verticales.

2. Conocer la influencia de una capa de pequeño espesor de material granular fino confinada por dos estratos de material impermeable.

#### 4.7 Sistema de adquisición de datos

El funcionamiento del sistema de adquisición (captación y almacenamiento) de datos (fig 4.5) consta, principalmente, de un microprocesador que vigilará en forma continua la señal de referencia y que tendrá como objetivo la decisión de disparo de todo el sistema. La información, proveniente de los transductores, será registrada en tres grabadoras digitales con una capacidad total de 27 canales. Las marcas de tiempo para todo el conjunto serán proporcionadas por un reloj de tiempo real, garantizando la sincronía de las señales.

Una precaución necesaria es la de colocar baterías recargables con objeto de que la instrumentación y sistema de adquisición de datos continúen funcionando si llegara a interrumpirse el suministro de energía eléctrica.

Todo el conjunto de aparatos e instrumentos deberán protegerse del medio ambiente y, además, efectuar periódicamente un servicio de mantenimiento y calibración.

Un local, de 6x6, localizado al centro del sitio (fig 4.9), contendrá el sistema de adquisición de datos y a él llegarán los cables provenientes de la instrumentación.

Con objeto de proporcionar una temperatura adecuada para el buen funcionamiento del equipo deberá instalarse un sistema de aire acondicionado.

#### 4.8 Medición de propiedades dinámicas *in situ*

Un factor que interesa conocer es la modificación de las propiedades dinámicas del sitio después de la ocurrencia de un sismo; para cumplir este propósito se deben efectuar mediciones *in situ*, antes y después de un evento sísmico, de módulo E, módulo G, relación de Poisson  $\nu$ , y las características de amortiguamiento del depósito.

Para tales mediciones conviene utilizar el método de Cross-Hole, en una misma vertical, a cada metro de profundidad.

#### 4.9 Instalación de piezómetros

La colocación adecuada de los piezómetros es fundamental para los propósitos de la estación experimental.

La fig 4.6 muestra un ejemplo de la colocación de piezómetros dentro del sondeo 9C, en el cual, al terminar la etapa de exploración, se colocó un ademe ranurado de 8.9 cm de diámetro exterior y 7.6 cm de diámetro interior.

Como primera operación deberá limpiarse cuidadosamente el interior del sondeo, extrayendo todos los materiales depositados durante los trabajos de perforación y colocación del ademe. Esta etapa se denomina *lavado*, y para realizarla se hará circular agua hasta que salga exenta de sólidos.

Los piezómetros deberán colocarse a 4 y 10 m de profundidad embebidos en un filtro de arena bien graduada; las dimensiones de los filtros, así como de los tapones de bentonita y arena y de los tramos de relleno de arena se especifican en la fig 4.6.

La arena de los filtros será colocada con cuidado, introduciéndola en una bolsa de papel polietileno, conectada a una manguera. Una vez introducida la bolsa con arena hasta la profundidad requerida, se inyectará aire a presión para romper la bolsa. Este procedimiento se seguirá también en la colocación de los tapones de bentonita y de los rellenos de arena.

En la fig 4.7 se muestran los detalles de montaje de los transductores eléctricos de presión para constituir el piezómetro. Las características principales son

- a) Una cámara rellena de agua ① directamente debajo del transductor a la cual se conecta un tubo de pequeño diámetro (3.2 mm) que llega hasta la superficie. El propósito de este dispositivo es purgar el transductor, ya sea mediante extracción o inyección de agua, lo que permitirá reactivar el dispositivo cuando las circunstancias lo requieran sin necesidad de sacar el piezómetro.
- b) Una cámara hermética ② a prueba de agua con objeto de evitar corto circuito en las conexiones eléctricas, ya que al presentarse esta situación se inutilizaría el piezómetro.
- c) El peso del dispositivo contribuirá a conseguir la vertical del mismo en el momento de su colocación en el sondeo.

Es necesario aclarar que los sondeos en los cuales no se instalen piezómetros, deberá tomarse la precaución de colocar rellenos y tapones de bentonita para evitar la disipación de

la presión de poro.

#### 4.10 Verificación del comportamiento de la Estación experimental

La comprobación de que la instrumentación y el sistema de adquisición de datos se encuentran en condiciones óptimas de funcionamiento al ocurrir un evento sísmico, constituye un punto básico de la estación experimental; para lograr este propósito es necesario simular las condiciones ambientales en las que van a operar los instrumentos, es decir, su calibración.

Los puntos esenciales que requieren verificación periódica son

- Piezómetros
- Sistema de disparo automático

##### 4.10.1 Piezómetros

Los piezómetros deberán satisfacer los requisitos que se definen a continuación

- Exactitud de  $\pm 1\%$
- Sensibilidad de  $0.01 \text{ kg/cm}^2$
- Resolución de  $0.01 \text{ kg/cm}^2$

Para conocer si los piezómetros son capaces de satisfacer estos requerimientos, se realizará una prueba de bombeo, colocando el pozo de extracción en el circuncentro del triángulo que forma las posiciones del piezómetro en planta (fig 4.8), y actuando éstos como pozos de observación.

Se harán interrupciones del bombeo para conocer la respuesta inmediata de lecturas en los siete piezómetros que constituyen el sistema.

##### 4.10.2 Sistema de disparo automático

Ya se mencionó que un componente del sistema de adquisición de datos es la electrónica de iniciación del proceso de registro, para lo cual deberá seleccionarse apropiadamente el nivel de disparo; si es demasiado alto el sistema, puede no

dispararse y, como consecuencia, se pierde información; si es demasiado bajo, es factible que se dispare continuamente con eventos de actividades humanas cotidianas (tránsito de vehículos en la vecindad de la estación, etc); por tanto, la selección final del nivel de disparo tendrá que hacerse directamente en el sitio mediante el procedimiento de prueba y error.

Para realizar dicha operación se hará circular vehículos de las características de los que operen en la zona sin que ocasionen el disparo del sistema. La determinación del nivel mínimo de disparo se podrá hacer mediante un dispositivo que deje caer un bloque de dimensiones y peso conocidos en el punto que sea el circuncentro de las posiciones de los piezómetros en planta (fig 4.8), lo que permitirá conocer la sensibilidad de éstos.

#### 4.11 *La Estación experimental Mexicali*

La fig 4.9 muestra la configuración inicial tridimensional de la *Estación experimental Mexicali*.

Conviene hacer notar que el criterio seguido para su diseño fue el de un verdadero laboratorio de campo piloto, su diseño permite una gran flexibilidad para modificar su configuración inicial, es decir, que a partir de su operación y de la interpretación de los datos se realicen los ajustes que resulten convenientes para cumplir con el propósito señalado en el Cap 3 a través de:

- Modificación espacial de la localización de instrumentos
- Modificación del número y tipo de instrumentos
- Ajustes en los niveles de disparo del sistema de captación y almacenamiento de datos
- Reactivación o reposición de instrumentos averiados
- Otros detalles no previstos

TABLA 4.1 SERVO-ACELEROMETROS SSA-302 Y DSA-302.

## CARACTERISTICAS

Intervalo	$\pm 0.1$ a 10 g
Salida a escala total	$\pm 5$ VCD (STD) a $\pm 10$ VCD (máx)
Linealidad	$< 0.05$ % de la escala total
Histéresis	$< 0.01$ % de la escala total
Resolución	$< 0.0005$ % de la escala total
Respuesta a la frecuencia	50 Hz $\pm 2$ db
Ruido	0 - 50 Hz $\pm 5 \mu$ g
Sensitividad Cross/axial	0.0005 g/g
Intervalo de temperaturas de operación	-40°F a 200°F
Peso (SSA-302)	5 kg
(DSA-302)	2.3 kg

TABLA 4.2 PIEZOMETROS ELECTRICOS PE-2020.

## CARACTERISTICAS

Intervalo	0 7 kg/cm
Precisión	$\pm 1 \%$ de la escala total
Respuesta de frecuencia	0 a 20 Hz
Tamaño	2.54 cm de diámetro exterior 15.2 cm de longitud

TABLA 4.3 ACELEROGRAFOS DCA-300P-09.

## CARACTERISTICAS

Número de canales de entrada	9
Número de casets	3
Velocidad de muestreo	100 muestras/s
Intervalo dinámico	72 db pico a pico (12 bits)
Tiempo de grabación	30 min
Resolución	12 bits
Disparo	Ajustable entre 0.5 a 100 % de la escala total

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

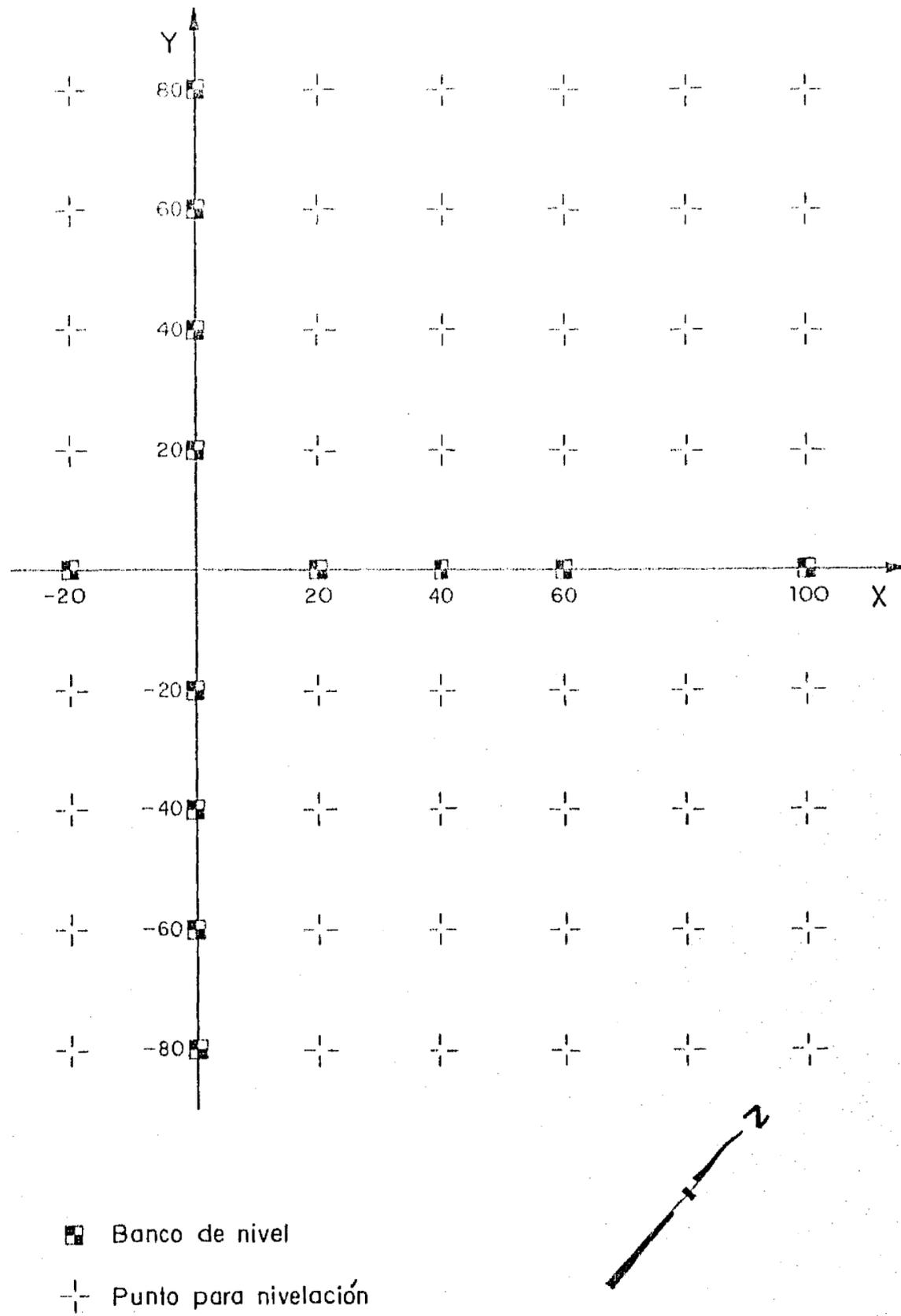
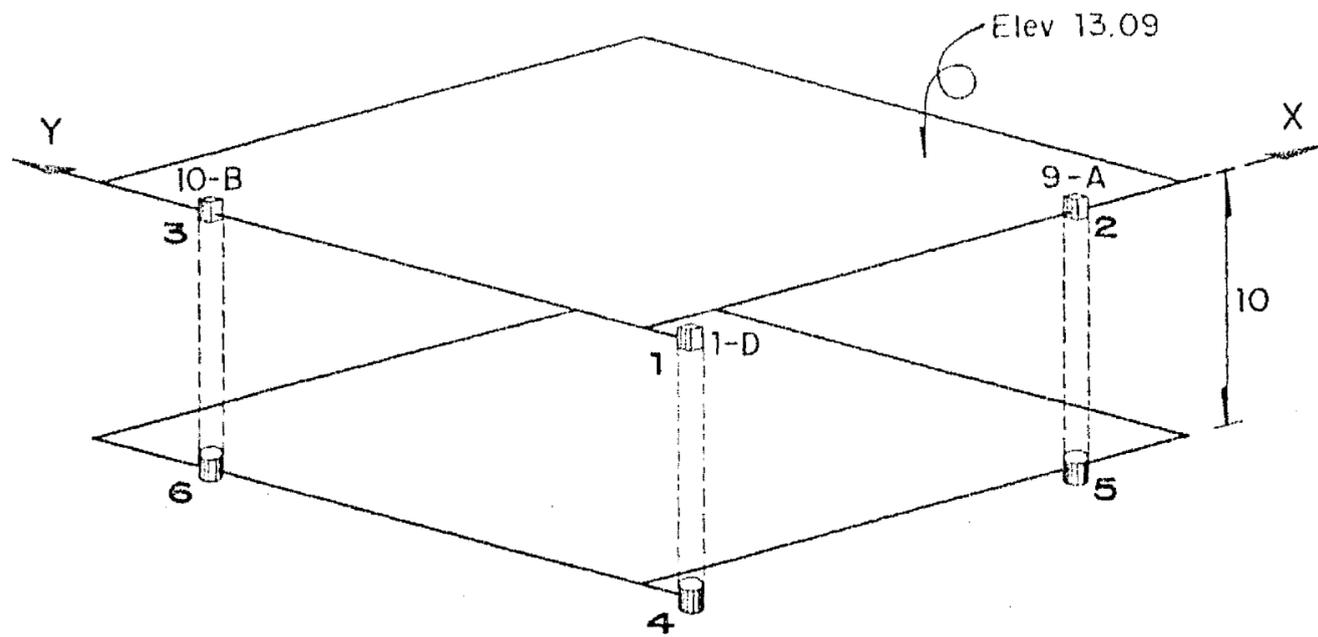


Fig 4.1 Localización de bancos de nivel y cuadrícula para nivelación



Servo-acelerómetro triaxial de:

-  Superficie
-  Profundidad
- Profundidad de plano, en m
- i* Identificación de aparato

*Fig 4.2 Localización de acelerógrafos*

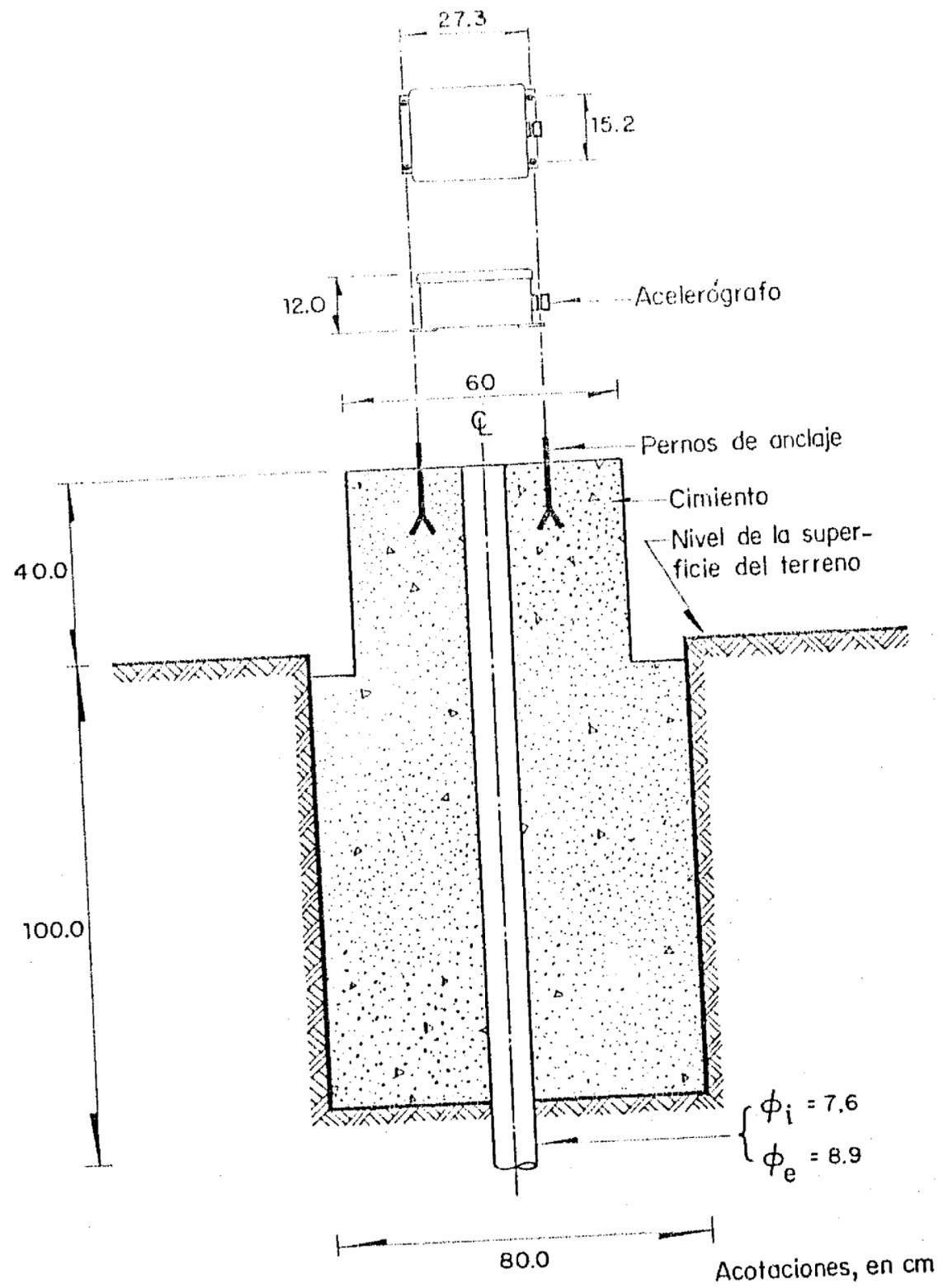
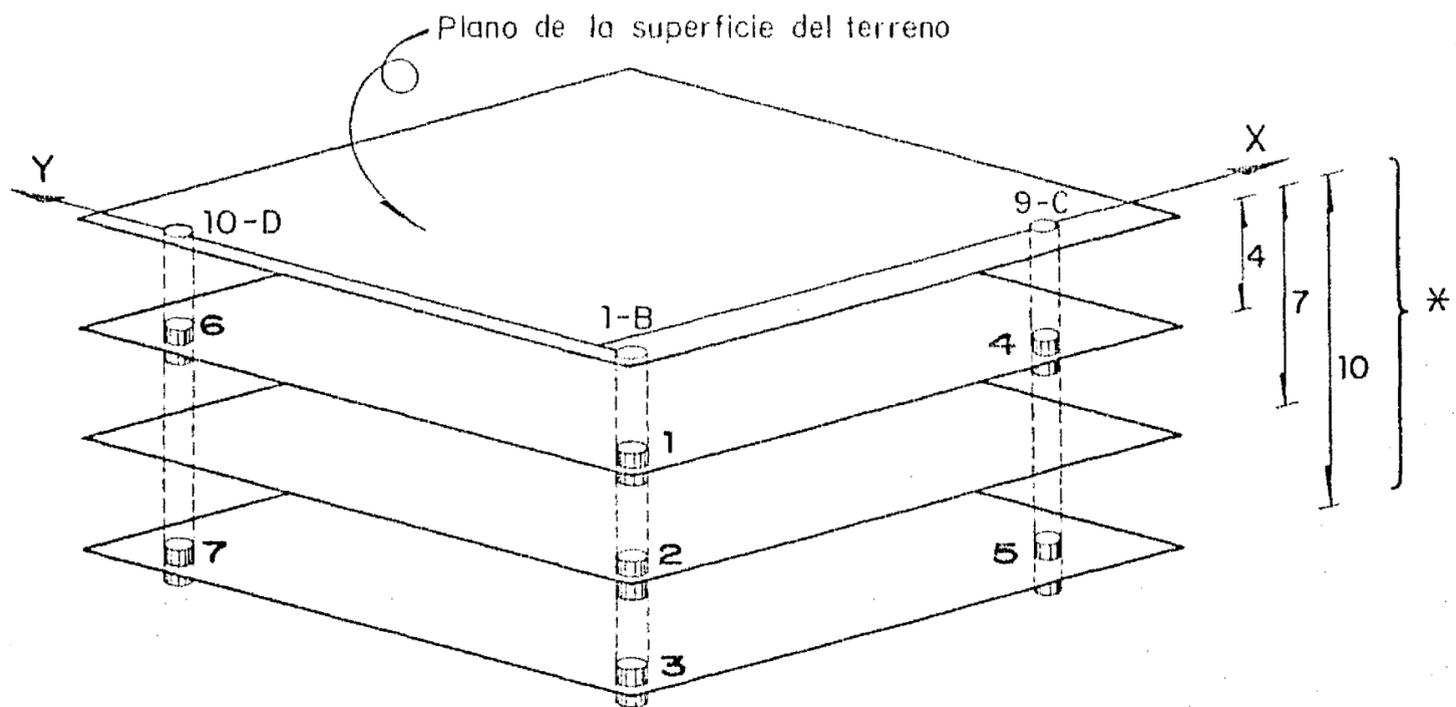


Fig 4.3 Detalle de montaje de acelerómetros



Profundidad de planos, en m

○ Sondeo

▤ Transductor de presión de poro

i Identificación de aparato

\* Estas dimensiones deberán ajustarse en el campo

*Fig 4.4 Localización de transductores de presión de poro*

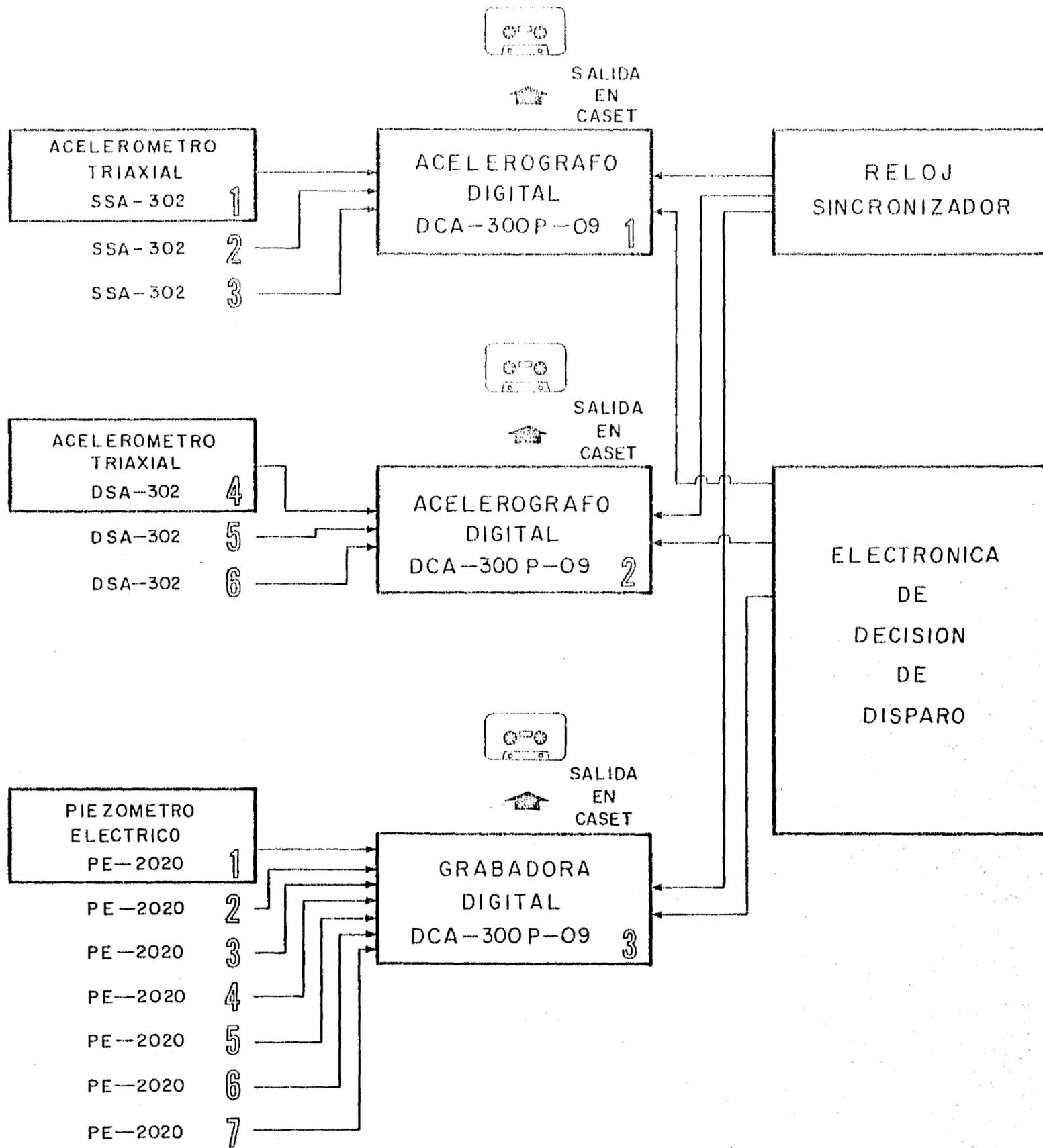


Fig 4.5 Diagrama del sistema de adquisición de datos

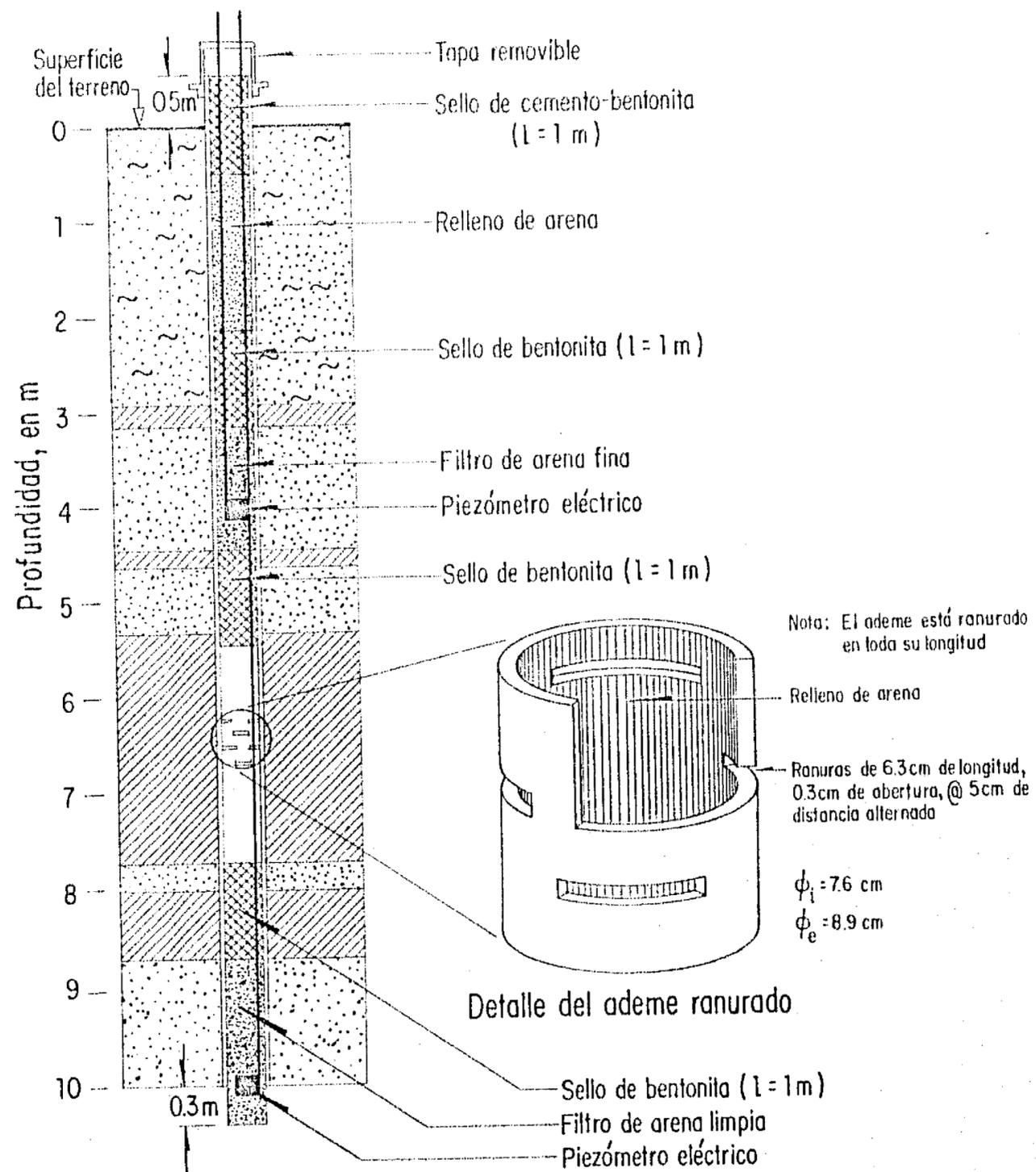
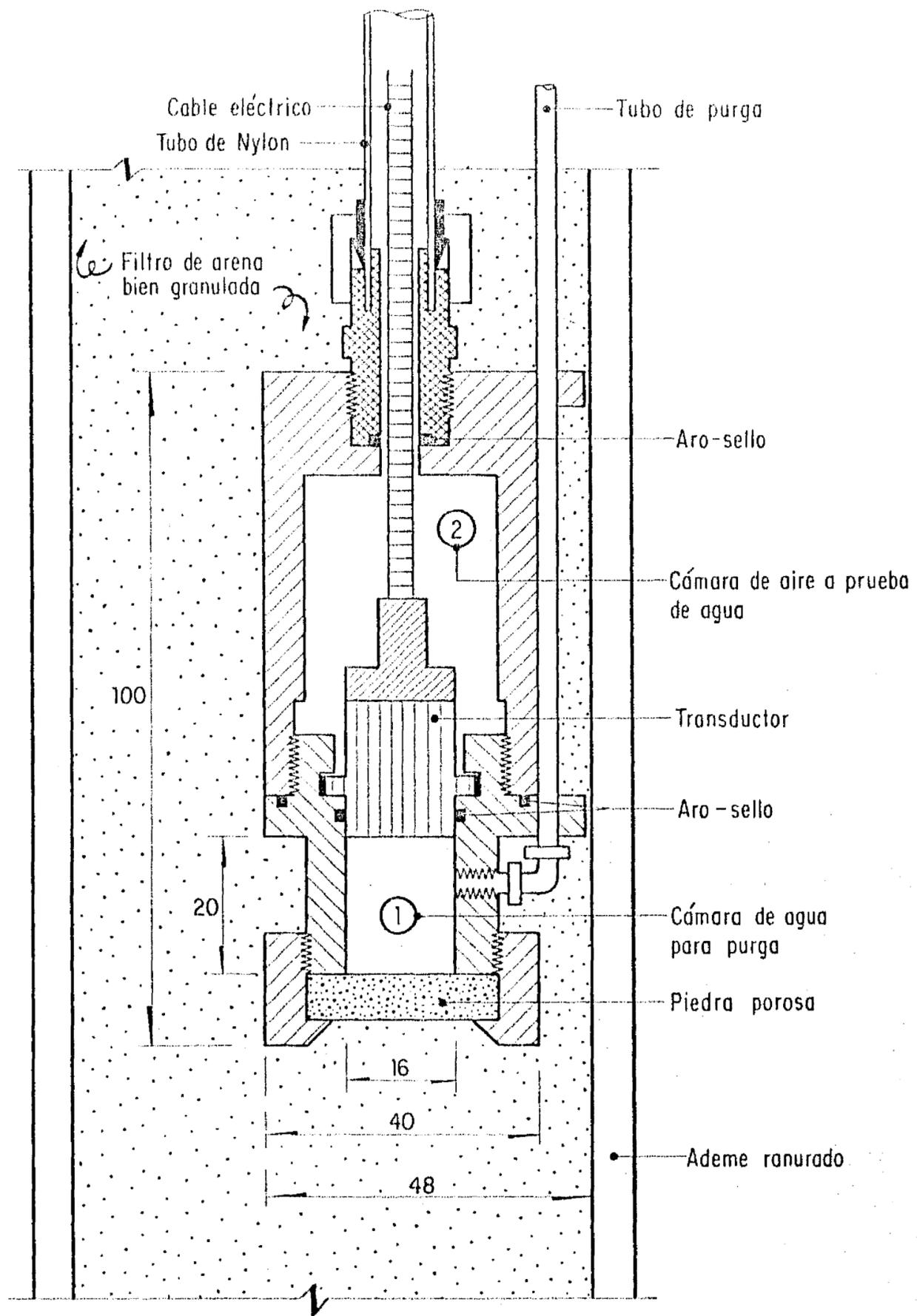


Fig 4.6 Esquema de colocación de piezómetros en el sondeo 9C



Acotaciones, en mm

Fig 4.7 Detalle de montaje de piezómetros

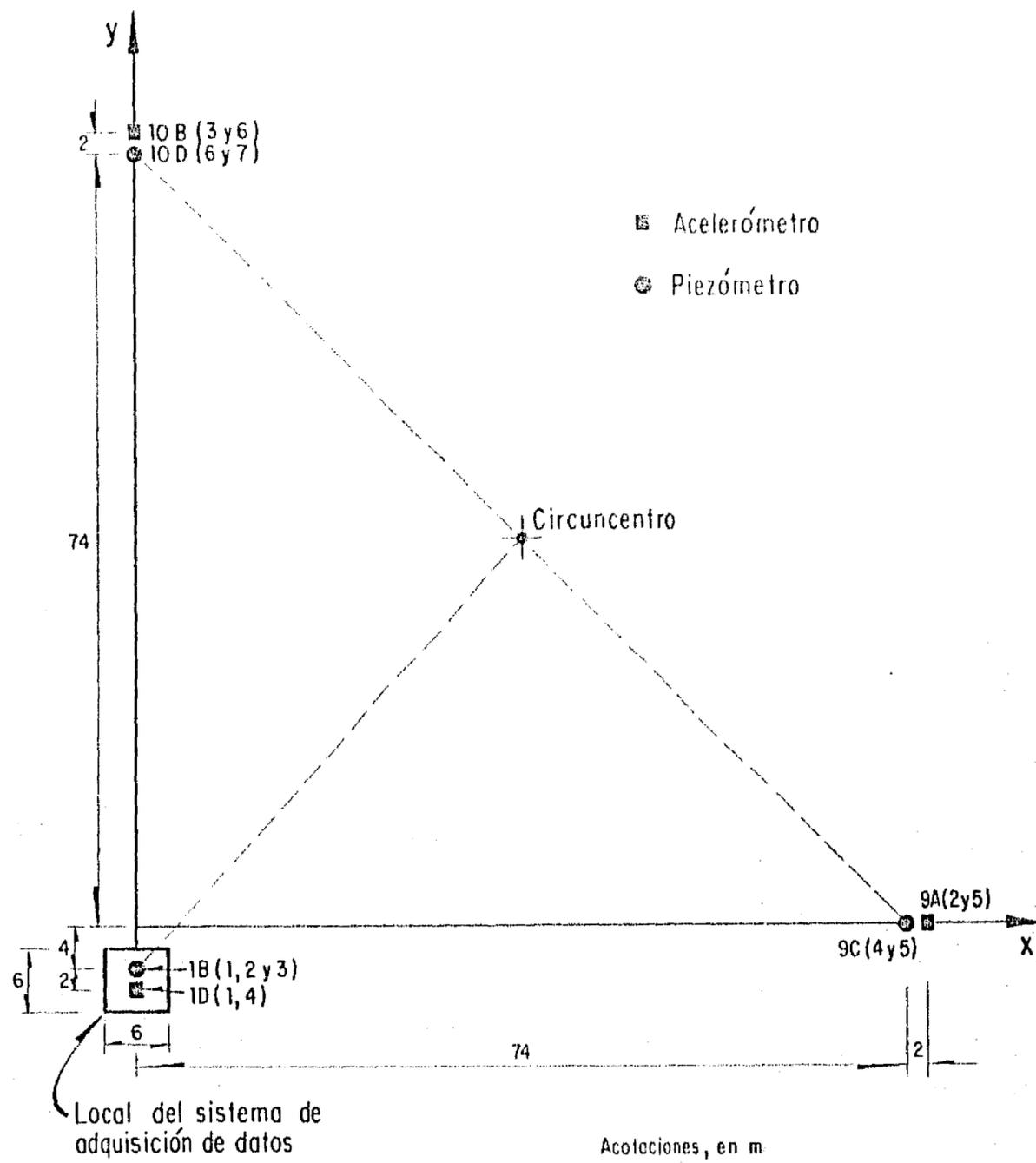


Fig 4.8 Localización de instrumentos en planta

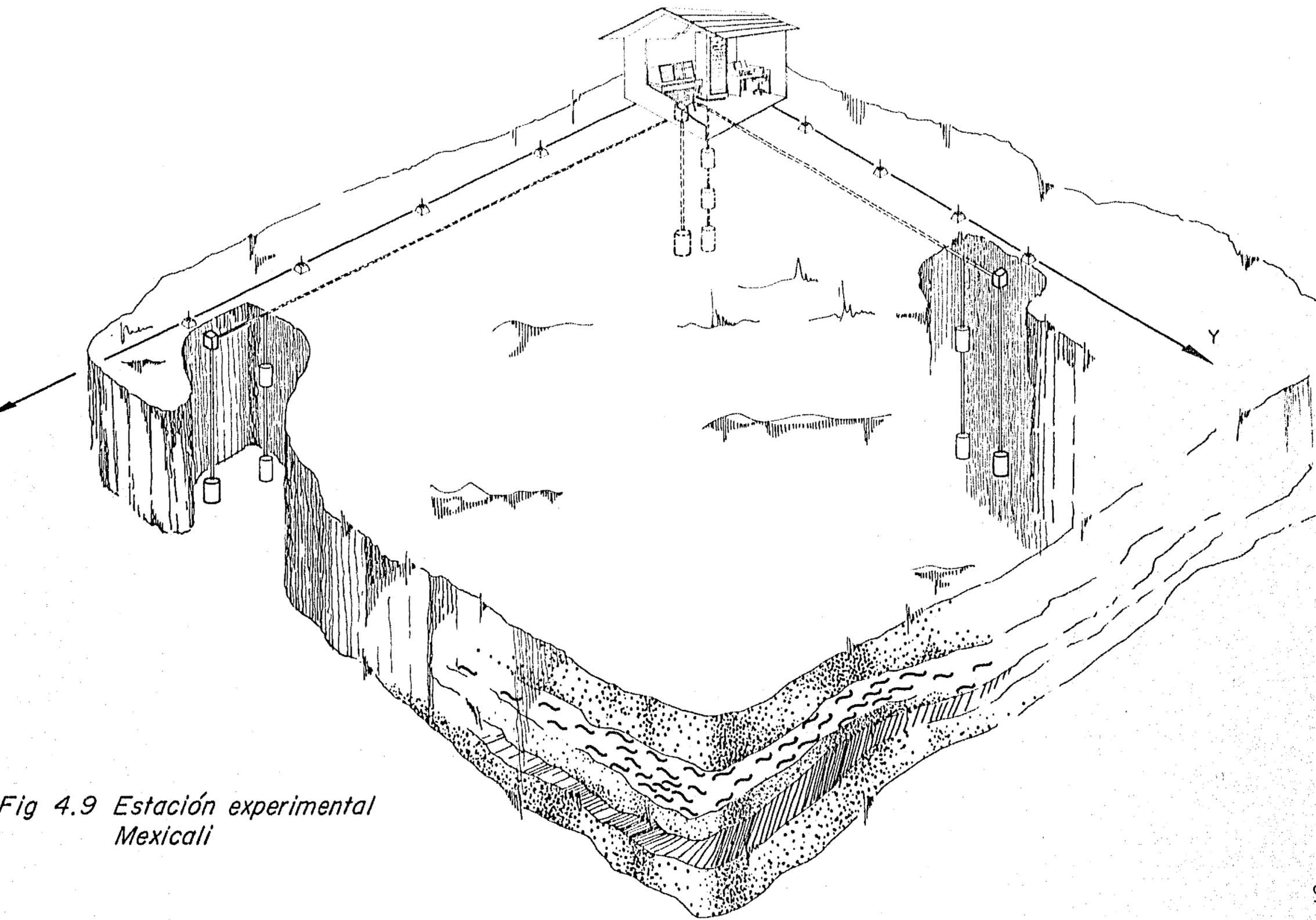


Fig 4.9 Estación experimental Mexicali

## 5. METODOLOGIA PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION DE CAMPO

### 5.1 *Introducción*

La observación de los fenómenos naturales que se busca entender muestra que no suceden en forma arbitraria o caótica, sino que manifiestan una notable regularidad. Al respecto, la tarea y reto que se le presentan al investigador es penetrar en la naturaleza de esa regularidad.

Para lograr tal propósito, una de las acciones necesaria es lograr una representación accesible del fenómeno que se desea estudiar; este proceso se denomina modelación.

El desarrollo de un modelo (M) de un fenómeno (F) implica un conjunto de proposiciones y relaciones acerca de (F) que permiten una caracterización y la predicción de un conjunto de respuestas ( $R_i$ ) para un conjunto de estímulos ( $X_i$ ).

Un modelo (M) es una representación de un sistema (S) expresado en forma tal que las conjeturas acerca del comportamiento de (S) puedan ser puestas a prueba.

Lo anterior conduce a establecer dos condiciones básicas para elaborar modelos que permitan entender un fenómeno:

- a) La ciencias de la naturaleza sin una base experimental son imposibles.
- b) La formulación de modelos debe tener una gran diversidad de formas.

La primera condición implica que el paso inicial para la formulación de un modelo (M), es obtener dos conjuntos de datos estímulos (X) y respuestas ( $R_i$ ) acerca del fenómeno (F) que se desea representar.

Es decir, que el punto de partida para la modelación de un sistema es la observación misma; además debe tenerse presente que la solidez de la ciencia se puede medir por su capacidad para hacer *observaciones y predicciones o estimaciones racionales*.

Todo lo anterior implica que los *hechos* no cambian; los modelos sí, es decir, que el pensamiento no condiciona a los *hechos*, sino los *hechos* al pensamiento.

La segunda condición se refiere a la necesidad de considerar diversos tipos, categorías o niveles de la modelación debida a:

- a) Grado de fidelidad, requerida o posible, del fenómeno por modelar
- b) Complejidad del problema
- c) Perfiles previos (individuales o institucionales)

## 5.2 Modelos

### • Descriptivos

Son aquellos que intentan describir una *regularidad observada* sin necesidad de buscar la explicación de la *observación* realizada. Representan la primera etapa de la racionalidad, generalización y estructuración de una teoría.

### • Matemáticos

Es el conjunto de expresiones simbólicas que representan, en cierto grado, a un sistema real en el sentido de que una relación estímulo-respuesta del sistema prototipo es aceptablemente representado.

La confianza en un modelo matemático se evalúa mediante la confrontación de conjuntos de datos (estímulos o entradas) diferentes a los que sirvieron de base para su formulación.

La formulación de un modelo matemático vincula dos tipos de información.

- a) Datos experimentales provenientes de observaciones lógicamente planeadas
- b) El conocimiento y la visión acerca del sistema que se modela

- De simulación

Cuando un fenómeno o sistema es no lineal y complejo, la solución matemática no siempre es posible; en este caso, los modelos de simulación ofrecen soluciones viables.

Un modelo de simulación puede formularse mediante técnicas intuitivas o heurísticas sin requerir expresar el sistema en forma matemática.

- Análogos

Se utilizan para problemas de difícil solución, o sea mediante la solución experimental de problemas análogos. La técnica es: si se tienen dos fenómenos distintos cuya variación puede explicarse mediante la aplicación de las mismas leyes matemáticas a variables distintas, una vez hallada la solución al primer fenómeno se podrá hallar, a través de un cambio de variables adecuado, la solución de un problema análogo al segundo fenómeno.

La cuestión reviste un interés especial cuando uno de los dos fenómenos se presta a un estudio experimental profundo. En este caso, cualquier problema referente al otro fenómeno se podrá resolver imponiendo y resolviendo experimentalmente el problema análogo para el primero, cambiando las variables una vez finalizado este.

### 5.3 Hipótesis

La idea de un modelo se presenta durante el proceso de interpretación de los hechos; rara vez antes de la producción de estos. Sin embargo, considerando las diferentes funciones de las hipótesis, desde servir de guía para la obtención de datos hasta considerarse supuestos iniciales (axiomas o postulados) de una teoría o enunciar una generalización, se proponen las siguientes hipótesis

- a) La observación en condiciones ambientales reales del comportamiento sísmico de depósitos de suelos granular fino, es indispensable para la comprensión de este fenómeno.
- b) Existe una similitud entre la historia de aceleraciones

en un punto (entrada) y la historia de la generación de presión de poro en el mismo punto (salida).

- c) Existe una similitud entre la historia de esfuerzos constantes en un punto (obtenida a partir de la historia de aceleraciones en el mismo punto) y la historia de la generación de la presión de poro en el mismo punto.
- d) La acumulación o disipación de la presión de poro depende del contenido de frecuencias y amplitudes del acelerograma, permeabilidad del suelo y volumen de suelo definido por la superficie frontera permeable.
- e) Las irregularidades geométricas de la superficie del terreno son relevantes en la respuesta de puntos situados a poca profundidad.

#### 5.4 Interpretación y estructuración conceptual

En este subcapítulo se bosquejan algunas ideas para orientar la actividad del proceso inicial de interpretación y estructuración conceptual (modelación) de las observaciones de campo.

##### • Primera etapa

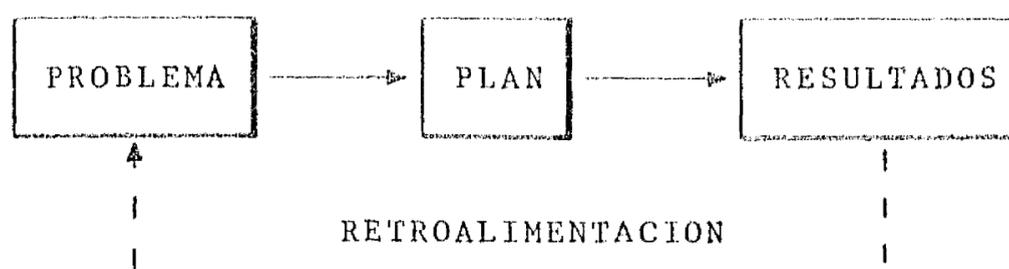
Confrontar los modelos de predicción existentes con las observaciones realizadas. En la fig 5.1 se muestra el diagrama para dicha actividad, una mayor información se encuentra en Díaz Rodríguez, *et al*, (1980) y Finn (1982).

##### • Segunda etapa

Formulación de un plan para la interpretación y desarrollo de un modelo de predicción, basado en las observaciones de la estación experimental.

Dada la complejidad del problema, se requiere efectuar un conjunto ordenado de acciones sistemáticas que conduzcan a la elaboración del plan. Para tal fin se considera indispensable la combinación de la teoría de sistemas (Bertalanffy, 1976, Forrester, 1968 y Salazar Resines, 1979a) y la metodología de la ciencia o método científico (Bunge, 1980 y Ackoff, 1962).

El planteamiento global de la situación puede resumirse en



El plan debe tener retroalimentación, es decir, búsqueda de un nuevo entendimiento del problema, tal vez, una nueva definición del problema.

### 5.5 Despliegue de algunos aspectos del plan

Conviene utilizar un esquema de carácter general como el propuesto por Salazar Resines (1979b). Con base en este se presenta a continuación un despliegue de las categorías (niveles de abstracción) a través de las afirmaciones correspondientes, y que además sea prudente y posible efectuar.

I. Como etapa inicial debe considerarse el DIAGNOSTICO del problema, constituido por dos niveles:

#### a) Situaciones, circunstancias y justificaciones

- Antecedentes del problema (se describieron en el Cap 1).
- Se estima que el grado de urgencia o de prioridad para la realización del plan es grande.
- La construcción de la estación experimental es el recurso material más importante.
- Los recursos humanos son de diversa índole, van desde el personal de mantenimiento hasta la integración de grupos de investigación a cargo de aspectos diversos, tales como comparación y validación de modelos existentes, evaluación de propiedades y desarrollo de la metodología en detalle (modelos).

#### b) Perfiles previos institucionales e individuales

- o El perfil cognoscitivo previo (vivencia y experiencia en el procesamiento de datos) que se tiene hasta la fecha es escaso.

- El perfil de habilidades previas (experiencias y casos) es escaso.
- El perfil preferencial (interés, aplicación y necesidad) es alto.

## II. PERCEPCION EXTERNA

- Los *objetos* que se deben considerar en el plan son: la estratigrafía, la posición del nivel de aguas freáticas, las historias de aceleraciones y de generación de presión de poro, las relaciones de vacíos los coeficientes de permeabilidad, las irregularidades de la superficie del terreno, y la ubicación (en planta y en elevación) de los puntos instrumentados.
- Los *objetos* observables del plan está ubicados en el sitio de la estación experimental.

## III. DESCRIPCION

- Descripción de los *objetos* considerados (Cap 3).
- Todos los *objetos* considerados necesitan ser estudiados en forma simultánea.
- Los *objetos* deben observarse periódicamente (una vez por semana como mínimo), además durante y después de la ocurrencia de un sismo.

## IV. CLASIFICACION

- Los *objetos* se pueden ubicar en los siguientes campos: Mecánica de Suelos, Dinámica de Suelos, Ingeniería Sísmica y Mecánica de Medios Continuos.

Los niveles de abstracción restantes conviene desarrollarlos después de las primeras observaciones.

### 5.6 Ubicación del nuevo enfoque

La fig 5.3 muestra la ubicación del enfoque presentado en este trabajo; al respecto, conviene señalar dos premisas fundamentales:

- Es necesaria la búsqueda de un diferente entendimiento del fenómeno que nos ocupa, a través de una nueva alternativa.
- La investigación realizada hasta la fecha ha aportado valiosos hallazgos.

La primera premisa es la tesis fundamental de este trabajo; respecto a la segunda, conviene aclarar que a pesar de las limitaciones y deficiencias señaladas a la investigación realizada hasta la fecha, esta ha resultado de gran utilidad para orientar las ideas y fundamentar la crítica de la base experimental que sostiene el conocimiento sobre el fenómeno en estudio.

La interacción entre lo establecido y el nuevo enfoque deberá modificar nuestro conocimiento, permitiendo ubicar las contribuciones obtenidas hasta el momento y darle cabida a alternativas, tales como las de Díaz Rodríguez, Weckmann e Iturbe (1973), que combinan la utilidad de las condiciones de corte simple y la ventaja de muestras gigantes (30 x 60 x 90 cm).

A través de los criterios y estrategias de evaluación de resultados (confrontación) se planteará una nueva definición del problema, dando origen a una forma recurrente entre las fases analítica y experimental.

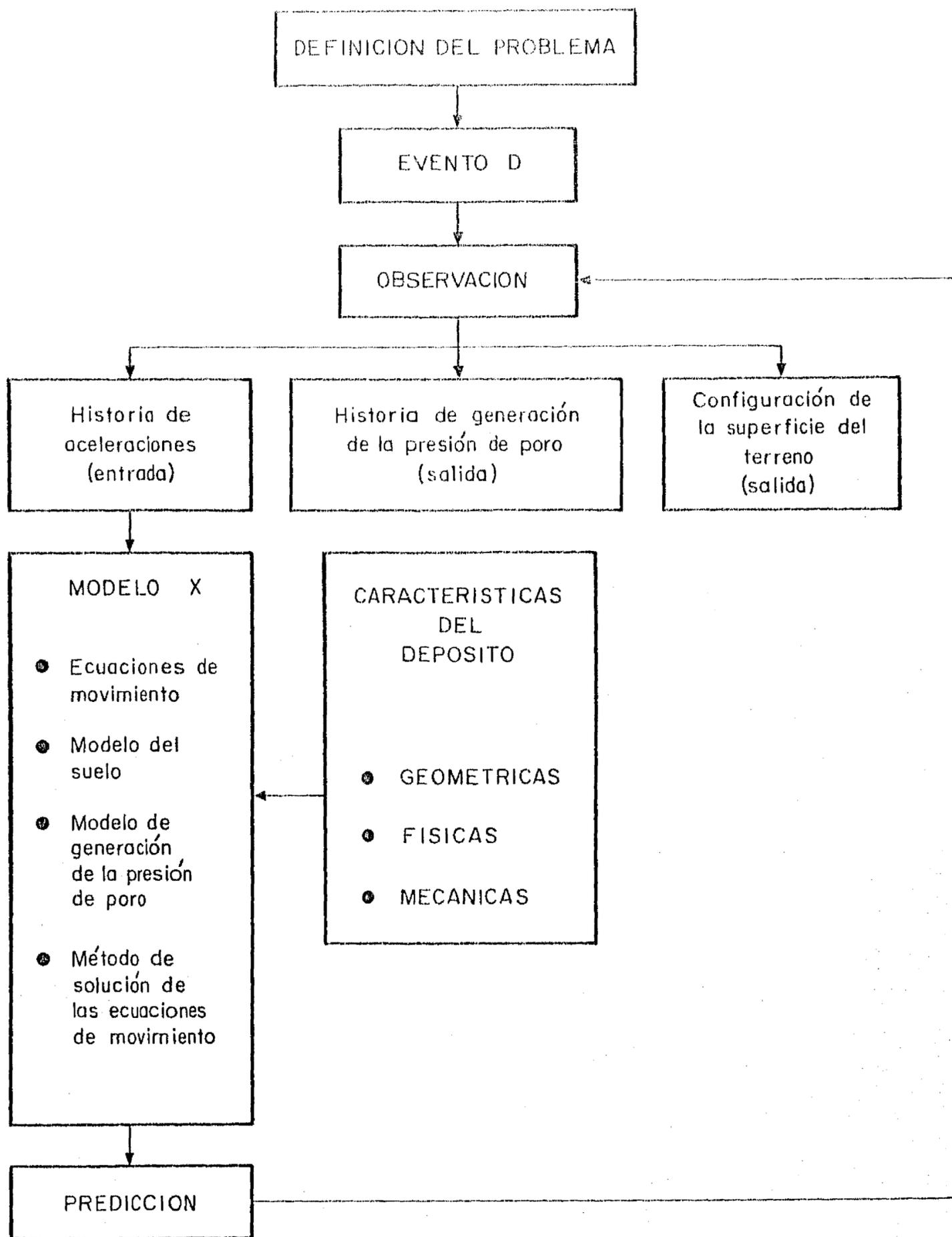
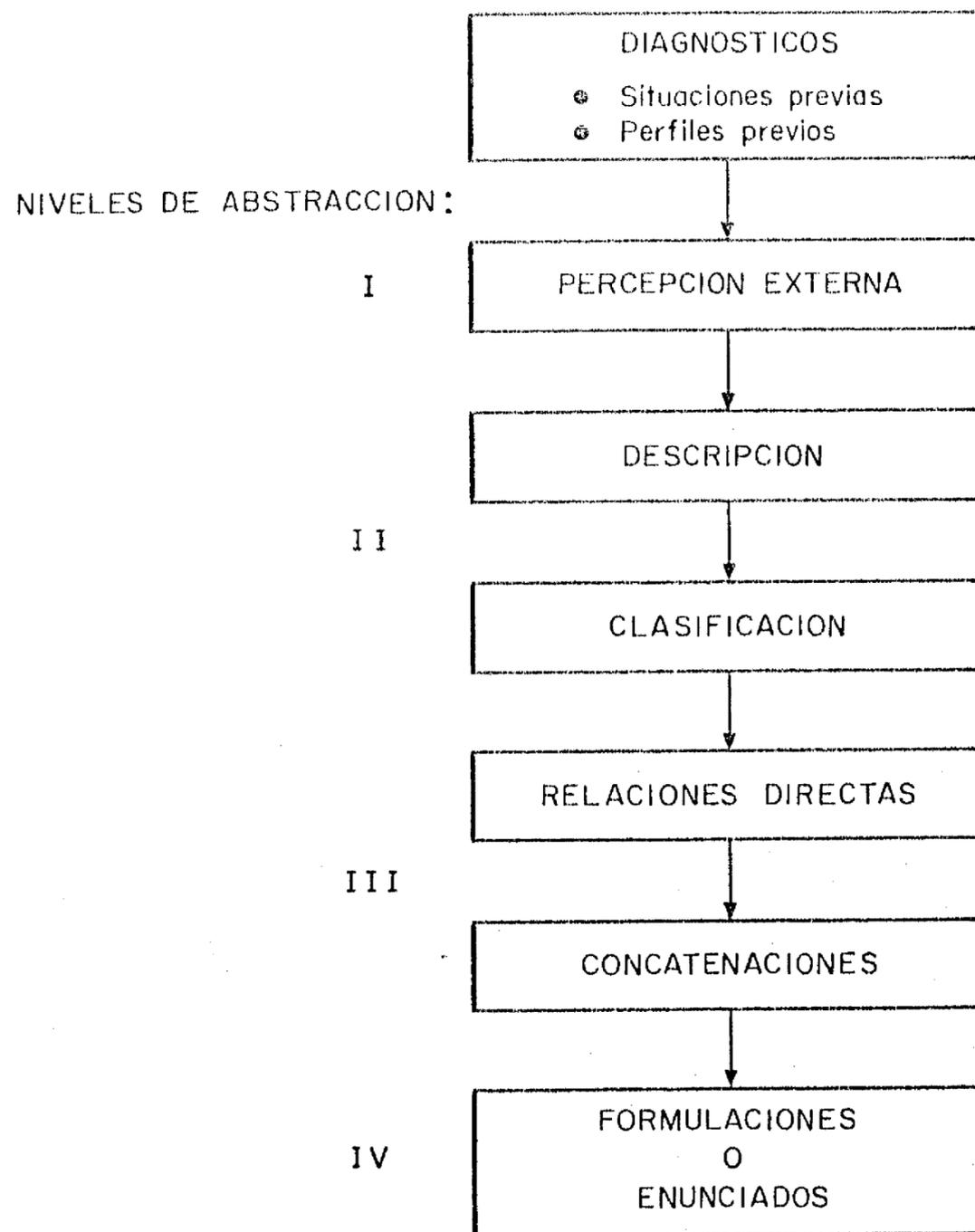
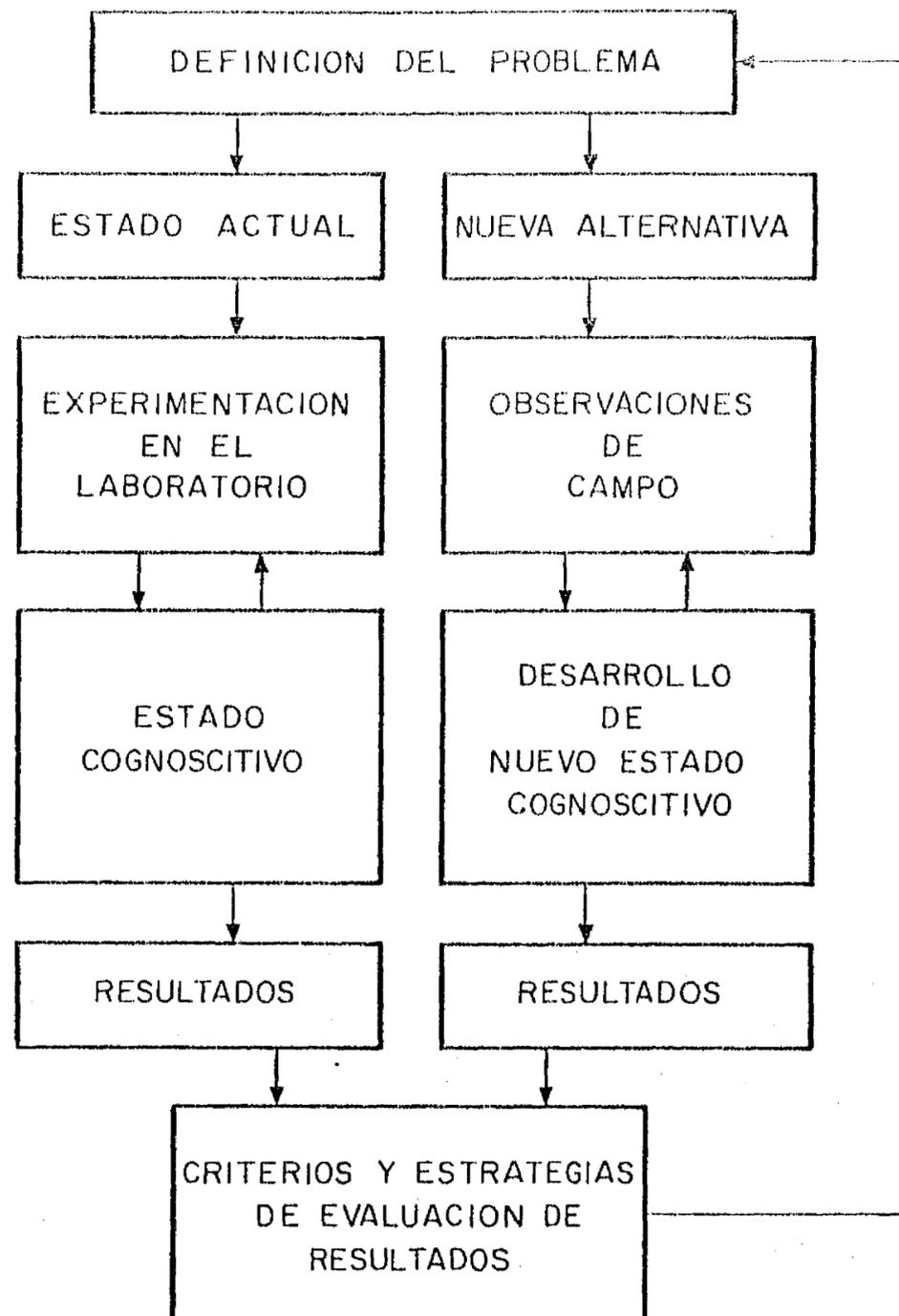


Fig 5.1 Esquema para la confrontación de modelos de predicción



*Fig 5.2 Formulación /enunciado de un plan  
(Salazar Resines, 1979 b)*



*Fig 5.3 Esquema de interacción de los estados cognoscitivos actual y futuro*

## 6. CONCLUSIONES

### 6.1 Generales

El comportamiento sísmico de los depósitos naturales de suelos granulares finos en estado saturado.

- Constituye uno de los problemas que aún no ha sido bien comprendido.
- Está afectado por los factores, tales como edad del depósito, estructura *in situ*, historia previa de esfuerzos, etc, los cuales son anulados en muestras reconstituidas en el laboratorio o por la alteración de las muestras provocada durante el muestreo.
- Además, un análisis crítico de la situación induce una confrontación que lleva a la insatisfacción del conocimiento sobre el tema, iniciando una conciencia cada vez mayor de que las teorías existentes no funcionan adecuadamente en la comprensión del fenómeno.
- El análisis crítico puede inducir a una crisis que es el preámbulo apropiado para el surgimiento de nuevas ideas y teorías.
- Este trabajo propone la búsqueda y obtención de nuevos hechos a través de la observación y registro del comportamiento, en condiciones ambientales reales, de un depósito de suelo granular fino ante la ocurrencia de eventos sísmicos.
- El valle de Mexicali ofrece las condiciones ambientales adecuadas para el estudio del comportamiento sísmico de

depósito de suelos granulares finos.

- Por tanto, aquí se presenta el análisis, planeación y diseño de un laboratorio de campo piloto denominado *Estación experimental Mexicali*.

## 6.2 Particulares

- La utilidad de la prueba de penetración estándar (SPT) consistió en obtener muestras remoldeadas (para la clasificación e identificación de suelos) y en la información del número de golpes (N), la cual puede ser utilizada en algunos métodos empíricos.
- El uso del penetrómetro eléctrico, para los sitios estudiados en este trabajo, puede considerarse como una herramienta confiable para
  - La definición de las fronteras en una columna estratigráfica
  - La identificación y clasificación de los suelos del depósito, verificada mediante muestreo inalterado
  - La determinación indirecta de la compacidad relativa
  - La elaboración de mapas de susceptibilidad a la licuación de los suelos granulares finos para un nivel de diagnóstico preliminar cuya experiencia se iniciaría con esta investigación y podría ser aplicable a otras zonas de la República
- Por su parte el uso del piezocono representó
  - Información complementaria para la identificación y clasificación de suelos
  - Identificación adicional de las fronteras según su permeabilidad
  - Determinación indirecta, únicamente para un nivel indicativo del coeficiente de permeabilidad

## 7. RECOMENDACIONES

- a) Dado que la investigación científica tiene como objeto, entre otros, la comprensión de los fenómenos naturales, es necesario lograr una representación accesible del fenómeno que se desea estudiar, es decir, su modelación; para lograrla deberá basarse en dos conjuntos de datos: estímulos y respuestas, es decir, *hechos*. Para la búsqueda de estos se recomienda la construcción de la *Estación experimental Mexicali* descrita en el trabajo.
- b) Con base en la observación y registro fidedigno del comportamiento del depósito, plantear una o varias hipótesis explicativas de los datos, que permita el desarrollo de un modelo teórico.
- c) Confrontar el modelo teórico con nuevos datos, obteniendo conclusiones que modifiquen las hipótesis y la misma configuración inicial tridimensional de la *Estación experimental*.
- d) Repetir los pasos b y c en forma recurrente hasta lograr un nivel de conocimiento que permita aumentar el grado de madurez alcanzado en el tema.

## 8. RECONOCIMIENTO

Se agradece a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos el patrocinio de esta investigación, en particular a la Subdirección de Investigación y Desarrollo Experimental a cargo del Ing. Antonio Mosqueda Tinoco.

A los doctores Leonardo Zeevaert Wiechers y Javier Salazar Resines sus alentadores y valiosos comentarios y sugerencias

A los doctores Raúl J. Marsal, Luis Esteva Maraboto y Eulalio Juárez Badillo sus acertadas sugerencias.

A Silvia Miranda Camacho su paciente y esmerado trabajo de mecanografía de las innumerables versiones y modificaciones que precedieron a este trabajo y la verificación de numerosos detalles.

A la Lic. Guadalupe Ramírez su apoyo con material bibliográfico.

A Alfonso Gutiérrez la versión final de las figuras, al Lic. Roberto Llanas la revisión de estilo y a Moisés Herrera la primera versión de figuras.

Al personal de la representación de la SIDE en la ciudad de Mexicali, su colaboración en los trabajos de campo, particularmente la que brindó el Ing. Rafael Castillo.

Finalmente, un agradecimiento sincero en general a todos aquellos que de alguna forma coadyuvaron en la realización de este trabajo.

## 9. REFERENCIAS

- Ackoff, R.L. (1962).  
"Scientific Method", John Wiley and Sons, INC
- Asimow, M. (1962).  
"Introduction to Design", Prentice-Hall, N.Y.
- Bernard, C. (1944).  
"Introducción al estudio de la medicina experimental",  
Buenos Aires, Losada.
- Bertalanffy, L. (1976).  
"Teoría general de los sistemas", Fondo de Cultura Eco-  
nómica, México
- Biot, M.A. (1961).  
"Mechanics of Deformation and Acoustic Propagation in  
Porous Media", J. Appl. Phys., Vol. 33, No. 4:1482-1498
- Booker, J.R., Rahman, M.S., and Seed, H.B. (1976).  
"GADFLEA. A Computer Program for the Analysis of Pore  
Pressure Generation and Dissipation During Cyclic or  
Earthquake Loading", Report No. EERC 76-24, Earthquake  
Engineering Research Center, University of California,  
Berkeley, Cal.
- Bunge, M. (1980).  
"La investigación científica", Ed. Ariel, Barcelona-Ca-  
racas, México

CFE (1980).

"Comportamiento de las presas El Infiernillo y La Villita, incluido el temblor de marzo 14, 1979", Comisión Federal de Electricidad, México

Campanella, R.G., and Robertson, P.K. (1982).

"State of the Art in In Situ Testing of Soils: Developments since 1978", January

Casagrande, A. (1936).

"Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the the Stability of Slopes and Earth Fills", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January

Casagrande, A. and Watson, J. D. (1938).

"Compaction Tests and Critical Density Investigation of Cohesionless materials for Franklin Falls Dams", Appendix BII in Report to U.S. Engineer Corps, Boston, Mass.

Casagrande, A. (1976).

"Liquefaction and Cyclic Deformation of Soils: A Critical Review", Harvard Soil Mechanics Series No. 88

Castro, G. (1969).

"Liquefaction of Sands", Harvard Soil Mechanics Series No. 81, January

Christian, J.T., and Swiger, W.F. (1975).

"Statistics of Liquefaction and SPT Results", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT11, November: 1135-1150

Díaz Rodríguez, J.A., Weckmann, O. e Iturbe, R. (1973).

"Licuación de arenas. Primera parte", Instituto de Ingeniería, UNAM, publicación 319

Díaz Rodríguez, J.A., (1980).

"Modelos Numéricos de la Dinámica de Suelos o Comportamiento Sísmico de Depósitos de Arena", X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia, Mich.

Díaz Rodríguez, J.A. (1982).

"Investigación de las condiciones del subsuelo en el Distrito de Riego 14, BCN", Informe Interno, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

Douglas, B.J., and Olson, R.S. (1981).

"Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer", Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Div., ASCE, St. Louis, October

- Figueroa, J.A. (1973).  
 "Sismicidad en Baja California", Instituto de Ingeniería  
 Universidad Nacional Autónoma de México, No. 321 México  
 xico  
 13p
- Finn, W.D.L., Bransby, P.L., and Pickering, D.J. (1970).  
 "Effect of Strain History of Liquefaction on Sand",  
 Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,  
 ASCE, Vol. 96, No. SM6: 1917-1934
- Finn, W.D.L., Byrne, P.M., and Martin, G.R. (1976).  
 "Seismic Response and Liquefaction of Sands", Journal of  
 the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102,  
 No. GT8, August
- Finn, W.D.L., Lee, K.W., and Martin, G.R. (1977).  
 "An Effective Stress Model for Liquefaction", Proc.,  
 ASCE, Vol. 103, No. GT6z: 517-533
- Finn, W.D.L. (1982).  
 "Dynamic Analysis and Liquefaction-Emerging Trends",  
 Proc. of the Third International Conference on Micro-  
 zonation, Texas, Austin
- Florin, W. A., and Ivanov, E.L. (1971).  
 "Liquefaction of Saturated Sandy Soils", Proc. Fifth  
 International Conference on Soil Mechanics and Founda-  
 tions Engineering, Paris, France
- Forrester, J.W. (1968).  
 "Principles of Systems", MIT Press Cambridge,  
 Massachusetts
- Ghaboussi, J., and Wilson, E.L. (1972).  
 "Variational Formulation of Dynamics of Fluid-Saturated  
 Porous Elastic Solids" J. Eng. Mech. Div., Proc., ASCE,  
 Vol. 98, No. EM4
- Ghaboussi, J., and Wilson, E. L. (1973).  
 "Liquefaction Analysis of Saturated Granular Soils",  
 Proc. VWCEF, Vol. 1, Rome
- Ghaboussi, J., and Umit Dikmen, S. (1978).  
 "Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sands",  
 J. Geotech. Eng. Div., Proc. ASCE, Vol. 104, No. GT3
- Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. (1972).  
 "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation  
 and Curves", Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM7: 667-692

- Ishihara, K., Tatsuoka, F., and Yasuda, S. (1975).  
"Undrained Deformation and Liquefaction and Sand Cyclic Stress", Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1
- Ishihara, K., Lysmer, J., Yasuda, S., and Hirao, H. (1976)  
"Prediction of Liquefaction in Sand Deposits During Earthquakes", Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Soil and Foundations, Vol. 16, No. 1, March
- Ishihara, K., Shimizu, K., and Yamada, Y. (1981).  
"Pore Water Pressures Measured in Sand Deposits During an Earthquake", Soil and Foundations, Vol. 21, No. 4
- Kishida, H. (1969).  
"Characteristics of Liquefied Sands During Mino-Owari, Tohnarkai and Fukui Earthquakes", Soil and Foundations, Vol. IX, No. 1
- Kovacs, W.D., and Salomone, L.A. (1982).  
"SPT Hammer Energy Measurement", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT4, April: 599-620
- Ladd, R.S. (1974).  
"Liquefaction Behavior of Sands as Determined in the laboratory", Seminar at Columbia University on 21 March
- Ladd, R.S. (1976).  
"Effects of Specimen Preparation on the Cyclic Structural Stability of Sands", Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia
- Lee, K.L., and Albaisa, A. (1974).  
"Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100 No. GT4, April
- Lee, K.W. (1975).  
"Mechanical Model for the Analysis of Liquefaction of Horizontal Soil Deposits", PhD. Thesis, Columbia, Vancouver
- Liou, C.P., Streeter, V.L., and Richart, F.E. Jr. (1977).  
"Numerical Model for Liquefaction", Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT6: 589-606
- Lomnitz, C., et al (1970).  
"Sismicidad y Tectónica de la región norte del Golfo de California", Geofísica Internacional, Vol. 10, No. 2

- Marsal, R.J., (1961).  
"Behaviour of a Sandy Uniform Soil During the Jalisco Earthquake Mexico", Proc. 5th Internatl. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engineering, Vol. I: 224-233
- Marsal, R.J. y Ramírez de Arellano (1965).  
"Presa El Infiernillo. Observaciones durante el periodo de construcción y el primer llenado", Comisión Federal de Electricidad, México
- Martin, P.P. (1975).  
"Non-linear Methods for Dynamic Analysis of Ground Response", PhD. Thesis, University of California, Berkeley, Calif.
- Mattiesen, R.B., and Porcella, R.L. (1979).  
"Strong-motion Data Summary Imperial Valley Earthquake of October 15, 1979 and aftershocks", Geological Survey Circular 818-C, Seismic Engineering Program Report, September-December
- Mulilis, J.P., Chan, C.K., and Seek, H.B. (1975).  
"The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of Sands", Report No. EERC 75-18, University of California, Berkeley
- Ohsaki, Y. (1966).  
"Niigata Earthquake, 1964. Building Damage and Soil Condition", Soil and Foundation, 6(2)
- Ohsaki, Y. (1969).  
"Effects of Sand Compaction on Liquefaction During the Tokachioki Earthquake", Proceedings Second Seminar on Soil Behavior and Ground Response During Earthquakes, August
- Pyke, R.M. (1979).  
"Nonlinear Soil Models for Irregular Cyclic Loading", J. Geotech. Eng. Div., Proc. ASCE, Vol. 105, No. GT6
- Reyes, A.Z. (1980).  
"Reporte preliminar del sismo Victoria, B.C.N. del 8 de junio de 1980 (M = 6.7)", Informe técnico GE080-02, Depto. de Geofísica CICESE
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., and Wightman, A. (1982)  
"SPT-CPT Correlations", submitted to ASCE Geotechnical Eng. Div. Journal for review, October
- Salazar Resines, J. (1979a).  
"Enfoque de sistemas en la educación (teoría de gráficas) Ed. Limusa, México

- Salazar Resines, J. (1979b).  
 "Modelos esquemáticos para la elaboración de planes en la educación superior", ANUIES, México
- Schmertman, J.H. (1978).  
 "Study of Feasibility of Using Wissatype piezometer Probe to Identify Liquefaction Potential of Saturated Fine Sands", Technical Report S-78-2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972).  
 "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Residencia General de Geohidrología en Baja California. Representación General (1979).  
 "Temblor; octubre 15, 1979", 40 fotos, Mexicali, BCN 45 h
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Representación General, BCN (1980).  
 "Efectos del sismo que se registró el día 8 de junio en la noche de 1980", 33 fotos, Mexicali, BCN 43 h
- Seed, H.B., and Lee, K.L. (1966).  
 "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM6: 105-134
- Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1967).  
 "An Analysis of the Soil Liquefaction in the Niigata Earthquake", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, No. SM3
- Seed, H.B. (1969).  
 "The Influence of Local Soil Conditions on Earthquake Damage", Soil Dynamics Speciality Conference, VII ICSMFD, Mexico
- Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970).  
 "Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis", Report No. EERC 70-10
- Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1971).  
 "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, No. SM9

- Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdasi, F., and Banerjee, K. (1975).  
 "Representative of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress. Series in Liquefaction Analysis", Report No. EERC 75-29, University of California, Berkeley, Calif.
- Seed, H.B., Martin, P.P., and Lysmer, J. (1975).  
 "The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction", Report No. EERC 75-26, University of California, Berkeley, Calif.
- Seed, H.B. (1976).  
 "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes", State of the Art Paper, Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia
- Seed, H.B., Mori, K., and Chan, C.K. (1977).  
 "Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT4, April
- Seed, H.B. (1979).  
 "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, No. GT2
- SRH, CFE e II (1976).  
 "Comportamiento de presas construidas en México", Secretaría de Recursos Hidráulicos, Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Ingeniería, UNAM, Contribución al XII Congreso Internacional de Grandes Presas, México
- Taylor, D.W. (1948).  
 "Fundamentals of Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc.
- Terzaghi, K. (1957).  
 "Shear Characteristics of Quicksands and Soft clay", Proc. Seventh Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, the University at Texas, at Austin
- Torstensson, B.A. (1977).  
 "The Pore Pressure Probe", Nordiske Geotekniske Mote, Oslo, Paper No. 34: 34.1-34.15
- Whitman, R.V. (1971).  
 "Resistance to Soil Liquefaction and Settlement", Soils and Foundations, Vol. 11, No. 4

- Wilson, E.L. (1978).  
"Numerical Methods for Dynamic Analysis", Chap. 6:  
"Numerical Methods in Offshore Engineering", Edited by  
O.C. Zienkiewicz, K.W. Lewis and K.G. Stagg, John Wiley
- Wylie, E.B., and Streeter, V.L. (1976).  
"Characteristics Methods for Liquefaction of Soils", 2nd  
International Conference on Numerical Methods in Geome-  
chanics, Blacksburg, Va.
- Zeevaert, L. (1983a).  
"Foundation Engineering for Difficult Subsoil Condi-  
tions", 2a. edición, Van Nostrand Reinhold Company
- Zeevaert, L. (1983b).  
"Cálculo de la presión sísmica del agua de poro con rela-  
ción a mediciones de campo en arena fina", Publicación  
de la División de Estudios de Posgrado, Facultad de Inge-  
nería, UNAM.
- Zienkiewicz, O.C., Chang, C.T., and Hinton, E. (1978).  
"Non-linear Seismic Response and Liquefaction", Int. J.  
Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 2