



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO
DIRECCIÓN DE POSGRADO
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA U.Z.



PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL PARA
DETERMINAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS
DE UN EDIFICIO DE 23 NIVELES Y LOS EFECTOS
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN CIENCIAS
EN
ESTRUCTURAS

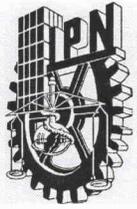
P R E S E N T A

CARLOS ALBERTO TORRES MONTES DE OCA

DIRECTORES:

Dr. David Murià Vila

Dr. Francisco Casanova del Angel



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

SIP-14

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D.F. siendo las 19:00 horas del día 08 del mes de septiembre del 2009 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A.-U.Z. para examinar la tesis de grado titulada:

“PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE 23 NIVELES Y LOS EFECTOS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA”.

Presentada por el alumno:

Torres
Apellido paterno

Montes de Oca
Apellido materno

Carlos Alberto
Nombre(s)

Con registro:

A	0	4	0	0	9	6
---	---	---	---	---	---	---

aspirante de:

Maestro en Ciencias en Estructuras

Después de intercambiar opiniones los miembros de la Comisión manifestaron **SU APROBACIÓN DE LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Director de tesis

 _____ Dr. Francisco Casanova del Angel	 _____ Dr. David Muriá Vila	 _____ Dr. Ramsés Rodríguez Rocha
 _____ Dr. Esteban Flores Méndez	 _____ Dr. Celestino Valle Molina	

EL PRESIDENTE DEL COLEGIO

 M. en C. Pino Durán Escamilla

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 UNIDAD ZACATEPEC
 MEXICO
 SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESION DE DERECHOS

En la Ciudad de México D.F. el día 13 del mes de octubre del año 2009, el que suscribe C. Carlos Alberto Torres Montes de Oca alumno del Programa de maestría en ciencias en estructuras con número de registro A040096, adscrito a la Sección de Estudios de Posgrado e Investigación de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura (E.S.I.A-UZ), manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección de los Drs. David Murià Vila y Francisco Casanova del Angel y cede los derechos del trabajo intitulado PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE 23 NIVELES Y LOS EFECTOS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o directores del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección ktcate2@hotmail.com . Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

Carlos Torres.

Nombre y firma

Dedico este trabajo:

A Dios (Jehová)
A mis padres (Ricardo y Martha)
A mi esposa (Tania)
A mis hermanos (Alma, Paco y Lalo)
A mis sobrinos (Tania, Víctor y Sarahí)

Asimismo agradezco el incondicional apoyo de:

Instituto de Ingeniería de la UNAM
En especial al Dr. David Murià Vila (Director de Tesis, II-UNAM)
M.I. Gerardo Rodríguez (II-UNAM)
M.I. José Camargo (II-UNAM)
M.I. Carlos Cruz (II-UNAM)
Dr. Francisco Casanova del Ángel (Catedrático, IPN)

Amigos y compañeros (Horacio, Jaime, Alexis, Perfecto, Lorena, Felipe)
Profesores de la ESIA-SEPI-UZ-IPN, quienes fueron parte fundamental en mi formación académica.

CONTENIDO GENERAL

Pág.

RESUMEN

ABSTRACT

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN.....	3
1.1	Antecedentes.....	3
1.2	Objetivo.....	4
1.3	Metas.....	4
1.4	Justificación del tema.....	4
CAPÍTULO 2	METODOS PARA ESTIMAR LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA Y LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	5
2.1	Pruebas de vibración ambiental.....	5
2.2	Estimación no paramétrica.....	6
2.2.1	Análisis en el dominio de la frecuencia.....	7
2.2.2	Análisis (espectral) de registros obtenidos en las pruebas de vibración ambiental.....	7
2.2.2.1	Función de transferencia.....	9
2.2.2.2	Función de coherencia.....	9
2.2.2.3	Ángulos de fase.....	10
2.2.3	Procedimiento para estimar de las propiedades dinámicas	10
2.3	Efectos de interacción suelo-estructura.....	11
2.3.1	Estimación de rigideces con el programa Dyna5.....	11
2.3.2	Método de las NTCDS-RCDF.....	13
CAPÍTULO 3	EL EDIFICIO Y PROGRAMA DE PRUEBAS EXPERIMENTALES.....	19
3.1	El edificio.....	19
3.2	Programa de pruebas experimentales.....	24

CAPÍTULO 4	ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SISTEMA Y DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	27
4.1	Estimación de las propiedades dinámicas del sistema.....	27
4.1.1	Determinación de frecuencias del sistema.....	30
4.1.2	Determinación de configuraciones modales.....	37
4.2	Estimación de los efectos de interacción suelo-estructura.....	39
4.2.1	Determinación de rigideces con el programa Dyna5.....	41
4.2.2	Determinación de rigideces con el método de las NTCDS-RCDF.....	51
4.2.3	Comparación de resultados.....	51
4.2.3.1	Rigidez vertical.....	52
4.2.3.2	Rigidez de traslación.....	53
4.2.3.3	Rigidez de cabeceo (componente T).....	55
4.2.3.4	Rigidez de cabeceo (componente L).....	56
4.2.3.5	Rigidez de torsión.....	57
	CONCLUSIONES.....	59
	BIBLIOGRAFÍA.....	61
APÉNDICE	PROCEDIMIENTO PARA LA GENERACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE DEL SUELO.....	64

RESUMEN

En este trabajo se presenta la determinación experimental de las principales propiedades dinámicas, así como los efectos de interacción suelo-estructura (efectos ISE) de un edificio de 23 niveles, el cual forma parte de un conjunto que se encuentra situado en la zona de suelo blando de la ciudad de México.

Los análisis se realizaron con la información que se obtuvo de pruebas de vibración ambiental efectuadas en la estructura.

La metodología utilizada para la determinación de propiedades dinámicas se basa en un método no paramétrico de estimación, el cual consiste en hacer un análisis espectral convencional de señales capturadas en los diferentes puntos instrumentados en la estructura y terreno. Por medio del análisis se obtienen las frecuencias de vibrar de la estructura.

En la determinación de los efectos ISE se hace uso del programa Dyna5 y el método que propone el RCDF (2004) en su apéndice A.

ABSTRACT

In this work is presented the experimental resolution of the main dynamic properties and the soil-structure interaction effects (ISE effects) of a building of 23 levels. This building is part of a set located at a soft soil zone in Mexico City.

The analysis was made with information obtained in a test of ambiental vibration made on the structure.

The methodology used to determine the dynamic properties is based in a nonparametric method of estimation. This consists on to making a conventional spectral analysis of signs captured at the different tool points on the soil and structure. By this analysis are also obtained the structure's vibration frequencies.

To determine the ISE effects is used the Dyna5 program and the method proposed by RCDF (2004) in its appendix A.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Es de vital importancia reducir los daños estructurales en edificaciones y decesos humanos que provocan los movimientos telúricos en las estructuras. Para ello, es necesario tener mayor certeza en las características de las sollicitaciones a las que se encontrarán sometidas las estructuras. De esta forma se obtendría más exactitud en la estimación de las respuestas de éstas.

Una técnica utilizada para obtener propiedades dinámicas de estructuras es la instrumentación de edificios y el análisis de los registros capturados. Mediante el análisis de registros de vibración ambiental se puede describir el comportamiento de las estructuras en el rango elástico lineal (Murià-Vila y González, 1995).

La interacción entre el suelo y la estructura es un aspecto muy importante y no debería ser despreciado por los ingenieros de la práctica. El análisis de información que se obtiene de edificios instrumentados ha demostrado que es primordial la consideración de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) para estimar de forma adecuada la respuesta de la estructura (Murià-Vila *et al.*, 1997 y 2007).

Actualmente se puede comprender de una manera más clara este fenómeno y han surgido diversas metodologías para ser tomado en cuenta en los análisis de comportamientos estructurales.

En nuestro país se han realizado estudios experimentales de los efectos ISE (Mendoza *et al.*, 1991; Meli *et al.*, 1998; Murià-Vila *et al.*, 2004b; Correa y Murià-Vila, 2005; Cruz *et al.*, 2006a). Aunque actualmente el reglamento de construcciones del D.F. en sus normas técnicas complementarias contiene un apartado en el que se toman en cuenta los efectos ISE, con frecuencia son ignorados en la práctica profesional.

1.1 ANTECEDENTES

Uno de los aspectos más importantes en las pruebas de vibración ambiental es que se puede obtener información valiosa en cuanto a la posible modificación de propiedades dinámicas en donde existen mediciones antes y después de un sismo severo o de alguna reestructuración (Murià-Vila y González R., 1995).

Las investigaciones realizadas en otros países provenientes de edificios instrumentados son de provecho; sin embargo es necesario instrumentar edificios en nuestro país debido a las características de los suelos donde se encuentran desplantados (Murià Vila *et al.*, 2002)

1.2 OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es obtener las propiedades dinámicas de un edificio de 23 niveles y sus efectos ISE basados en pruebas de vibración ambiental.

1.2 METAS

Con el estudio de dichas propiedades dinámicas, se podrá iniciar y dar seguimiento al comportamiento dinámico de la estructura.

1.3 JUSTIFICACIÓN DEL TEMA

Este trabajo se realizó debido a que se pretende estudiar el comportamiento dinámico y los efectos ISE. Los resultados obtenidos servirán para calibrar modelos matemáticos y trabajos futuros del edificio Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT).

CAPÍTULO 2

MÉTODOS PARA ESTIMAR LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA Y LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

2.1 PRUEBAS DE VIBRACION AMBIENTAL

Estas pruebas pueden esquematizarse de una manera sencilla, como el estudio de la relación entre tres elementos fundamentales, los cuales son: la excitación del sistema, el sistema estructural y la respuesta del sistema (figura 2.1)

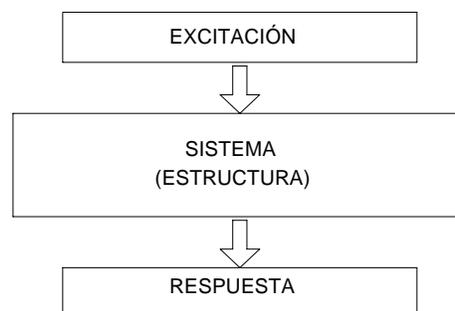


Fig. 2.1 Esquematización de las pruebas de vibración ambiental.

Este método consiste en medir las vibraciones en las estructuras, producidas por excitaciones relacionadas con el ambiente que las rodea (Murià Vila y Gonzáles, 1995). Dichas excitaciones pueden ser el tránsito de vehículos, el viento, pasos de personas, etc. Por lo que es un método que se puede considerar simple y rápido en la obtención de datos.

El equipo que se utiliza en las pruebas de vibración ambiental consiste en un sistema de adquisición de datos que permite capturar simultáneamente las vibraciones en diferentes puntos de la estructura. En cada punto determinado previamente se coloca un acelerómetro de alta resolución para detectar y adquirir las señales de ruido ambiental, cuyas amplitudes son entre 10^{-4} y 10^{-5} g. Las señales se transmiten por medio de cables blindados a los acondicionadores donde son amplificadas y se filtran las frecuencias mayores a 30Hz. Posteriormente las señales acondicionadas se envían a una micro-computadora donde se almacena toda la información.

También se cuenta con un analizador de espectros, con el cual se monitorea la evolución de los espectros durante la prueba.

Para la obtención de frecuencias y configuraciones modales en traslación se colocan los acelerómetros cerca de los centros geométricos de la estructura, manteniendo el de referencia en la azotea, en tanto que los otros se colocan en los niveles intermedios. Los modos torsionales de vibración se determinan a partir de registros obtenidos de acelerómetros colocados en los extremos de cada nivel elegido.

En edificios donde se pretende calcular los efectos ISE es necesario aumentar el número de puntos de medición, ubicándolos de tal manera que se aprecie la influencia de la flexibilidad del terreno en las características dinámicas del sistema estructural. Se recomienda colocar sensores en el terreno adyacente a la estructura y en la base de su cimentación.

Estos procedimientos experimentales para la estimación de propiedades del sistema y efectos ISE han sido utilizados en México en varios trabajos (Murià Vila, 2007).

Para el análisis de estructuras existen diferentes técnicas y metodologías que sirven para estimar las propiedades dinámicas. Como ya se ha hecho en trabajos anteriores (Murià Vila, 2007) estas metodologías pueden clasificarse en dos grupos, la paramétrica y la no paramétrica. Cabe mencionar que en este trabajo se aplicará la metodología no paramétrica.

2.2 ESTIMACIÓN NO PARAMÉTRICA

Se refiere al análisis de sistemas por medio de la información contenida en los registros sísmicos, sin ser necesaria la representación del comportamiento dinámico a través de la modelación. Esta información se analiza mediante funciones (densidad espectral, transferencia, coherencia y ángulo de fase) que relacionan los registros de excitación y de respuesta del sistema, donde la manipulación de las señales dependen de las propiedades que se desean obtener.

Aquí se muestran los resultados que se determinaron por medio de un análisis espectral aplicado a las señales registradas durante las pruebas de vibración ambiental, llevadas a cabo en el mes de agosto de 2006.

2.2.1 ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

Hace mucho que se cuenta con métodos de análisis paramétricos y no paramétricos, los cuales hacen posible estimar las propiedades dinámicas de sistemas estructurales con base en la captura de señales en el dominio del tiempo y la frecuencia. En este trabajo se lleva a cabo el análisis con técnicas no paramétricas.

2.2.2 ANÁLISIS DE REGISTROS OBTENIDOS EN LAS PRUEBAS DE VIBRACION AMBIENTAL

Un análisis en el dominio de la frecuencia consiste en analizar funciones espectrales basándose en la aplicación de la transformada de Fourier (Bendat y Piersol, 1989; Murià Vila, 2007).

Se aplica dicha transformada a las historias de aceleración registradas en los puntos que se señalados en el programa de pruebas. La cual esta dada por la siguiente expresión

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{X}(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (2.1)$$

$\ddot{X}(t)$ = Señal de aceleración en el dominio del tiempo

Esta ecuación se puede escribir como:

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{X}(t) \cos(2\pi f \cdot t) dt - i \int_0^T \ddot{X}(t) \sen(2\pi f \cdot t) dt \quad (2.2)$$

Es decir:

$$\ddot{X}(f) = \ddot{R}(f) - i \ddot{I}(f) \quad (2.3)$$

Una manera de expresar una señal $X(t)$ en dominio de la frecuencia, consiste en calcular su función de densidad espectral, también se le llama espectro de potencia, la cual es una función que representa la distribución de potencia de la señal con respecto a la frecuencia. Esta función se define como:

$$S_{XX}(f) = \ddot{X}^*(f) \cdot \ddot{X}(f) \quad (2.4)$$

Donde $\ddot{X}^*(f) =$ Conjugado de la transformada de Fourier de la señal de aceleración,
 $\ddot{X}(f) =$ Transformada de Fourier de la señal de aceleración.

La información de las frecuencias negativas y positivas de la función de densidad espectral es la misma, debido a que dicha función es simétrica. Esto hace que sea mas conveniente realizar el análisis de un solo lado del espectro, así se tiene

$$G_{XX}(f) = \begin{cases} 2S_{XX}(f); & f > 0 \\ S_{XX}(f); & f = 0 \\ 0; & f < 0 \end{cases} \quad (2.5)$$

Si se tienen dos señales de aceleración correspondientes a dos puntos de la estructura, $\ddot{X}(t)$ y $\ddot{Y}(t)$ sus transformadas de Fourier están dadas por

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{X}(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (2.6)$$

$$\ddot{Y}(f) = \int_0^T \ddot{Y}(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (2.7)$$

De manera similar se puede definir al espectro cruzado de potencia entre dos señales $\ddot{X}(t)$ y $\ddot{Y}(t)$ como

$$S_{XY}(f) = \ddot{X}^*(f) \cdot \ddot{Y}(f) \quad (2.8)$$

procediendo de la misma manera que con el espectro de potencia

$$G_{XY}(f) = \begin{cases} 2S_{XY}(f); & f > 0 \\ S_{XY}(f); & f = 0 \\ 0; & f < 0 \end{cases} \quad (2.9)$$

Ya que se han obtenido los espectros de potencia de cada señal y los espectros cruzados de potencia entre pares de señales, se procede a obtener ciertas relaciones entre dichas funciones, que permitan estimar, junto con la información de

los espectros y con las consideraciones adecuadas, las propiedades dinámicas del sistema. Se utilizarán la función de transferencia, la función de coherencia y el ángulo de fase.

2.2.2.1 Función de transferencia

Teniendo dos señales de aceleración $\ddot{X}(t)$ y $\ddot{Y}(t)$, y sus correspondientes transformadas de Fourier $\ddot{X}(f)$ y $\ddot{Y}(f)$, la función de transferencia entre esas dos señales se define como:

$$FT = \frac{\ddot{X}(f)}{\ddot{Y}(f)} \quad (2.10)$$

Por tanto, la función de transferencia también se puede obtener a partir de los espectros de potencia de las señales:

$$FT = \left| \frac{S_{XX}(f)}{S_{YY}(f)} \right|^{\frac{1}{2}} = \left| \frac{G_{XX}(f)}{G_{YY}(f)} \right|^{\frac{1}{2}} \quad (2.11)$$

$$FT_{XY} = \frac{G_{XY}(f)}{G_{XX}(f)} \quad (2.12)$$

Con esta función se puede obtener la relación de amplitudes entre dos señales.

Estas funciones de transferencia son iguales sólo si las dos señales están relacionadas linealmente.

2.2.2.2 Función de coherencia

La determinación de la correlación que existe entre los componentes frecuenciales de dos señales se puede obtener por medio de la relación que hay entre las funciones del espectro cruzado y los espectros de potencia de cada señal:

$$|G_{XY}(f)|^2 \leq G_{XX}(f) \cdot G_{YY}(f) \quad (2.13)$$

Como se tiene que

$$|S_{XY}(f)|^2 \leq S_{XX}(f) \cdot S_{YY}(f) \quad (2.14)$$

La función de coherencia se define como

$$C^2(f) = \frac{|S_{XX}(f)|^2}{S_{XX}(f) \cdot S_{YY}(f)} = \frac{|G_{XX}(f)|^2}{G_{XX}(f) \cdot G_{YY}(f)} \quad (2.15)$$

La función de coherencia es tal que sus valores varían entre cero y uno. Si el resultado es igual a uno, significa que existe una relación completamente lineal entre las dos señales, en caso que sea cero, quiere decir que no hay relación entre estas.

2.2.2.3 Ángulos de fase

Como el espectro cruzado de potencia es resultado de la manipulación de dos números complejos, $G_{XY}(f) \in C$ y puede ser expresado en forma polar de la manera siguiente:

$$G_{XY}(f) = |G_{XY}(f)| \cdot e^{-i\theta_{XY}(f)} \quad (2.16)$$

Donde la amplitud y el ángulo de fase están determinados por las relaciones

$$|G_{XY}(f)| = \sqrt{C_{XY}^2 + Q_{XY}^2} \quad \text{valor absoluto del espectro cruzado} \quad (2.17)$$

$$\theta(f) = \tan^{-1} \frac{Q_{XY}(f)}{C_{XY}(f)} \quad \text{ángulo de fase} \quad (2.18)$$

Donde; C_{XY} es la parte real de $G_{XY}(f)$, Q_{XY} es la parte imaginaria de $G_{XY}(f)$, $0^\circ \leq |\theta(f)| \leq 180^\circ$

A través de la función de ángulos de fase, se obtiene la polaridad de las amplitudes con respecto a un punto de referencia instrumentado. Considerando que cuando el ángulo de fase correspondiente a la frecuencia seleccionada es cercano a cero grados (0°), las señales están en fase. Pasa lo contrario cuando este valor se encuentra alrededor de 180° , ya que indica que las señales se encuentran en fase opuesta. Se hace notar que los ángulos de fase son de gran importancia en la determinación de las configuraciones modales y en la estimación de las frecuencias de torsión.

2.2.3 PROCEDIMIENTO PARA ESTIMAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

Con el análisis espectral, es posible identificar las frecuencias y formas modales del sistema estudiado en las direcciones: L (componente longitudinal), T (componente

transversal) y R (componente torsional del edificio). El proceso de identificación de señales, depende de la adecuada instrumentación por medio de la colocación de instrumentos en puntos estratégicos.

Para la obtención de las propiedades dinámicas se necesita hacer análisis de los autoespectros, funciones de transferencia, coherencias y ángulos de fase, todo esto con base en los registros de aceleración obtenidos en las pruebas de vibración ambiental (Murià Vila, 2007).

Una vez que se tienen los espectros de Fourier de las señales y de acuerdo con los niveles instrumentados y las orientaciones de los instrumentos en cada uno de éstos, se seleccionan los cocientes que permitirán identificar las frecuencias naturales.

Para las frecuencias de traslación en L y T, se tiene que en las funciones de transferencia de azotea entre terreno y azotea entre sótano se inspeccionan las amplitudes máximas que correspondan a las posibles frecuencias naturales del sistema. Las frecuencias o intervalos encontrados se comprueban con la función de coherencia entre azotea y los niveles intermedios instrumentados.

Mientras que las frecuencias naturales de torsión, se pueden identificar con los cocientes de señales de extremos opuestos y señal de extremo entre la de centro en un mismo nivel. Además se debe comprobar que el ángulo de fase entre señales de lados opuestos en el mismo nivel se encuentre cerca de 180° o -180°

2.3 EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En edificios desplantados en suelos blandos, como el conjunto, los efectos ISE influyen en la respuesta dinámica del sistema. Para evaluar las características de tales efectos

La flexibilidad del suelo y los efectos ISE, pueden llegar a ser importantes al tratarse de terrenos blandos, por ejemplo en la zona lacustre del valle de México. El análisis de la información proveniente de edificios instrumentados ha mostrado que es importante la consideración de los efectos ISE para poder estimar de manera adecuada la respuesta estructural del sistema (Murià Vila *et al*, 1997, 2000^a y 2007).

Es por eso que en este trabajo se hace una estimación de las impedancias utilizando el programa Dyna5 y las NTC-RCDF 2004.

2.3.1 ESTIMACIÓN DE RIGIDECES CON EL PROGRAMA DYNA5

Teniendo conocimiento sobre las características de la cimentación y el suelo en el que se encuentra desplantado el edificio, con el programa Dyna5 se pueden obtener las rigideces de la cimentación ante diferentes tipos de cargas dinámicas y para diferentes tipos de cimentaciones, tales como; cajones rígidos ó flexibles,

superficiales ó enterrados, pilotes de punta o fricción, ya sea que se considere suelo homogéneo (H) ó estratificado (E). El programa Dyna5 permite conocer las impedancias que se asocian a los seis grados de libertad considerados.

Para el caso del cajón de cimentación, se considera desplantado en un semiespacio de suelo homogéneo (CH) ó en un semiespacio estratificado (CE).

En lo que respecta a los pilotes, estos pueden ser o no empotrados en su extremo superior a la parte baja del cajón, el cual a su vez puede o no ser flexible. Para hacer el análisis de la cimentación por medio de pilotes, se procede a evaluar los factores de interacción entre un solo pilote equivalente y el suelo, para que posteriormente se determine la rigidez del grupo.

Para el cálculo de la rigidez de un solo pilote, se asume que el suelo se compone de varias capas con diferentes características físicas, las cuales se extienden horizontalmente. Cabe mencionar que el programa tiene una limitante, esta es que no permite calcular la rigidez de un grupo de pilotes que tengan variación en su diámetro y longitud.

El sistema de cimentación del conjunto está hecho a base de un cajón de cimentación y pilotes de fricción y control (figura 2.2).

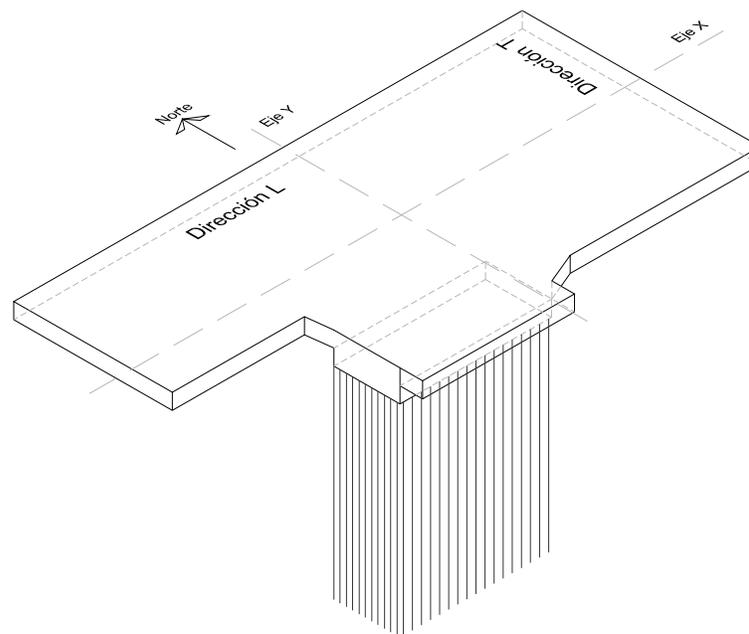


Figura 2.2 Sistema de cimentación del conjunto CCUT

Para el análisis de la rigidez del sistema de cimentación se procederá en dos etapas. En la primera se obtienen las rigideces del cajón y en la segunda se obtienen las de

los pilotes. Esto se realizará considerando al suelo de dos maneras, uno como suelo homogéneo (H) y el otro como estratificado (E) (figura 2.3).

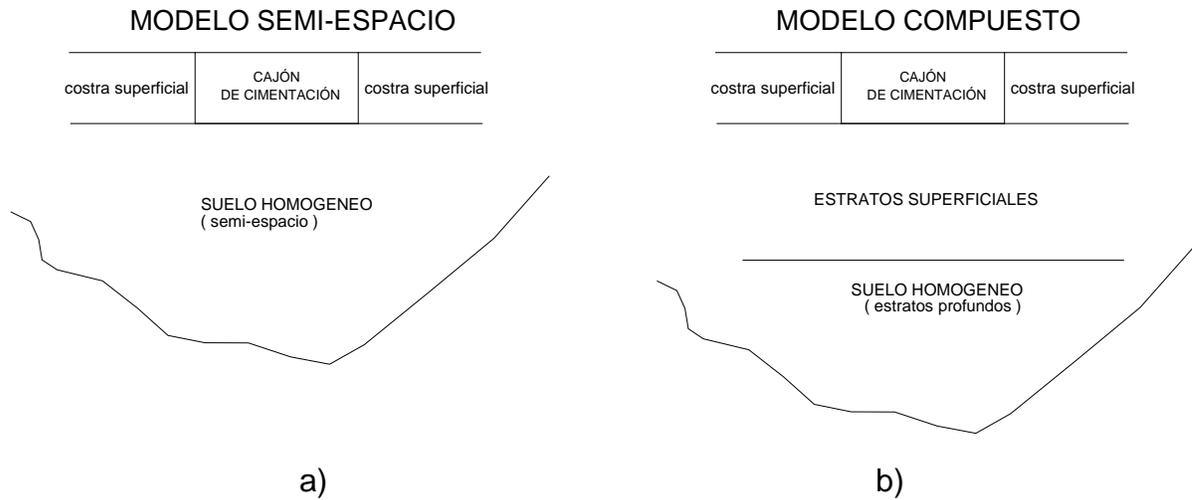


Figura 2.3 Modelos de cimentación del conjunto CCUT

2.3.2 MÉTODO DE LAS NTCDS-RCDF (2004)

Las NTCDS-RCDF (2004), en el subíndice 1.2 del capítulo 1, referente a las condiciones de análisis y diseño, menciona que para estructuras ubicadas en las zonas II y III será factible aplicar el método de análisis del apéndice A; el cual incluye un análisis de los efectos de interacción entre el suelo y la estructura.

Se podrán despreciar los efectos ISE cuando se cumpla con la condición

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (2.19)$$

dado que

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (2.20)$$

Donde; T_e = periodo fundamental de la estructura suponiendo una base indeformable, T_s = periodo dominante más largo del terreno, H_s = profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, H_e = altura efectiva de la estructura, W_i = peso del i-ésimo nivel, ϕ_i = amplitud del desplazamiento modal asociado al primer modo del i-ésimo nivel con respecto a la base, h_i = altura del i-ésimo nivel, medida desde la base.

El método de las NCDS-RCDF menciona que el periodo efectivo del sistema acoplado sea determinado con la expresión

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (2.21)$$

haciendo un cambio de subíndices, “x” por “h” y “r” por “c”, se tiene

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_c^2} \quad (2.22)$$

Donde; T_h = periodo natural de la estructura suponiendo que ésta fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse, T_c = periodo natural de la estructura suponiendo que ésta fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera cabecear, T_e = periodo fundamental de la estructura supuesta, en la dirección que se analiza.

Estos periodos se determinan con las expresiones

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (2.23)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_c}} \quad (2.24)$$

Donde; W_e = peso efectivo, D = profundidad de desplante, K_h = rigidez de la cimentación por cabeceo en la dirección de análisis.

Las rigideces K_h y K_c representan los resortes elásticos asociados al suelo, cuyos valores dependen de las características de la cimentación, de la frecuencia de excitación y de las propiedades del subsuelo.

En la sección A.6.4 del Apéndice A de las NTCDS-RCDF se explica el procedimiento a seguir para la determinación de dichas rigideces.

Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza ó sobre ó cajón abarque toda el área de cimentación y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se obtendrán considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y rotación están dados respectivamente por las siguientes expresiones:

$$R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.25)$$

$$R_c = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (2.26)$$

Donde; A = área de la superficie neta de cimentación, I = momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura.

Las rigideces del cajón para los modos de traslación en las dos componentes ortogonales se determinan de la siguiente manera

$$K_m = K_m^o (K_m - 2\xi\eta_m c_m) \quad (2.27)$$

Donde; m = componente en estudio, el cual puede ser de traslación (h) o cabeceo (c), K_m = rigidez del suelo en los modos de traslación o cabeceo de la cimentación, K_m^o = rigidez estática de traslación o cabeceo, k_m = coeficiente de rigidez, ξ = amortiguamiento histerético del suelo, η_m = parámetro que no depende de la frecuencia de excitación, c_m = coeficiente de amortiguamiento.

Las rigideces estáticas están dadas por

$$K_h^o = \frac{8GR_h}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (2.28)$$

$$K_v^o = \frac{4GR_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right] \quad (2.29)$$

$$K_c^o = \frac{8GR_c^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_c}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_c}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) \quad (2.30)$$

Donde; G = módulo de rigidez a cortante del suelo; ν = coeficiente de Poisson medio del suelo

Los coeficientes de rigidez se definen como

$$k_h = 1$$

$$k_v = 1$$

$$k_c = 1 - 0.2\eta_c$$

Los coeficientes de amortiguamiento están dados de la siguiente manera

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65\zeta\eta_{hs}}{1-(1-2\zeta)\eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} > 1 \end{cases} \quad (2.31)$$

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta_v = \eta_p \\ 0.85 \frac{1+1.85(1-\nu)D/R_v}{1+0.5D/R_y}; & \text{si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \quad (2.32)$$

$$c_c = \begin{cases} \frac{0.5\zeta\eta_{cp}}{1-(1-2\zeta)\eta_{cp}^2}; & \text{si } \eta_{cp} = \frac{\eta_c}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_c^2}{(1+\eta_c^2)}; & \text{si } \eta_{cp} = \frac{\eta_c}{\eta_p} > 1 \end{cases} \quad (2.33)$$

donde los diferentes parámetros de frecuencia quedan definidos así

$$\eta_m = \frac{\omega R_m}{V_s}; \quad V_s = \frac{4H_s}{T} \quad \text{y} \quad R_v = R_h \quad (2.34)$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s} \quad (2.35)$$

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \frac{\pi R_c}{2H_s} \quad (2.36)$$

Donde; ω = frecuencia circular de excitación, V_s = velocidad de ondas S del suelo.

Ahora bien, para el componente de movimiento asociado a la torsión, se hace uso de la expresión propuesta por Gazetas (1991b) incluyendo el efecto de amortiguamiento material (histerético) del suelo, la rigidez del cajón se puede calcular como

$$K_r = K_m^o (k_r - 2\zeta\eta_r c_r) \quad (2.37)$$

La rigidez estática queda definida por

$$K_r^o = 3.5GJ^{0.75} \left(\frac{B}{L}\right)^{0.4} \left(\frac{J}{B^4}\right)^{0.2} \Gamma_w \Gamma_{tre} \quad (2.38)$$

Donde; J = momento polar de inercia alrededor del eje normal al plano de la superficie de cimentación; B = semiancho del rectángulo circunscrito al área de la cimentación; L = semilongitud del rectángulo circunscrito al área de la cimentación

Los factores Γ_w y Γ_{tre} se definen como

$$\Gamma_w = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{d} \right)^{0.5} \left(\frac{j_s}{j_r} \right) \left(\frac{B}{D} \right)^{0.6} \quad (2.39)$$

$$\Gamma_{tre} = 1 + 0.5 \left(\frac{D}{B} \right)^{0.1} \left(\frac{B^4}{J} \right)^{0.13} \quad (2.40)$$

donde

$$j_s = \frac{4}{3} d(B^3 + L^3) + 4BLd(L + B) \quad (2.41)$$

$$j_r = \frac{4}{3} BL(B^2 + L^2) \quad (2.42)$$

En las que; d = altura de desplante en la cual se supone un contacto uniforme entre el suelo y las paredes del cajón.

El coeficiente de rigidez se define como

$$k_r = 1 - 0.14\eta_r \quad (2.43)$$

Para la obtención del coeficiente de amortiguamiento c_r , se recurre a la lectura de las gráficas que se incluyen en el trabajo de Gazetas (1991b).

Ahora bien, si la estructura además está cimentada sobre pilotes de fricción, es necesario verificar si estos cumplen con la condición de pilotes flexibles. Esta condición se revisa calculando la longitud activa del pilote, la cual es función de su diámetro y de la rigidez relativa entre el suelo y el pilote (Avilés, 2004) e indica la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo.

Las rigideces dinámicas de los pilotes propuestas por las normas solamente son válidas cuando los pilotes son flexibles (Gazetas, 1991 a). Es importante señalar que este detalle no se menciona en el RCDF.

La condición que debe cumplir un pilote para ser considerado flexible es:

$$L_p > L_c$$

Donde; L_p = longitud total del pilote, L_c = longitud activa del pilote.

Esta longitud activa se expresa como

$$L_c = 2d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25} \quad (2.44)$$

Donde; d = diámetro del pilote, E_p = módulo de elasticidad del pilote, E_s = módulo de elasticidad del suelo.

$$\text{Donde; } E_p = 2G(1 + \nu) \quad \text{ó} \quad E_s = 2(1 + \nu_s)G_s \quad (2.45)$$

CAPÍTULO 3

EL EDIFICIO Y PROGRAMAS DE PRUEBAS EXPERIMENTALES

3.1 EL EDIFICIO

El Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT) inició su construcción en noviembre de 1963 y fue inaugurado en septiembre de 1966.

El conjunto en el cual se encuentra ubicado el edificio se compone de una torre de oficinas de 23 niveles, con 570m^2 de superficie útil cada uno, y tres edificios anexos de dos niveles, con un área de 8450m^2 cuadrados. La distribución de los cuerpos se se puede observar en la figura 3.1.

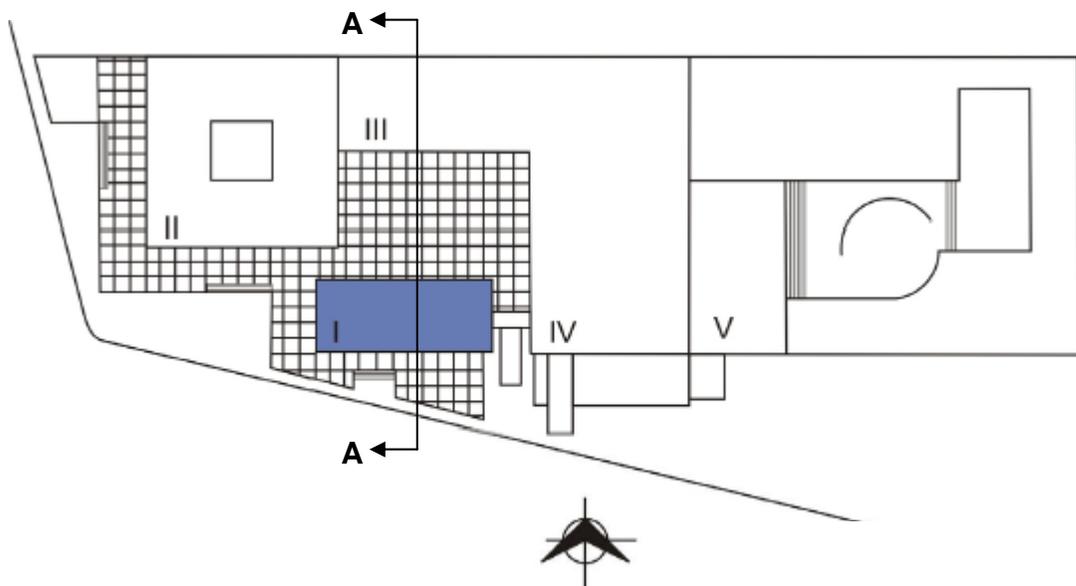


Figura 3.1 Planta de conjunto.

La planta del sótano, que cuenta con 7800m^2 , ocupa toda la superficie del conjunto y está destinado a los servicios y estacionamiento con capacidad para 72 vehículos. Por otro lado, el estacionamiento exterior tiene una capacidad de 106 cajones más.

La superestructura de la torre (cuerpo I) está hecha con base en columnas de concreto reforzado en los lados norte y sur. Se tienen muros de concreto armado en los lados este y oeste, además se cuenta con dos espacios a todo lo largo del edificio que sirven como circulación vertical y servicios, los cuales están rigidizados con columnas de concreto reforzado. Las trabes son de acero de alma abierta, y salvan el claro completo de 18m en el sentido norte-sur. El sistema de las losas de entrepiso es de losas aligeradas que salvan claros hasta de 8.4m. Las fachadas están forradas con placas de mármol y cancelería de aluminio y vidrio.

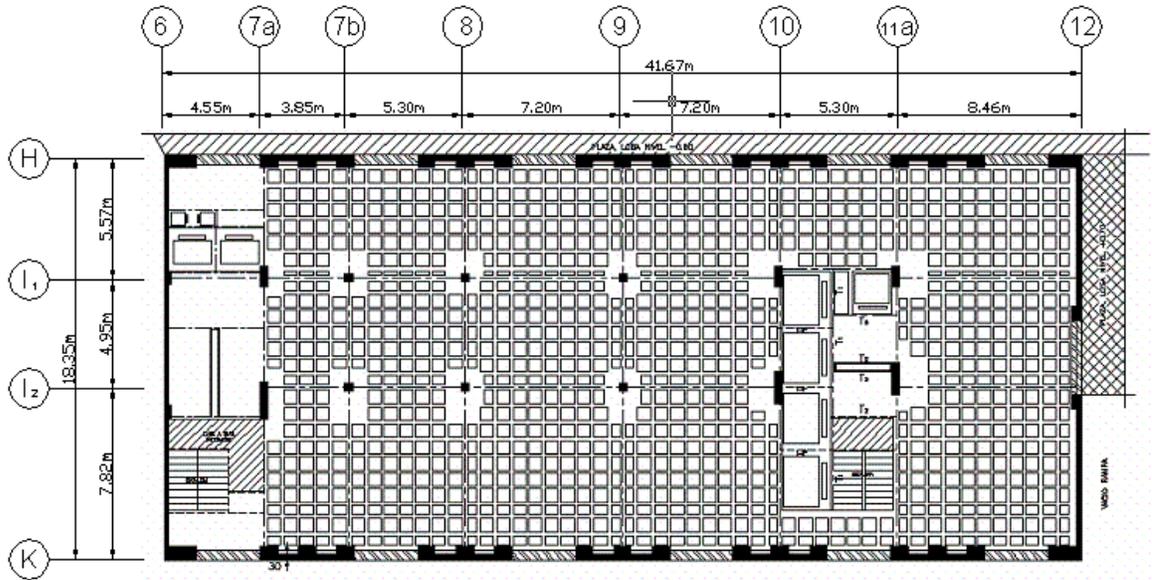


Figura 3.2 Planta baja de la torre.

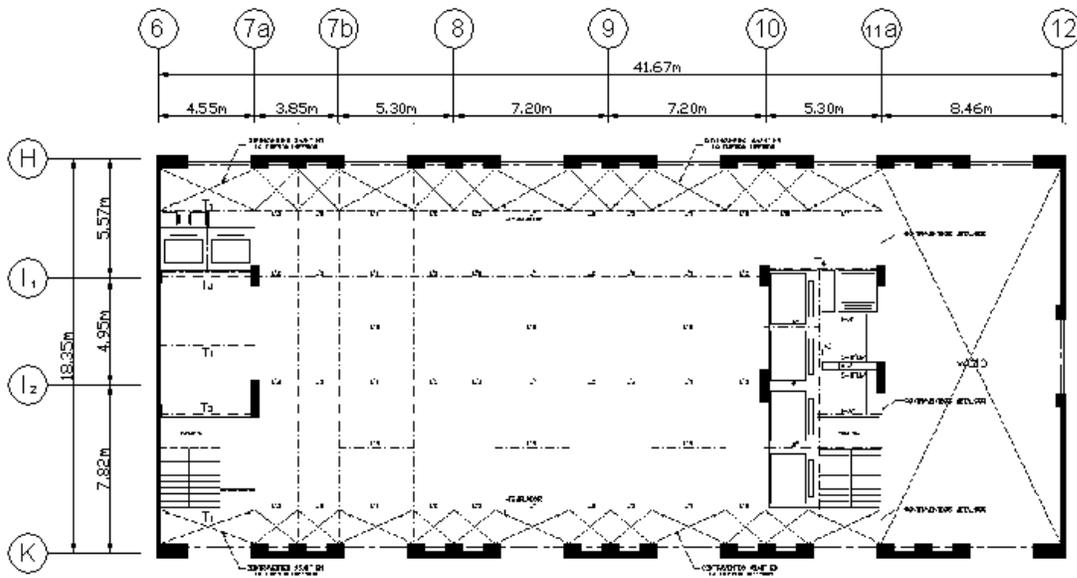


Figura 3.3 Planta tipo de la torre

Respecto a los edificios de baja altura (cuerpos II, III, IV y V), la estructura es mixta, cuentan con columnas y traveses de acero, y con losas de concreto en entrepisos y azotea. En la figura 3.4 se muestra la elevación de la torre de manera esquemática.

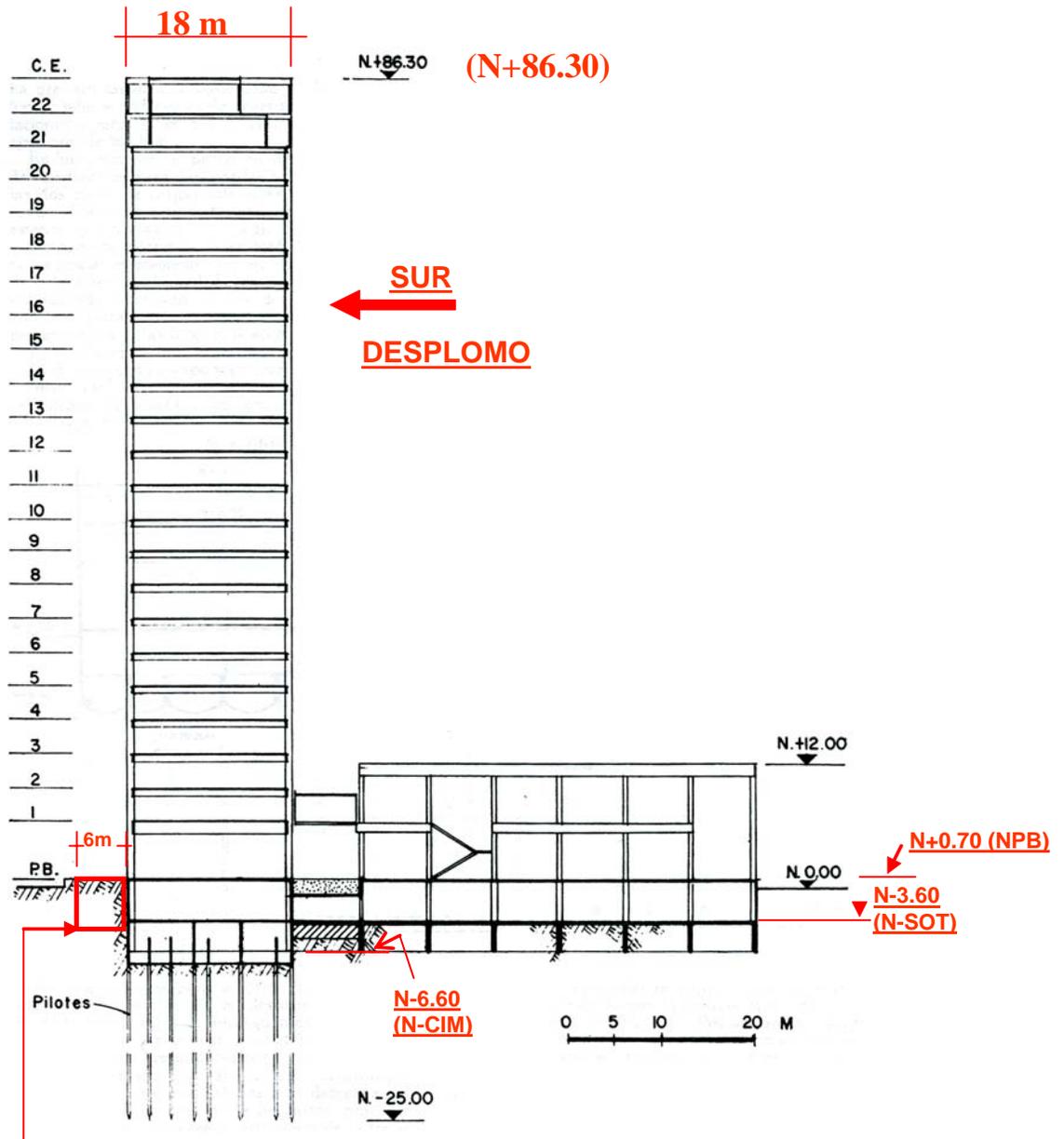


Figura 3.4 Elevación del componente Norte-Sur (sección A-A).

La cimentación de la torre se compone de un cajón de 7m de profundidad, unido a un conjunto de pilotes con diferentes características. La cimentación de los cuerpos de baja altura son cajones de concreto armado de 4m de profundidad ligados estructuralmente a la torre. En la tabla 3.1 se resume el sistema de cimentación del conjunto y su evolución estructural.

Desde 1964, cuando la construcción de la torre había llegado al octavo nivel (34m de altura), se presentaron los primeros asentamientos diferenciales, que en octubre de ese año eran de 8cm en la esquina sur –poniente. Para contrarrestarlos se instalaron 25 pilotes electrometálicos en la zona sur y se colocó lastre de arena en las celdas norte y oriente en la cimentación. La tendencia a la inclinación siguió, hasta alcanzar los 11cm. En octubre de 1966 se instalaron 48 pilotes electrometálicos más. En 1981 el desplomo era de 76cm en el mismo sitio. Por lo que se formó un grupo integrado por especialistas en geotecnia de la entonces SEDUE y del Departamento del Distrito Federal, para analizar el problema y aportar posibles soluciones. Este grupo estudió diversas opciones y recomendó la instalación de 52 pilotes de control, lo cual se realizó en 1993.

En la tabla 3.1, se puede ver que se tiene un total de 281 pilotes, de los cuales, se podría decir que sólo 208 están trabajando, ya que es muy probable, que los pilotes metálicos hayan sufrido daños permanentes debido a que han pasado 43 años desde su instalación hasta el día de hoy, por tanto la corrosión y consolidación del suelo son factores muy importantes para llegar a esta suposición (Auvinet *et al.*, 2007).

Tabla 3.1 Sistema de cimentación y evolución del mismo.

Edificio	Tipo de cimentación	Profundidad del cajón de cimentación (m)	Número De pilotes y tipo	Diámetro del pilote (m)	Longitud del pilote (m)	Profundidad de desplante del pilote (m)
Torre	Parcialmente compensada. Complementada con pilotes	7	156 pilotes de fricción	0.50	18	25
			73 pilotes electrometálicos 1ª. Recimentación	0.05	23	30
			52 pilotes de control 2ª. Recimentación	0.50	23	30
Ampliación Torre 3ª. Recimentación	Sobre-compensada	4	Sin pilotes			
Cuerpos Bajos	Sobre-compensada	4	Sin pilotes			

Desde el punto de vista geotécnico, la zona en estudio se ubica al centro de la ciudad, en la subzona lago centro II, que corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas es muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales (tgc geotecnia, 2007).

En las figuras 3.5 y 3.6 se ilustra la cimentación vista en planta de la torre y la de todo el conjunto respectivamente.

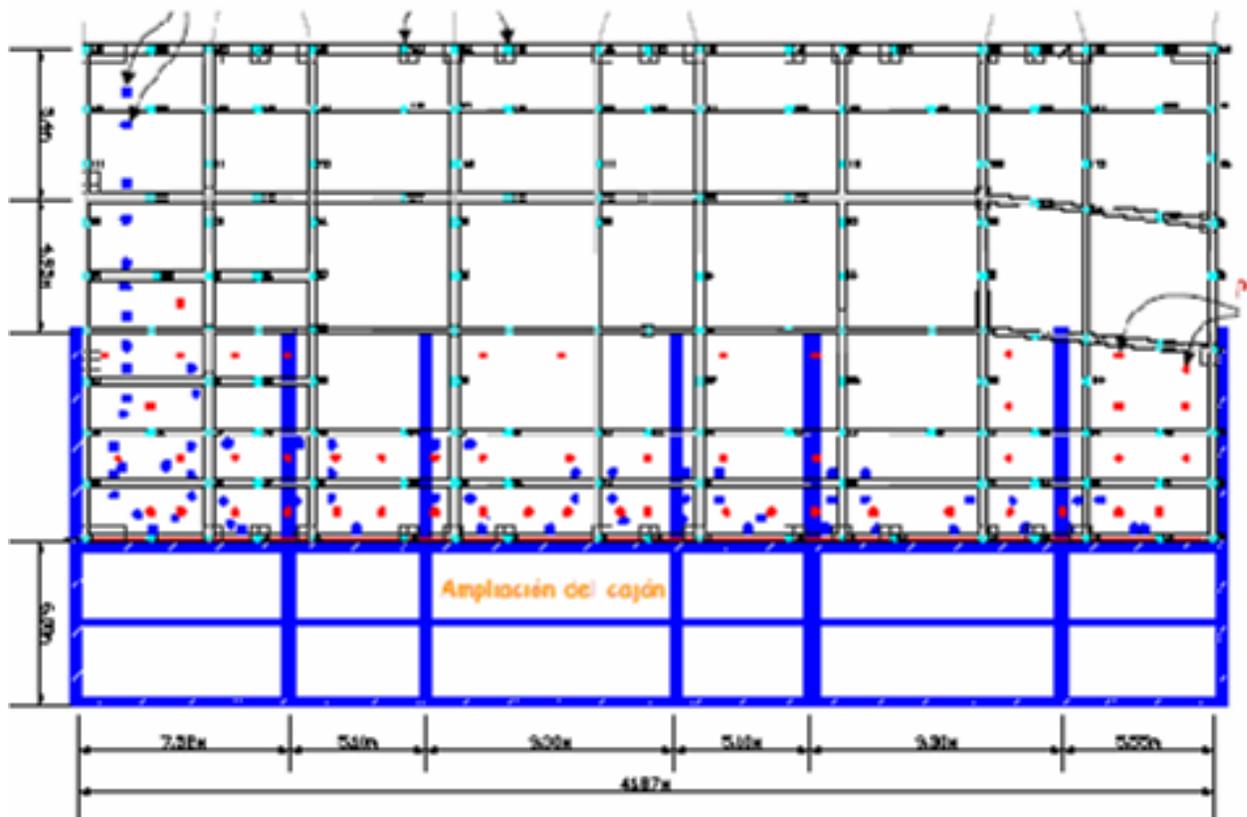


Figura 3.5 Planta de cimentación de la torre.

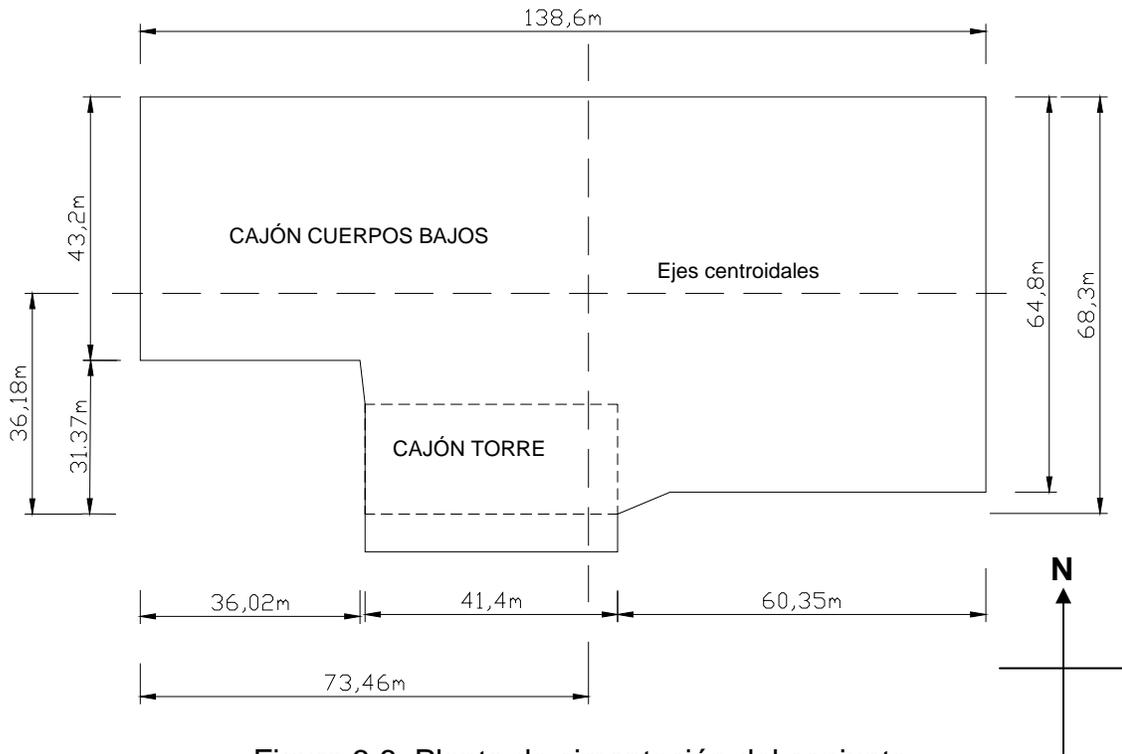


Figura 3.6 Planta de cimentación del conjunto

3.2 PROGRAMA DE PRUEBAS EXPERIMENTALES

Durante las pruebas (tabla 3.2), el dispositivo experimental utilizado estuvo compuesto por ocho acelerómetros, ocho restauradores de señal, cuatro filtros, un convertidor analógico digital, un analizador de espectros y una computadora portátil. (Murià Vila *et al*, 2001)

Los acelerómetros se colocaron ubicándolos en los diferentes niveles de la estructura y variando su posición (Murià Vila, 2007) . Se instrumentaron los niveles intermedios de tal manera que sirvieran para identificar las frecuencias de modos superiores (Murià Vila *et al*, 1995) y verificar las frecuencias en los diferentes componentes de traslación y rotación. También fueron instrumentados tres puntos sobre el terreno para obtener la posible interacción entre el suelo y la estructura. En la figura 3.7 se tiene la siguiente nomenclatura para la identificación de los puntos instrumentados en el sistema:

A = azotea (seguido de N, S, E, O, que equivalen a norte, sur, este y oeste respectivamente)

E = representa alguno de los cuerpos estructurales del sistema seguido de su número correspondiente
 N = nivel de entepiso (seguido de su número correspondiente y orientación)
 T = terreno (seguido de su número correspondiente de acuerdo con su ubicación)

En la determinación de las frecuencias fundamentales del sistema para el componente (L) se utilizó la información captada en las pruebas 6, 7, 9, 11 y 12; para el componente (T) se utilizó la información captada en las pruebas 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 y 13; para la determinación de las frecuencias de torsión se utilizó la información captada en las pruebas 5, 8, 10, 13 y 14. Para los efectos ISE se utilizaron los registros de las pruebas 1, 2, 3 y 4.

Cabe mencionar que existió redundancia en la instrumentación de puntos, con el propósito de comparar y verificar resultados en el análisis (figura 3.7).

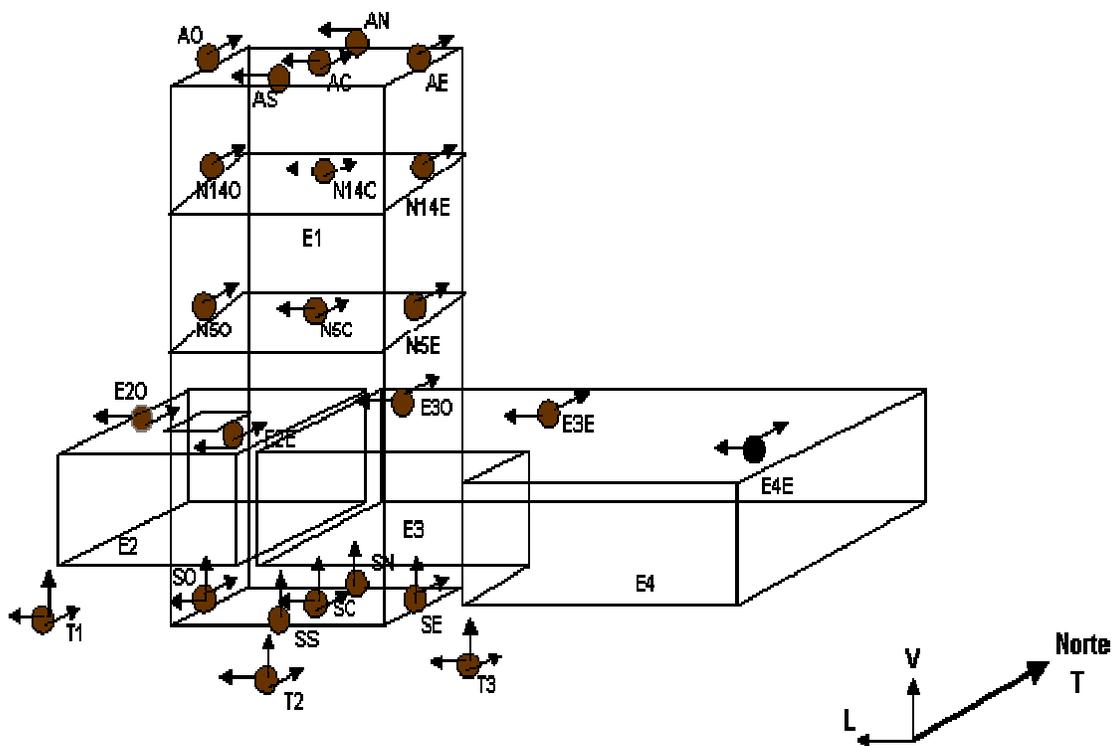


Figura 3.7 Puntos instrumentados en el sistema.

Tabla 3.2 Programa de pruebas experimentales.

PRUEBA	PUNTO	DIRECCIÓN	PRUEBA	PUNTO	DIRECCIÓN	PRUEBA	PUNTO	DIRECCIÓN
1	T1	L	6	AC	T	11	AC	L
	T1	V		SC	T		T2	L
	SC	L		SC	L		T2	T
	SC	V		N14C	T		E4C	L
	T3	V		AZC	L		AC	T
	T3	L		T2	L		E2	T
	T2	V		N14C	L		E4C	T
	T2	L		T2	T		E2	L
2	T1	L	7	AC	T	12	AC	L
	T1	T		SC	T		SC	L
	SC	L		SC	L		SC	T
	SC	T		N14C	T		E4C	L
	T3	L		AC	L		AC	T
	T3	T		N5C	L		E2	T
	T2	L		N14C	L		E4C	T
3	T2	T	8	N5C	T	13	E2	L
	AC	T		AC	T		AC	T
	SC	T		SC	T		SC	T
	SS	V		SE	T		SO	T
	SN	V		N14C	T		E4C	T
	T3	V		AZE	T		AO	T
	T3	T		N5E	T		E2O	T
	T2	T		N14E	T		E3	T
4	T2	V	9	N5C	T	14	E2	T
	AC	L		AC	L		AE	T
	SC	L		SC	L		E3E	T
	SE	V		SE	T		SO	T
	SO	V		N14C	L		E4E	T
	T3	V		AZE	T		AO	T
	T3	L		N5E	T		E2O	T
	T2	L		N14E	L		E3O	T
5	T2	V	10	N5C	T	15	E2E	T
	AC	T		AO	T		AS	L
	SC	T		SO	T		E3E	L
	SE	T		SE	T		SO	L
	SO	T		N5O	T		E4E	L
	AO	T		AE	T		AN	L
	T3	T		N14E	T		E2O	L
	AE	T		N5E	T		E3O	L
T2	T	N14O	T	E2E	L			

CAPÍTULO 4

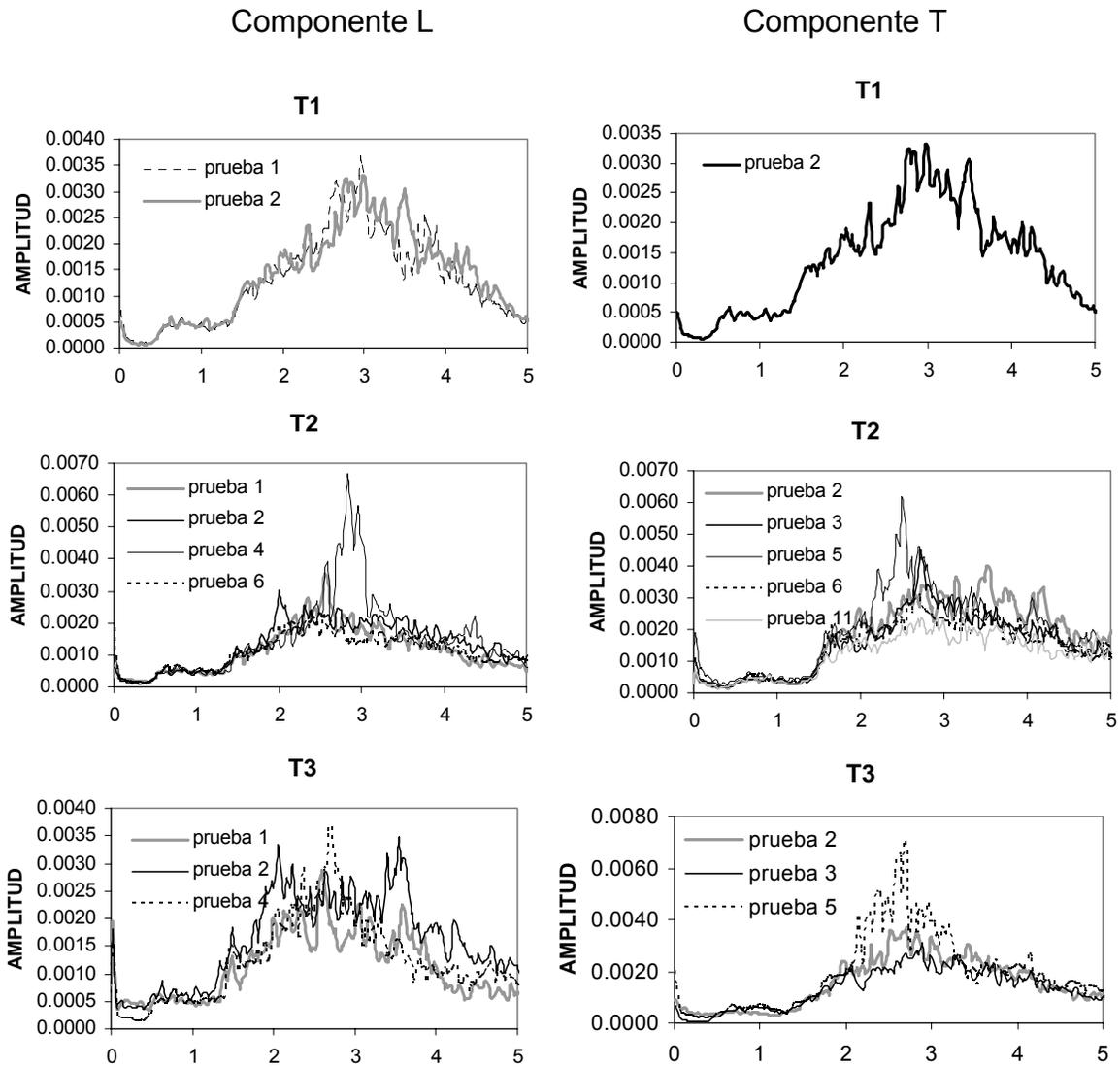
ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SISTEMA Y DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En este capítulo se presentan los resultados que se obtuvieron al aplicar el análisis espectral a los datos capturados durante las pruebas de vibración ambiental. Se identifican las frecuencias de vibrar del sistema asociadas a los modos en las diferentes direcciones de análisis, longitudinal (L), transversal (T) y el componente rotacional (R). Posteriormente se grafican las configuraciones modales que corresponden a cada frecuencia.

4.1 ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SISTEMA

Se instrumentaron tres puntos aledaños a la torre, con el propósito de visualizar los efectos ISE y posibles influencias de construcciones cercanas al sitio. Por tanto, se procedió a elegir un punto representativo del terreno, tomando en cuenta que previamente se determinaron las características físicas del suelo por medio de un estudio de mecánica de suelos, llevado a cabo por la empresa TGC geotecnia en el 2007.

Para la elección de dicho punto, se recurrió a visualizar los espectros de potencia de cada uno de los puntos instrumentados en el terreno para las diferentes pruebas (figura 4.1). En dicha figura se puede ver que la mayoría de los espectros de potencia de terreno muestran similitud en cuanto a comportamiento de amplitudes para frecuencias menores de 5 Hz, existiendo algunas variaciones. Tales variaciones se deben a la diferente intensidad en el movimiento que existe entre una prueba y otra. En el punto T3 del componente L, la prueba 2 tiene una pequeña diferencia con respecto a las otras pruebas para frecuencias menores a 5Hz. Las pequeñas diferencias que se presentan en los espectros de potencia en altas frecuencias no afectan de manera alguna a la identificación de las propiedades dinámicas, ya que éstas se obtienen en bajas frecuencias.



4.1 Densidades espectrales de los puntos instrumentados en terreno (T1, T2 y T3) durante las pruebas (P1, P2, P3, P4, P5, P6 y P11).

Para verificar cuales de los puntos del terreno son apropiados para representar al suelo, se realizaron los cocientes espectrales entre el sótano centro (SC) y los diferentes puntos instrumentados en el terreno (T1, T2 y T3) para los diferentes componentes (figura 4.2).

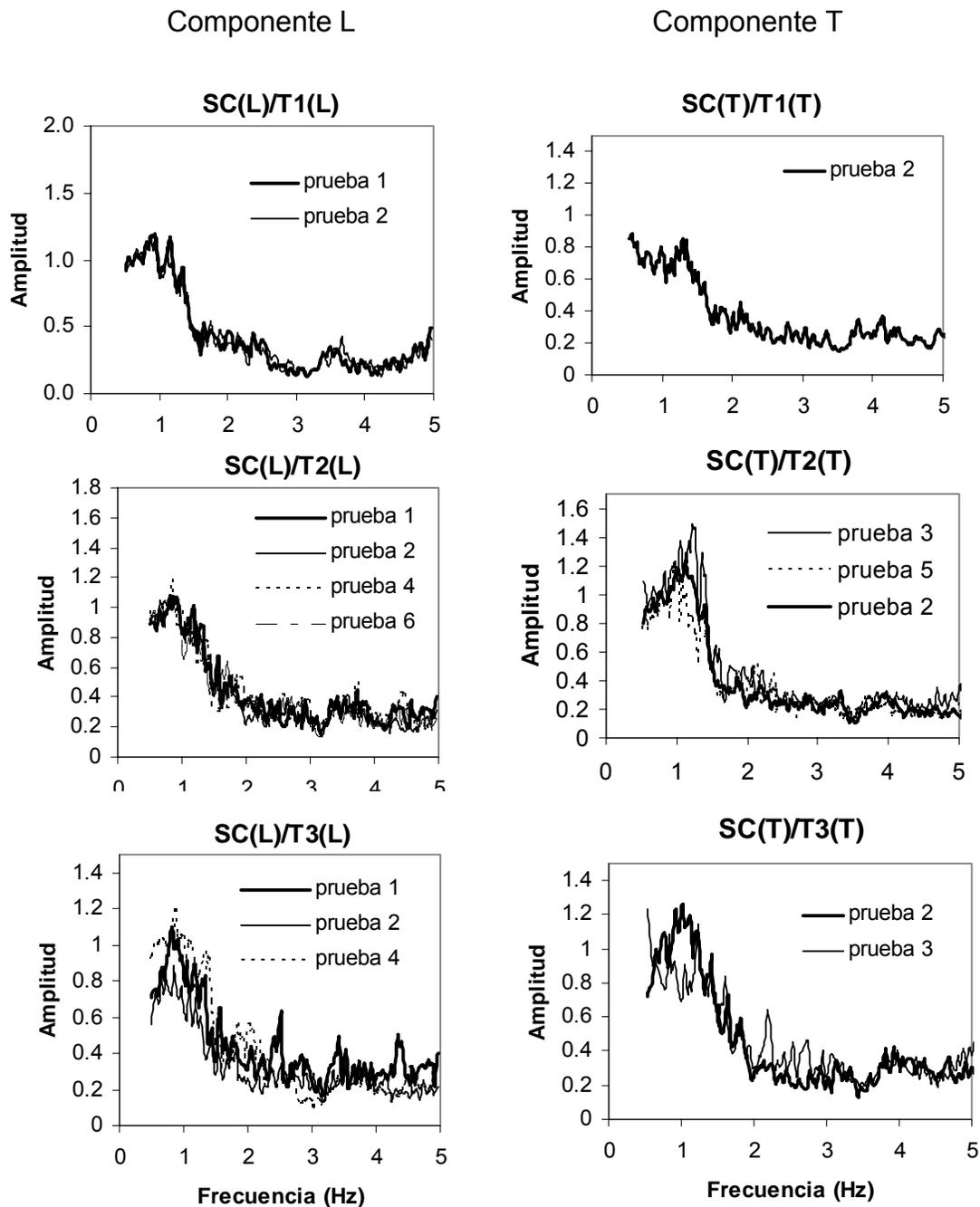


Figura 4.2 Superposición de los cocientes espectrales obtenidos entre sótano centro (SC) y terreno (T1, T2 y T3) en diferentes pruebas para los componentes L y T.

De acuerdo con la figura 4.2 se observa que hay diferencias importantes en amplitud de las señales en el terreno (T3), es por ello, que dicho punto no se considerará como el representativo del terreno; por lo tanto, los puntos (T1, T2) se tomarán en cuenta para el análisis.

4.1.1 DETERMINACIÓN DE FRECUENCIAS DEL SISTEMA

La identificación de las frecuencias fundamentales de vibrar del sistema se realizó con base en el método descrito en el capítulo 3 y se aplicó el procedimiento siguiente:

- Se obtiene la función de transferencia entre dos puntos instrumentados; en este caso se hace el cociente espectral AZC/SC en las direcciones L y T, de tal forma que es en éste donde se tienen de manera tentativa las frecuencias de la estructura, las cuales están asociadas a las ordenadas máximas. Posteriormente dichas frecuencias se comparan con las obtenidas en los cocientes de niveles intermedios y sótano. Es conveniente para la comparación de datos, que los cocientes realizados en niveles inferiores, se encuentren en la misma línea vertical, tomando como referencia el punto instrumentado en azotea (figura 4.3).

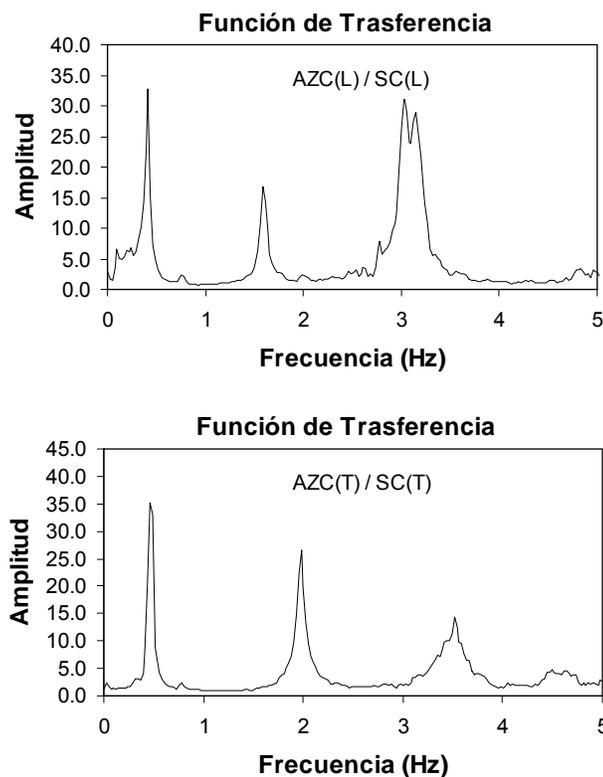


Figura 4.3 Función de transferencia entre azotea centro (AZC) y sótano centro (SC), direcciones L y T.

- Para obtener las frecuencias de vibración del sistema en los componentes L y T se hacen los cocientes de AZC/T2 en diferentes pruebas.

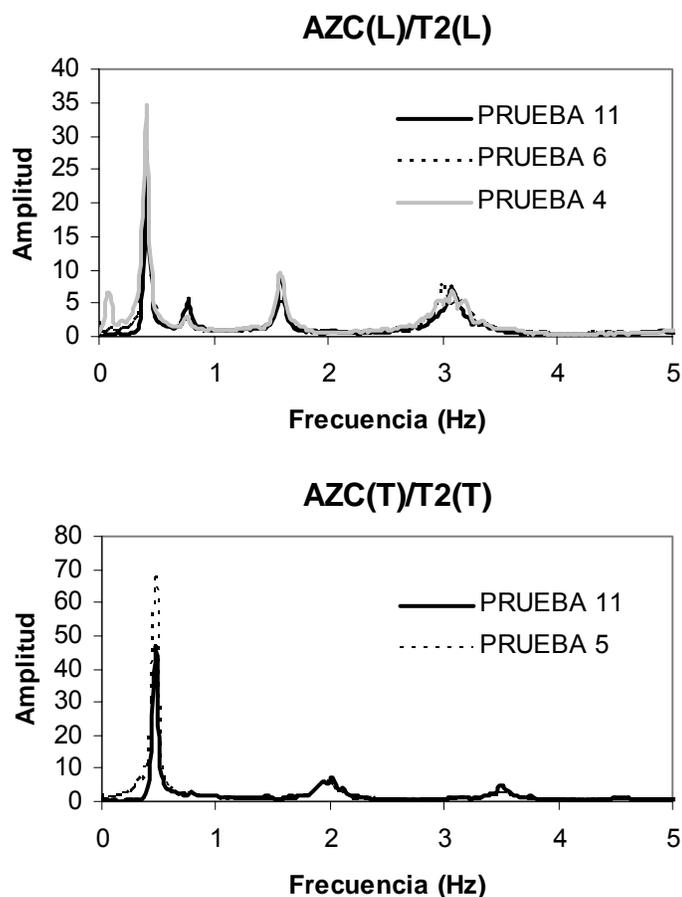


Figura 4.4 Función de transferencia en diferentes pruebas, entre azotea centro (AZC) y terreno 2 (T2), direcciones L y T.

De estos cocientes se obtuvieron las frecuencias del sistema asociadas a los modos de vibrar (figura 4.4), ya que el punto Instrumentado T2 es uno de los que mejor representan al suelo en el sitio.

Ahora bien, para determinar las propiedades dinámicas en el componente de torsión se tiene lo siguiente:

- Para ello se deben tomar en cuenta las señales captadas en los centros de masa y esquinas ó extremos de los niveles instrumentados. De acuerdo con la instrumentación llevada a cabo en las pruebas de vibración ambiental, se determinó la dirección T como ideal para obtener las propiedades del componente torsional. Se realizan los cocientes AZE/AZC, AZO/AZC, N12E/N12C y N5E/N5C. Las frecuencias o sus intervalos para este componente se identifican en el nivel de azotea al inspeccionar las ordenadas máximas de la función de transferencia. Posteriormente se hace una comparación con las funciones de transferencia que se obtuvieron en

los niveles intermedios. Así los valores o intervalos de valores que coinciden se fijan como los asociados a las frecuencias del componente de torsión (figuras 4.5 a 4.8).

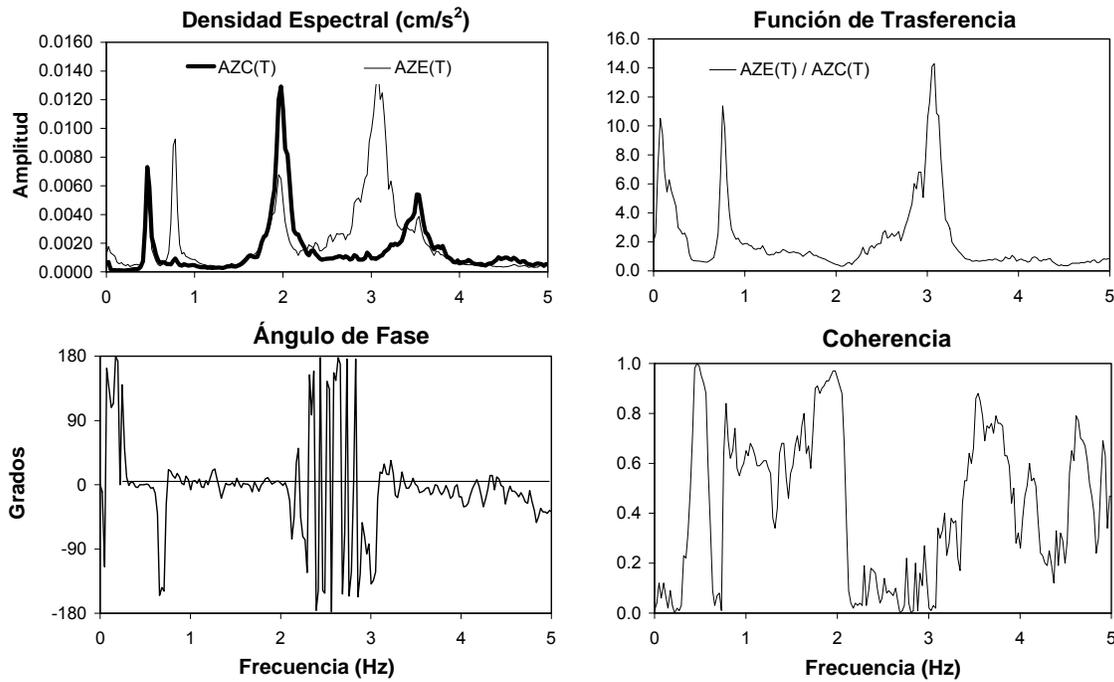


Figura 4.5 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales de azotea Este (AZE) y azotea centro (AZC) en dirección T.

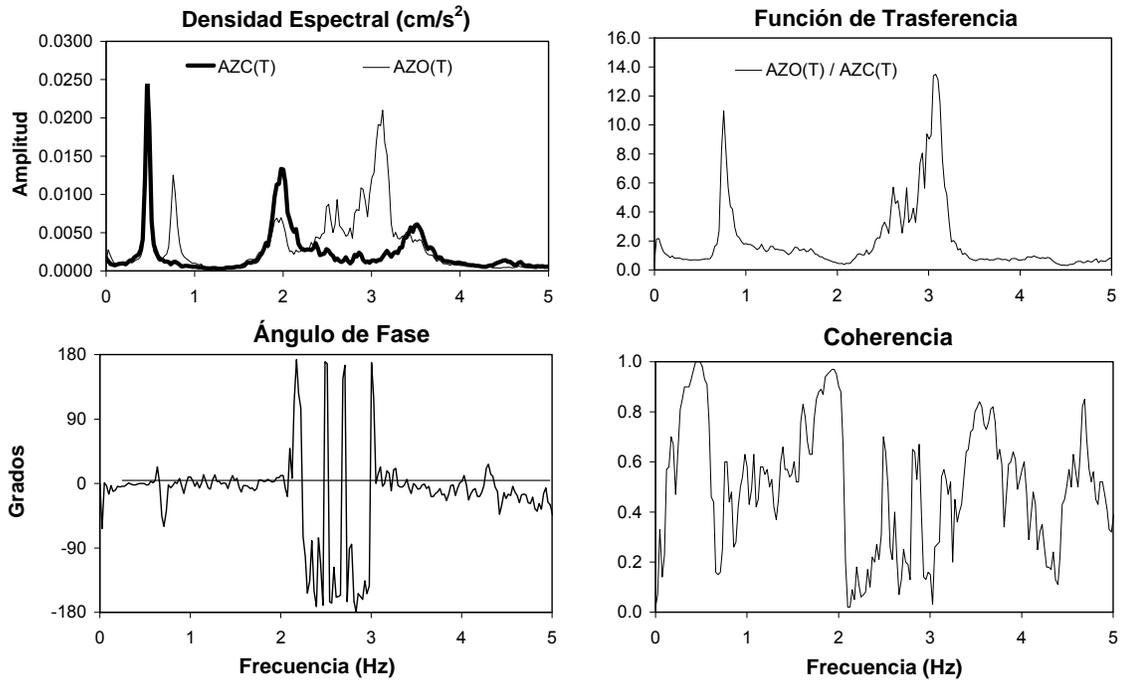


Figura 4.6 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales de azotea Oeste (AZO) y azotea centro (AZC) en dirección T.

Para comprobar las frecuencias obtenidas en este componente, se procede a analizar los espectros de ángulos de fase que se obtienen entre los puntos de las

esquinas o extremos de cada nivel instrumentado. Se recurre a los ángulos de fase, debido a que sus frecuencias de torsión tendrán valores cercanos a 180° y -180° .

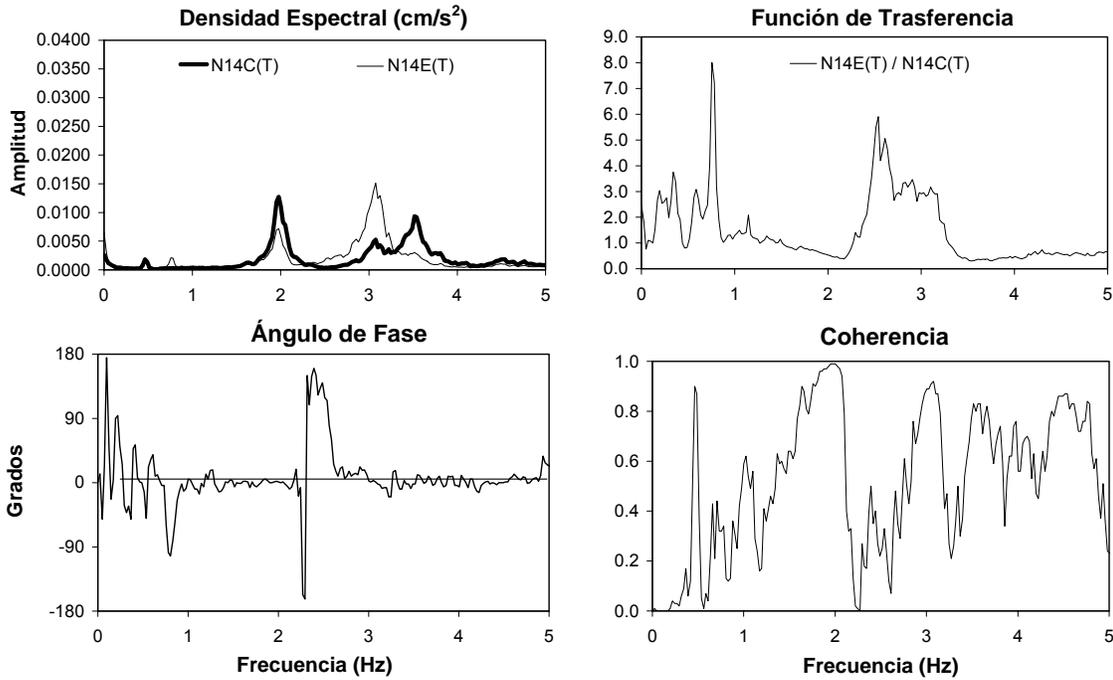


Figura 4.7 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del entrepiso 14 Este (N14E) y entrepiso 14 centro (N14C) en dirección T.

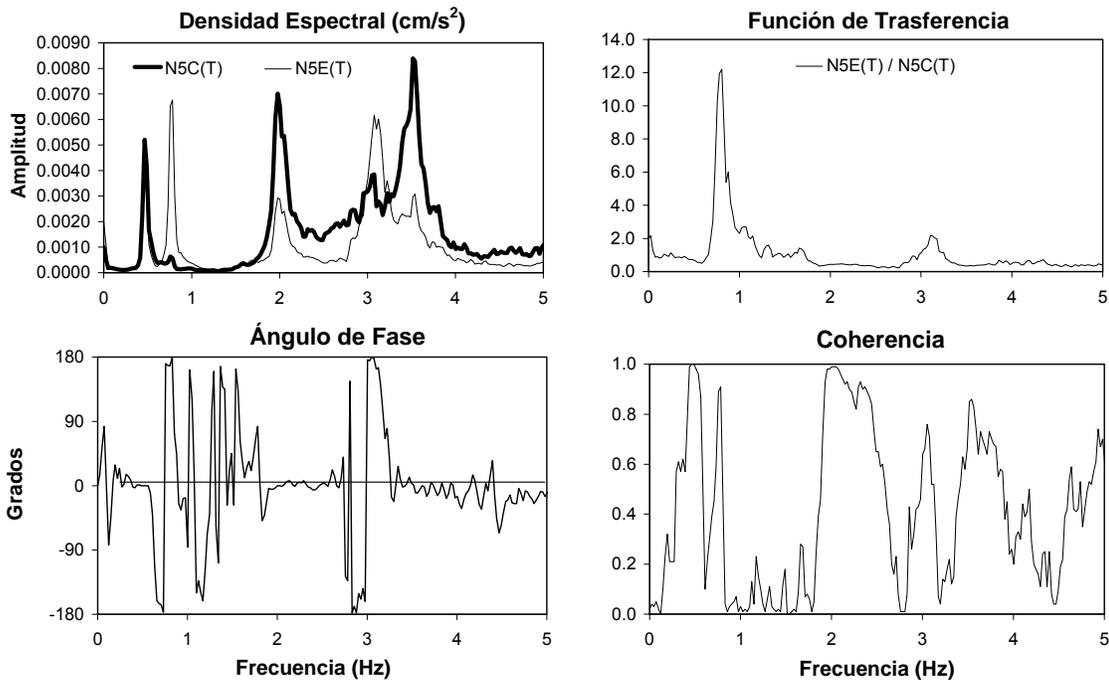


Figura 4.8 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del entrepiso 5 Este (N5E) y entrepiso 5 centro (N5C) en dirección T.

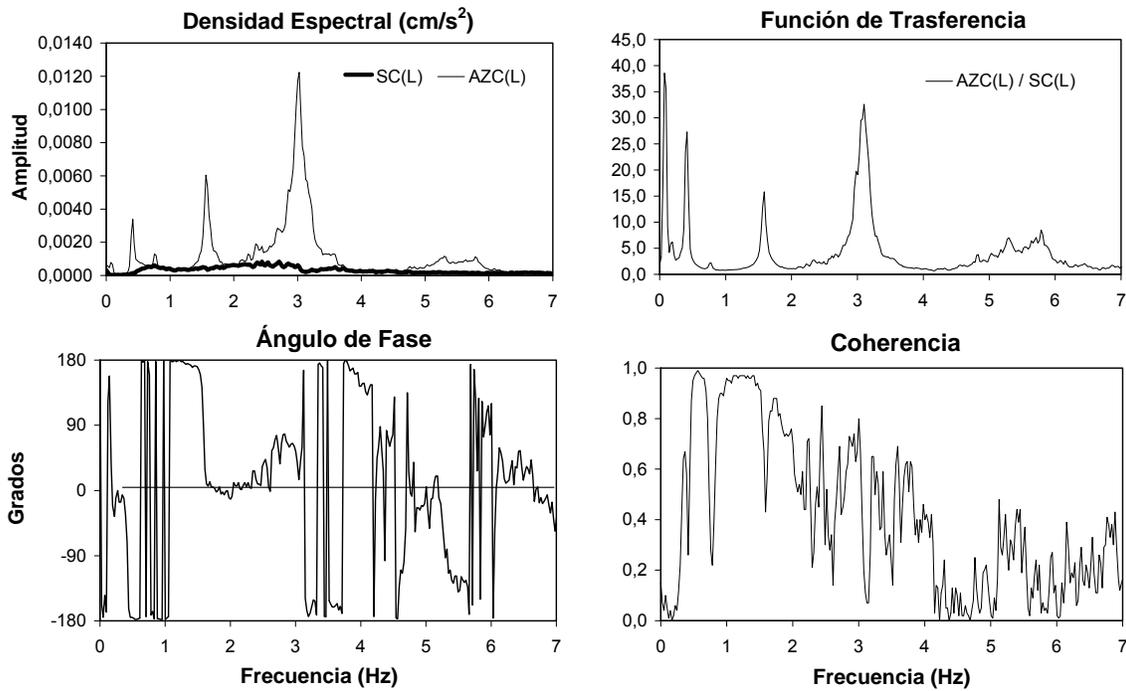


Figura 4.9 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales de azotea centro (AZC) y sótano centro (SC) en dirección L.

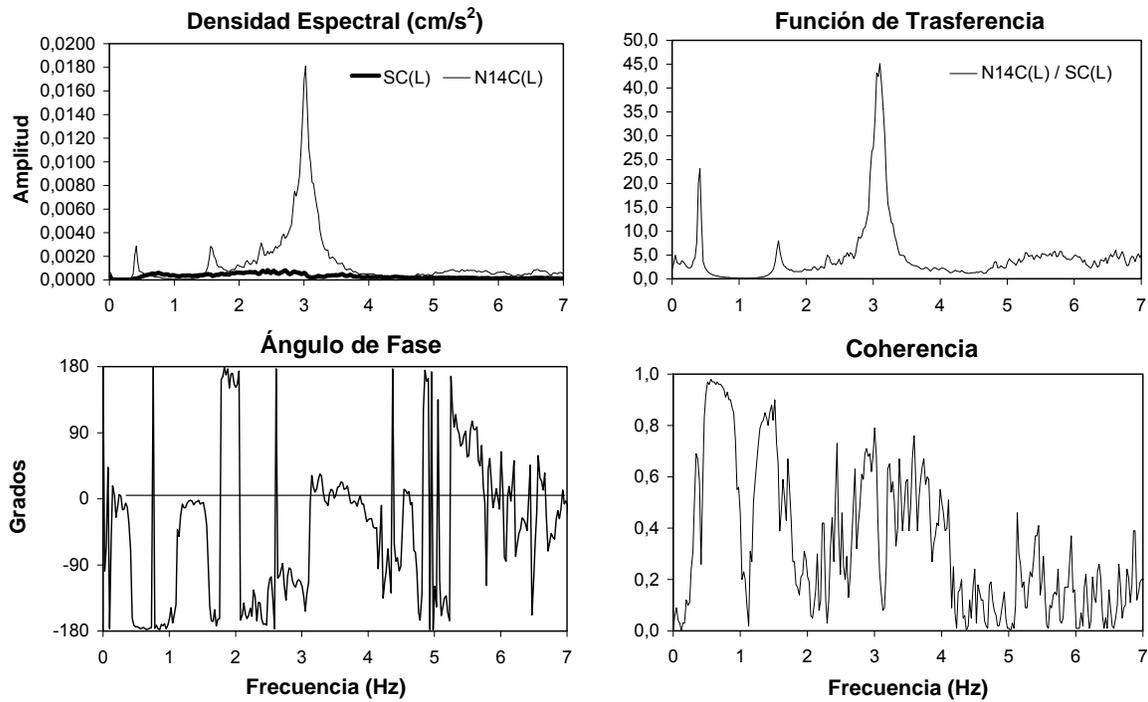


Figura 4.10 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 14 centro (N14C) y sótano centro (SC) en dirección L.

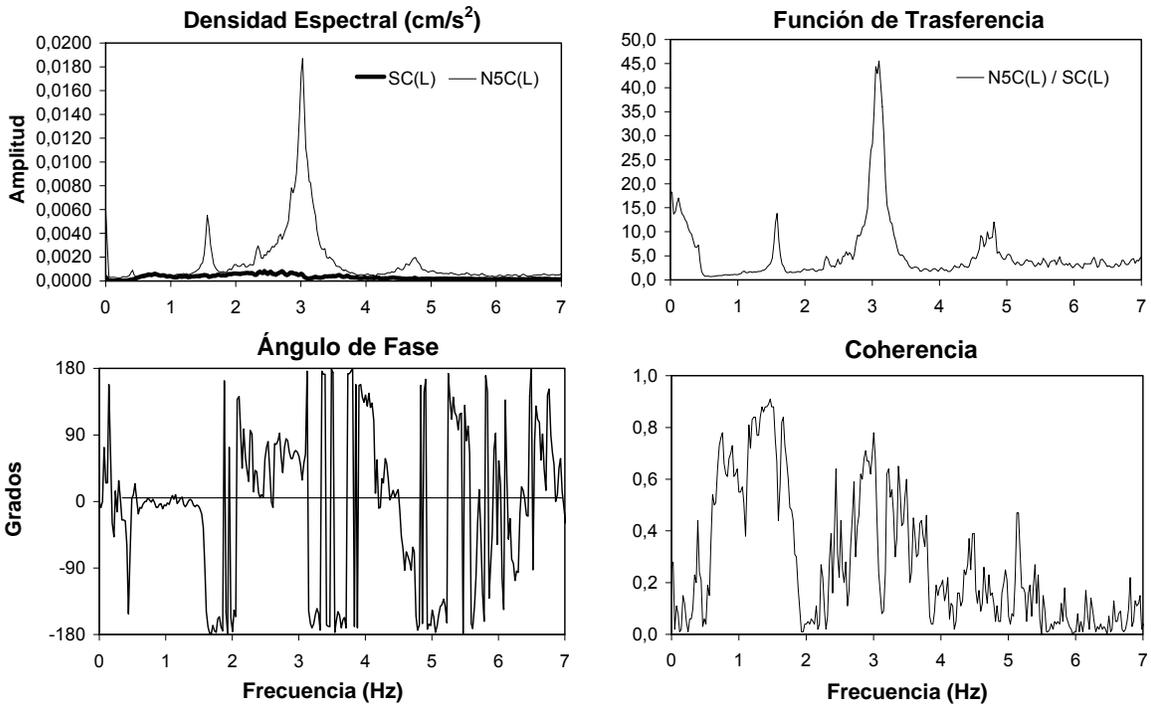


Figura 4.11 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 5 centro (N5C) y sótano centro (SC) en dirección L.

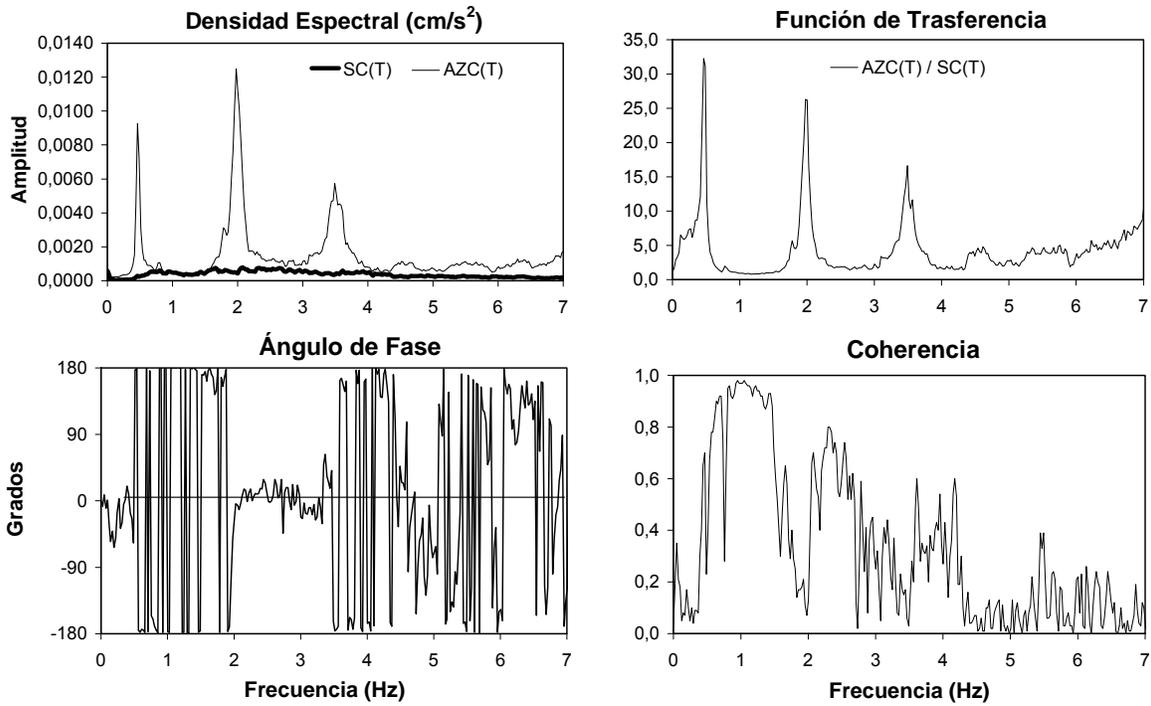


Figura 4.12 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales de azotea centro (AZC) y sótano centro (SC) en dirección T.

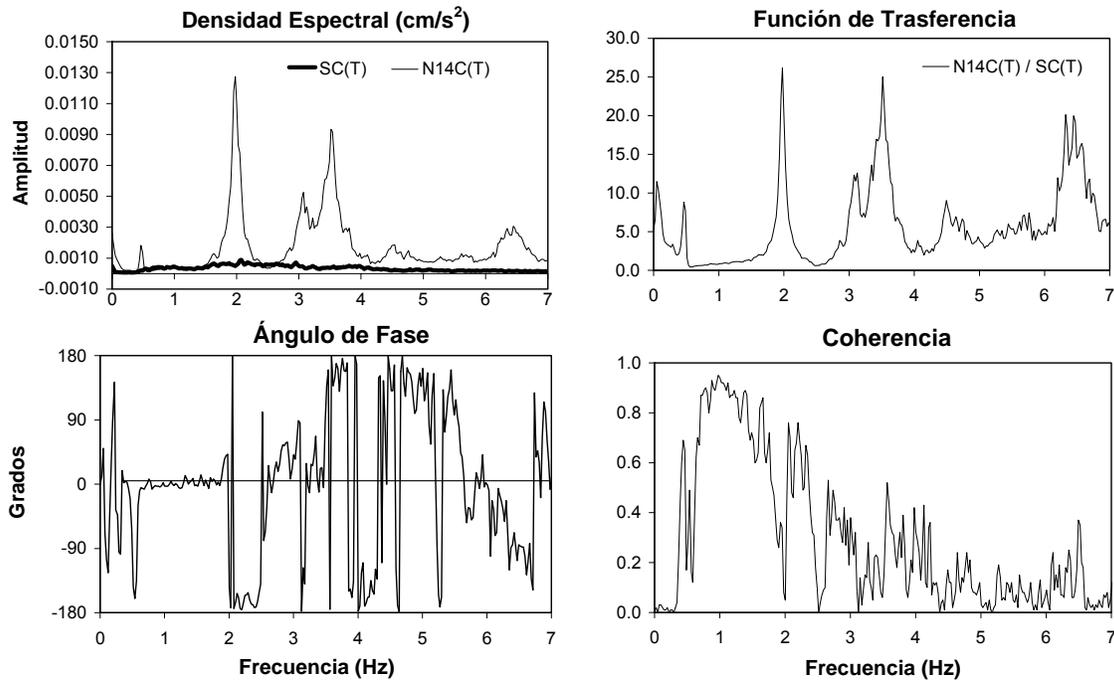


Figura 4.13 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 14 centro (N14C) y sótano centro (SC) en dirección T.

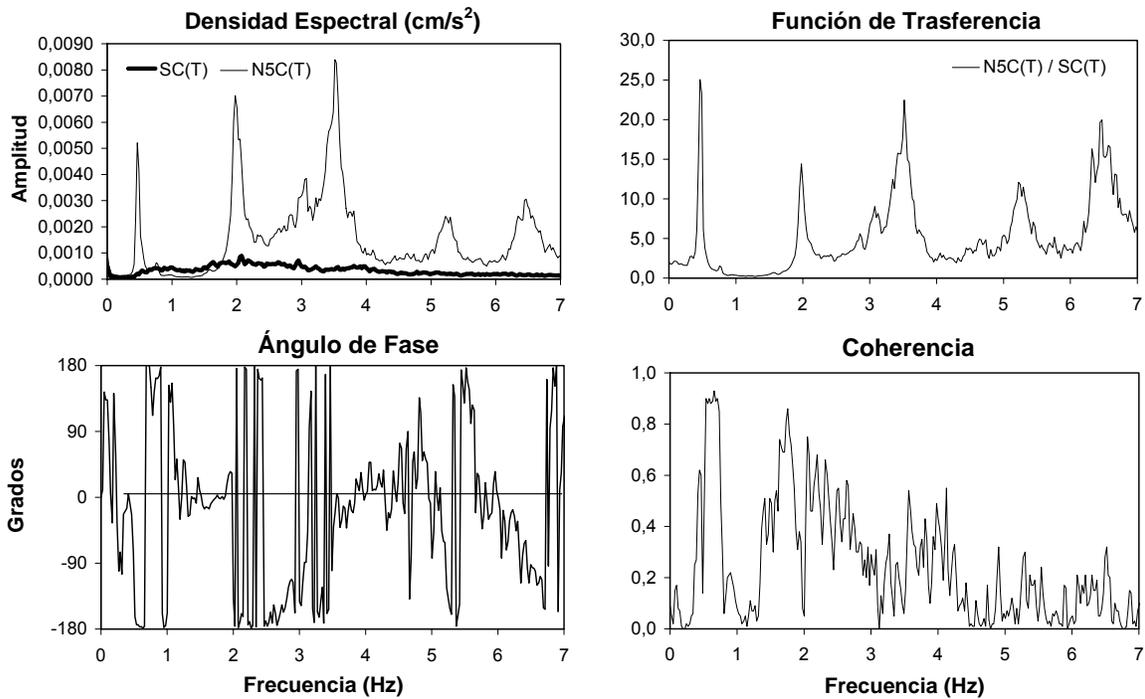


Figura 4.14 Densidad espectral, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 5 centro (N5C) y sótano centro (SC) en dirección T.

La tabla 4.1 muestra las frecuencias fundamentales de vibrar para el sistema, obtenidas mediante la revisión de las funciones de transferencia en las diferentes direcciones de análisis.

Para localizar las frecuencias asociadas al cuarto modo de vibrar, se revisaron las ordenadas máximas de la función de transferencia, cabe mencionar que resulta más complicado detectar la frecuencia asociada a dicho modo, ya que el pico de la ordenada no es lo suficientemente grande para detectarla casi de primera instancia, es por ello que en la tabla 4.1 se anotó el intervalo de posibles frecuencias.

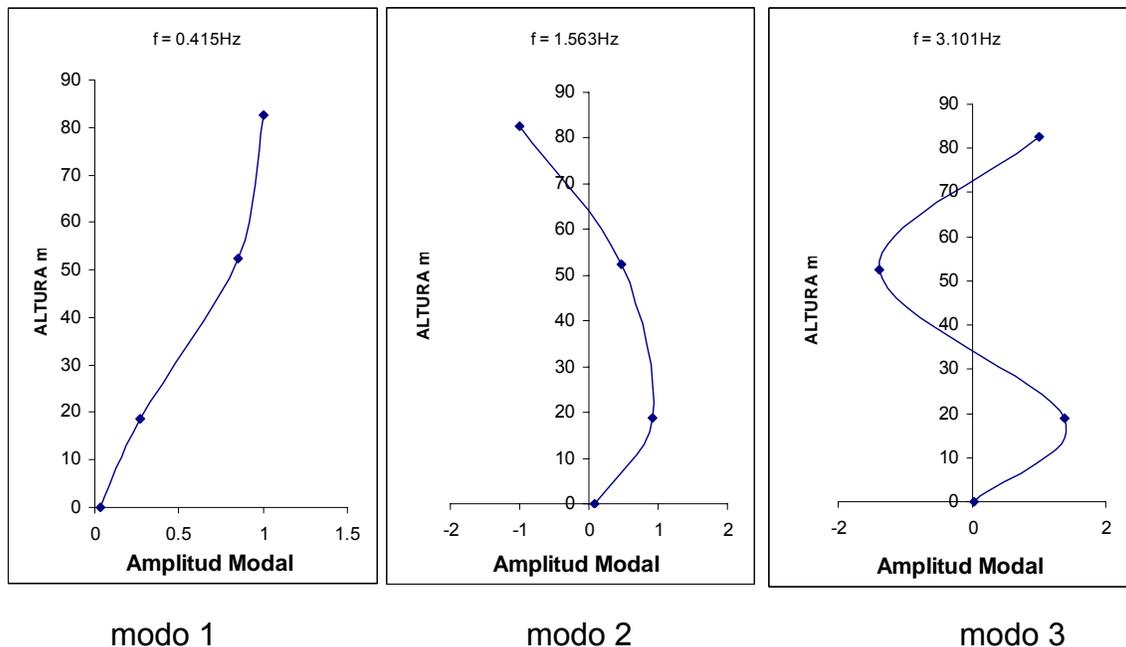
Tabla 4.1 Frecuencias fundamentales de vibrar.

MODOS	FRECUENCIAS (Hz) sistema		
	L	T	R
1	0.415	0.464	0.537 - 0.659
2	1.563	1.978	3.072 - 3.174
3	3.101	3.516	5.44 - 5.615
4	5.762 - 5.811*	4.565 - 4.81*	

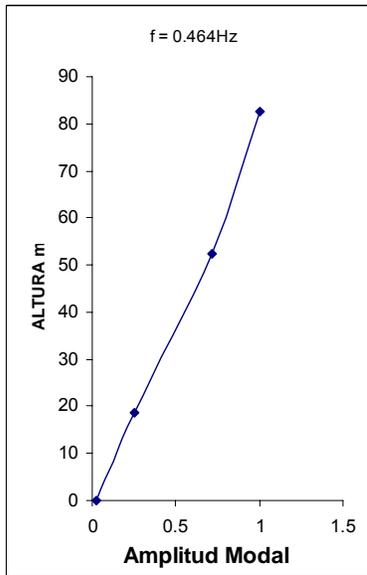
* Probables frecuencias

4.1.2 DETERMINACIÓN DE CONFIGURACIONES MODALES

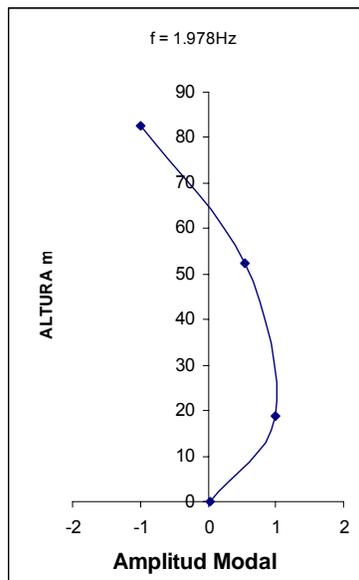
Dirección L



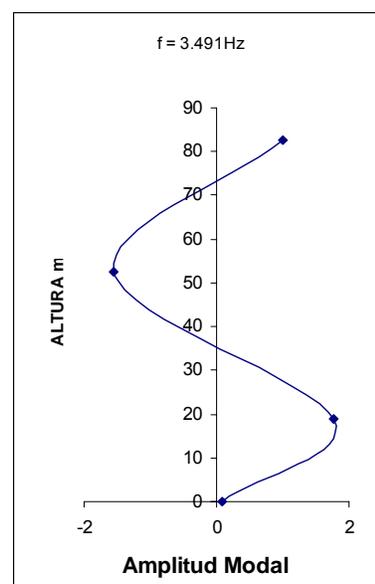
Dirección T



modo 1

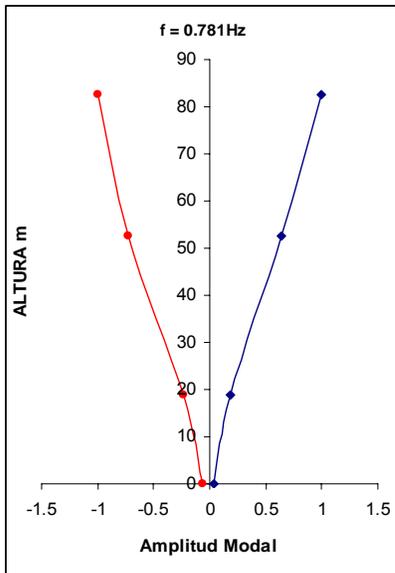


modo 2

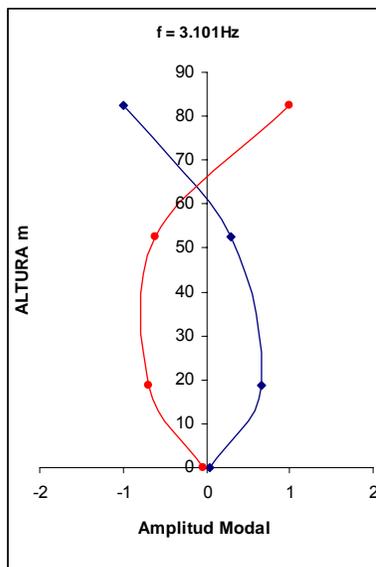


modo 3

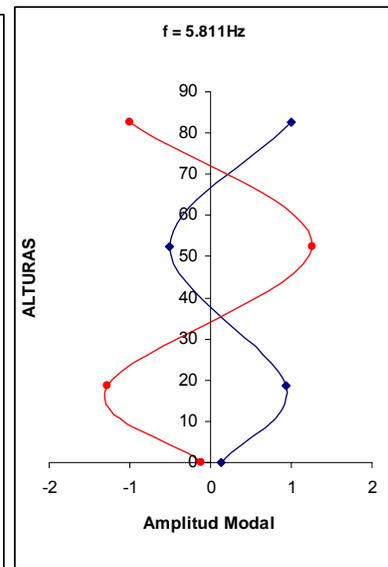
Torsión



modo 1



modo 2



modo 3

Figura 4.15 Configuraciones modales para los tres componentes.

Se trazaron las configuraciones modales correspondientes a las frecuencias de vibración de los componentes T, L y R. El procedimiento que se llevó a cabo, se explicó en el capítulo anterior; básicamente la amplitud de la forma modal en cierto nivel, se toma igual a la amplitud de la función de transferencia entre dicho nivel y la base, normalizada respecto a la azotea, y la polaridad del movimiento se toma de acuerdo al valor del ángulo de fase. Las configuraciones modales para los tres componentes se muestran en la figura 4.15.

4.2 ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Cuando un edificio se encuentra desplantado sobre suelo blando se puede ver afectada su respuesta dinámica debido a los efectos de interacción suelo-estructura, estos modifican las propiedades dinámicas del sistema.

Dicha interacción consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo. La interacción influye en las propiedades dinámicas de la estructura, así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

La interacción inercial proviene de la inercia y flexibilidad del sistema, el cual considera la masa.

La interacción cinemática es el efecto que se tiene debido a la diferencia que existe entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva en la base. Este efecto se origina por que la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, generándose un efecto de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimiento (figura 4.16).

Los efectos ISE se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración. La manera en la que se lleva a cabo el cálculo de las rigideces de la cimentación es de acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo 3. Además estos efectos se obtendrán por medio del programa DYNA5 y la metodología propuesta en el RCDF-NTCDS 2004.

Con el análisis no paramétrico se pueden detectar los efectos ISE, ya que las diferencias entre las ordenadas de las funciones de transferencia entre AZC/SC y AZC/T indican que existen tales efectos (figura 4.17).

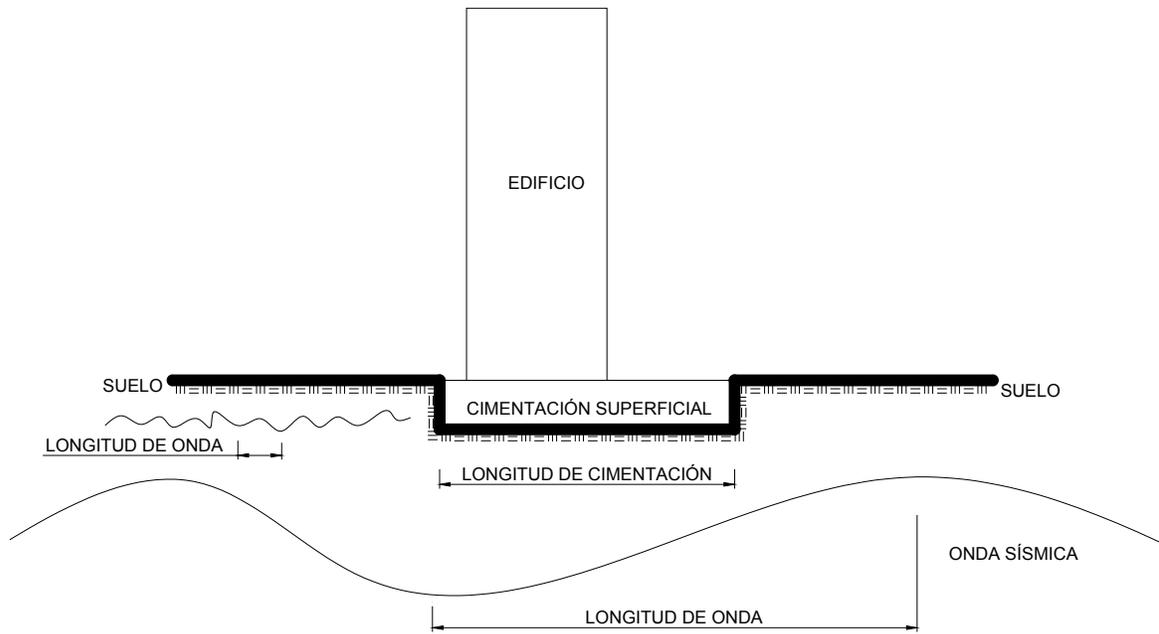


Figura 4.16 Interacción cinemática.

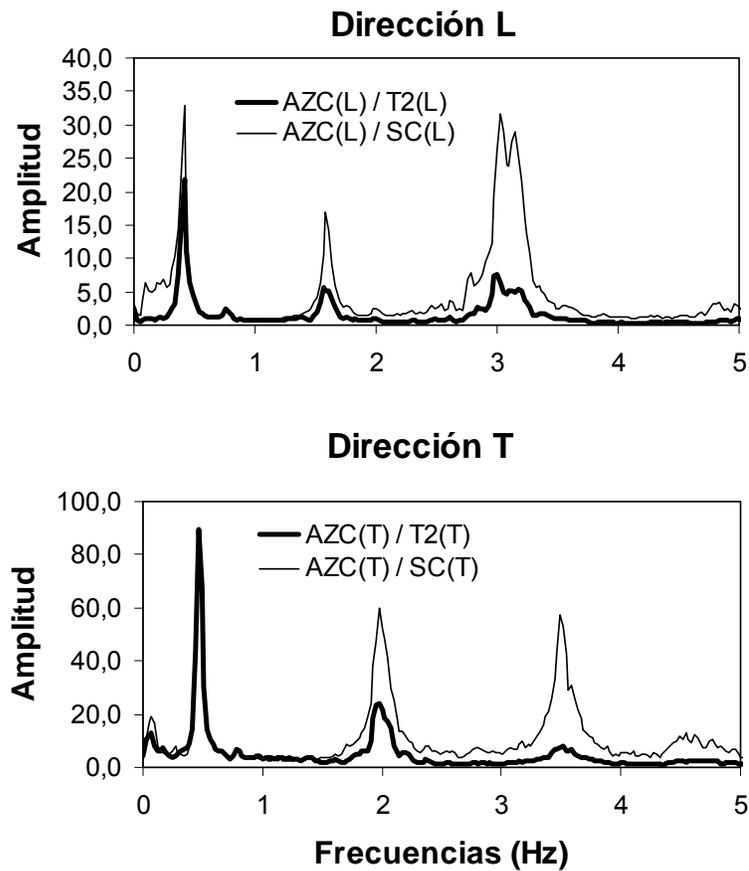


Figura 4.17 Comparación entre las funciones de transferencia de AZC/SC y AZC/T2 en las direcciones T y L.

4.2.1 DETERMINACIÓN DE RIGIDECES CON EL PROGRAMA DYNA5

Se analizaron con el programa Dyna5 una serie de modelos, con el interés de comparar sus resultados, ya que en algunos casos se considera el suelo estratificado y en otros homogéneo.

Primeramente, se obtienen resultados de la rigidez que aporta el cajón y posteriormente la de los pilotes, ya sea con o sin efectos de grupo.

Como dicho programa sólo permite introducir medidas de cajones rectangulares y una sola profundidad, se procedió a obtener un cajón equivalente de acuerdo con sus propiedades geométricas. Así mismo sucede con los pilotes ya que solamente admite un diámetro y una longitud. La figura 4.18 muestra el cajón de cimentación del conjunto.

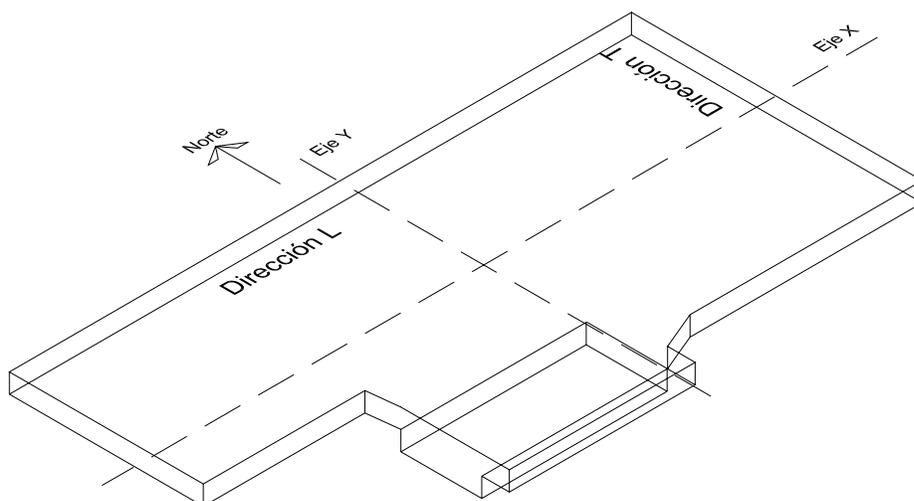


Figura 4.18 Cajón de cimentación

La parte menos profunda del cajón de cimentación tiene 4m, la cual pertenece a los cuerpos bajos, y la más profunda corresponde a la torre, que es de 7m. Para obtener un cajón equivalente con las mismas rigideces del cajón de cimentación original, se procedió de la siguiente manera:

Primero, se obtuvo el centroide y los momentos de inercia del cajón de cimentación original (figura 4.19).

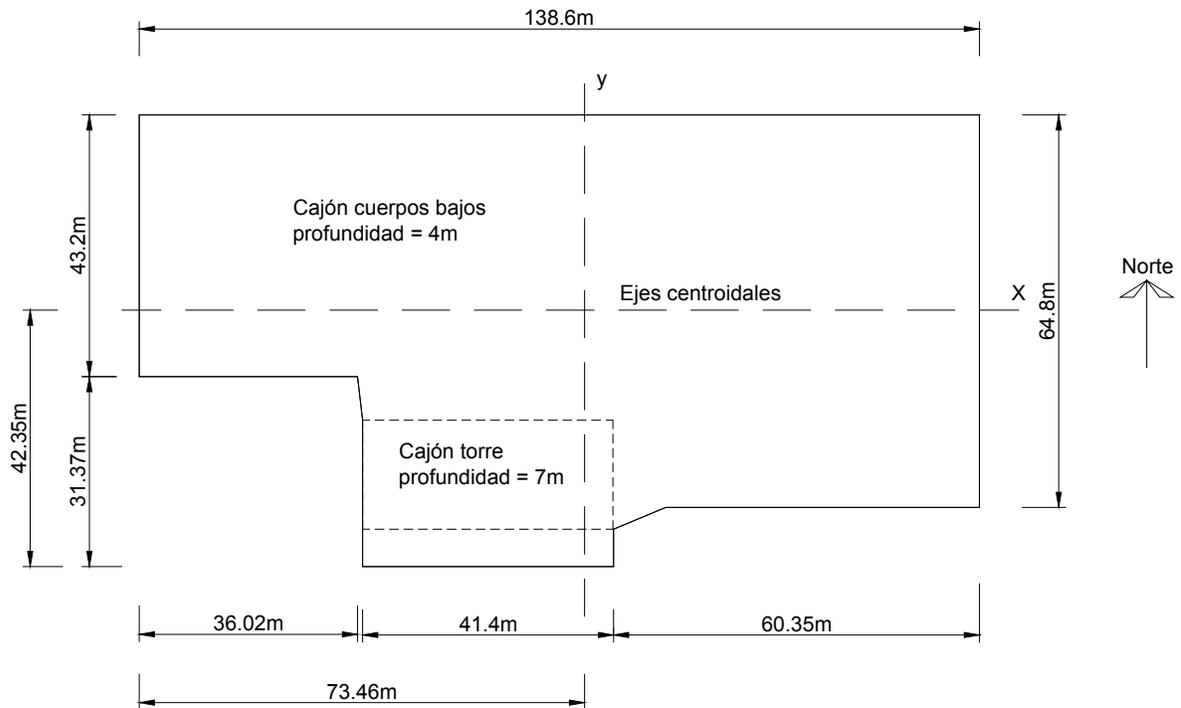


Figura 4.19 Cajón de cimentación original visto en planta

Los momentos de inercia son

$$I_x = 3323667m^4$$

$$I_y = 12197207m^4$$

Como el programa Dyna5 no admite más que cajones rectangulares, entonces se calculó un cajón equivalente con base en los momentos de inercia anteriores:

Se sabe que los momentos de inercia para un rectángulo son

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \tag{4.1}$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12} \tag{4.2}$$

Una vez obtenidos los momentos de inercia I_x y I_y del cajón real, se procede a sustituirlos en las dos expresiones anteriores y se despeja bh^3 y hb^3 .

$$bh^3 = 12(3323667) = A = 39884004 \tag{4.3}$$

$$hb^3 = 12(12197207) = B = 146366484 \tag{4.4}$$

Despejando b de (4.3)

$$b = \frac{A}{h^3} \quad (4.5)$$

Sustituyendo el valor de b en (4.4)

$$h \left(\frac{A}{h^3} \right)^3 = B \quad (4.6)$$

$$h = \sqrt[8]{\frac{A^3}{B}} \quad (4.7)$$

Sustituyendo los valores de A y B en la ecuación 4.7, se tiene

$$h=67.54\text{m}$$

Sustituyendo los valores de A y h en la ecuación 4.5, se tiene

$$b=129.45\text{m}$$

Por lo tanto el cajón equivalente es el que se muestra en la figura 4.20

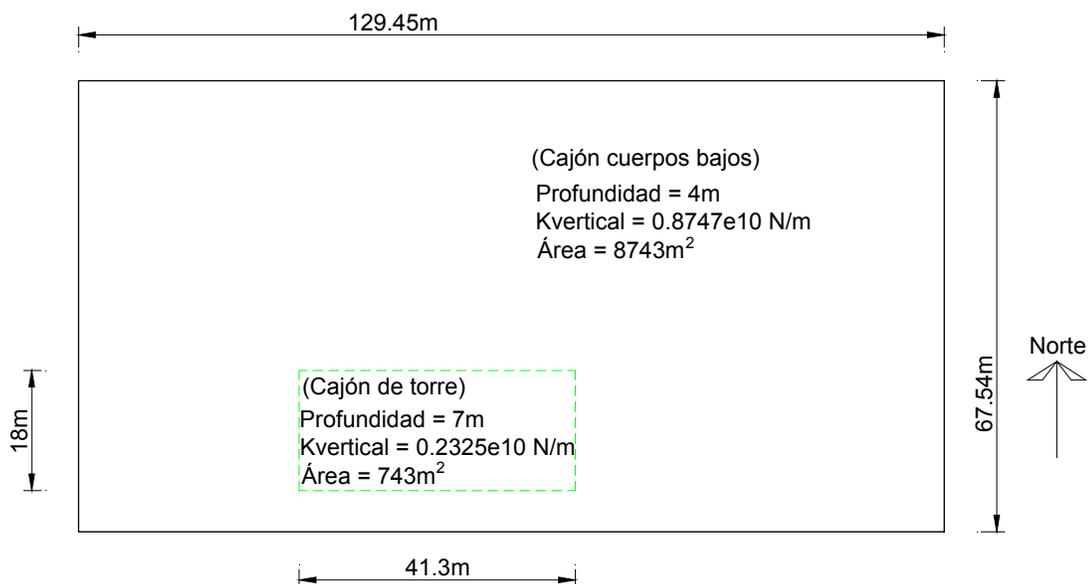


Figura 4.20 Cajón de cimentación equivalente

Entonces, por medio del programa Dyna5, se obtienen las rigideces de la cimentación. Como el cajón tiene diferentes profundidades, se procedió en tres fases.

Primeramente se obtuvieron las rigideces de la parte del cajón que tiene 4m de profundidad (figura 4.21), a este cajón se le llamó **CAJÓN 1**.

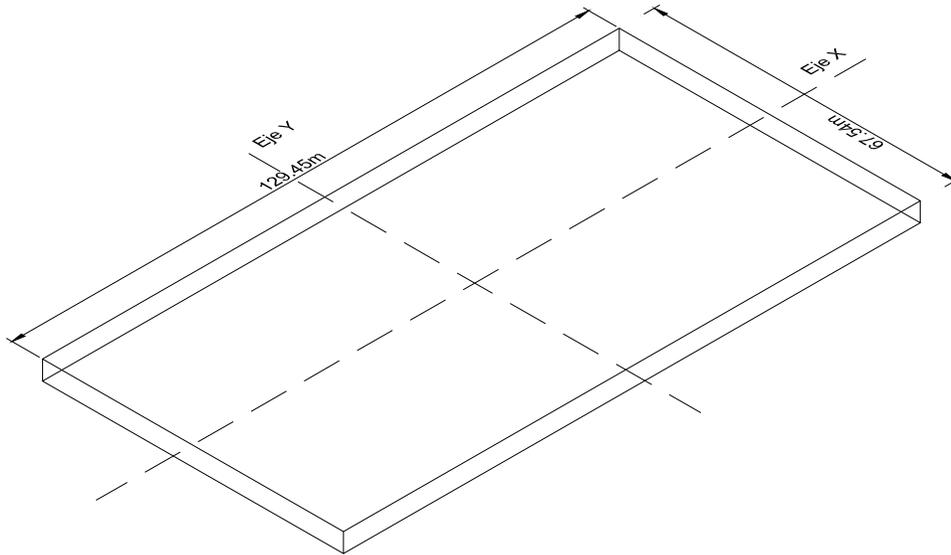


Figura 4.21 Isométrico del cajón 1 (4m de profundidad)

Después se obtuvieron las rigideces del cajón que sólo pertenece a la torre con profundidad de 7m (figura 4.22), a este cajón se le llamó **CAJÓN 2**.

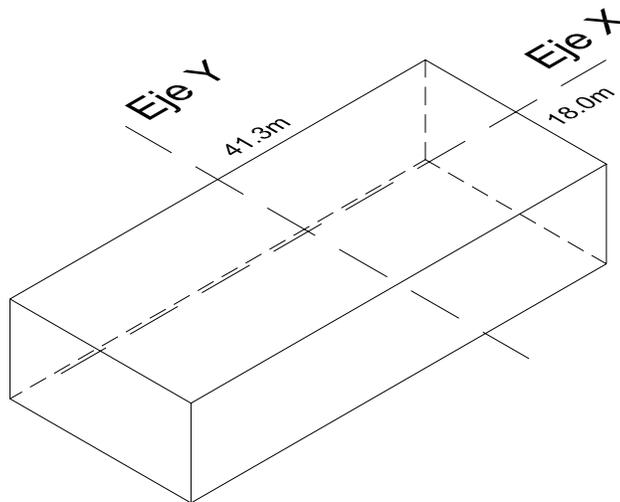


Figura 4.22 Isométrico del cajón 2 (7m de profundidad).

Posteriormente se obtuvieron las rigideces del cajón que sólo pertenece a la torre, pero sólo considerando 4m de profundidad (figura 4.23), ya que esta parte se restará de las anteriores, o de lo contrario se estaría tomando dos veces (a este cajón se le llamó **CAJÓN 3**).

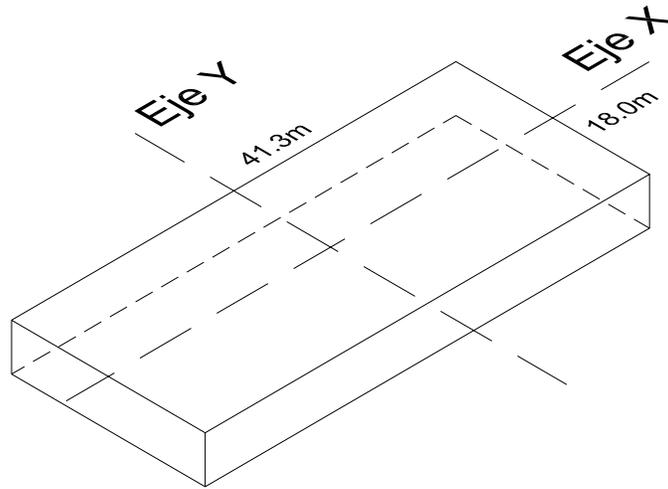
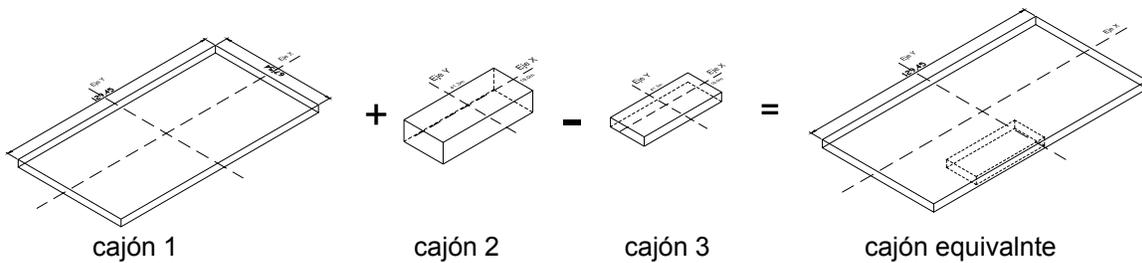


Figura 4.23 Isométrico del cajón 3 (4m de profundidad).

Por lo tanto, la rigideces totales del cajón se consideran como sigue

$$k^{equivalente} = k^{cajón 1} + k^{cajón 2} - k^{cajón 3}$$

La expresión anterior se representa en la siguiente ilustración



Por tanto se puede decir que

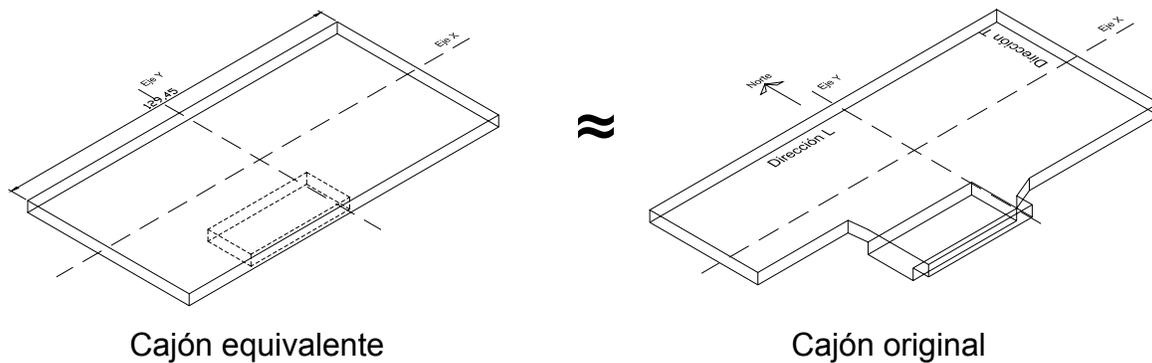


Figura 4.24 Cajón equivalente y original del sistema.

Se puede observar en la figura 4.25 que el centro de rigidez no coincide con el centro de figura, ya que existe una zona del cajón que es más profunda y rígida que el resto, por tanto se recurrió a calcular un centro de rigidez, el cual, a su vez sirve para obtener las rigideces de cabeceo totales.

Para obtener este centro de rigidez, se tomaron en cuenta las rigideces verticales de los cajones 1 y 2; así se tiene que la parte más profunda (cajón 2) del cajón de cimentación es la más rígida (figura 4.23). El área vista en planta del cajón con profundidad de 7m corresponde al 8% del área vista en planta del cajón con profundidad de 4m. Entonces, se procede a obtener la rigidez vertical que aporta cada una de las partes del cajón con diferente profundidad

$$\text{Rigidez por } m^2 = \frac{k_{v1}}{A_1} = \frac{0.8747 \times 10^{10}}{8743} = 0.10 \times 10^7 \dots\dots (\text{profundidad 4m})$$

$$\text{Rigidez por } m^2 = \frac{k_{v2}}{A_2} = \frac{0.2325 \times 10^{10}}{743.4} = 0.31 \times 10^7 \dots\dots (\text{profundidad 7m})$$

Donde; k_{v1} = Rigidez vertical del cajón 1, k_{v2} = Rigidez vertical del cajón 2 ,
 A_1 = Área del cajón 1, A_2 = Área del cajón 2 .

Lo anterior indica que la rigidez vertical de la zona del cajón de cimentación que tiene 7m de profundidad es 3.1 veces mayor que la zona que tiene 4m. Con estos datos se obtiene el centro de rigidez que servirá para calcular las rigideces de cabeceo (figura 6.25).

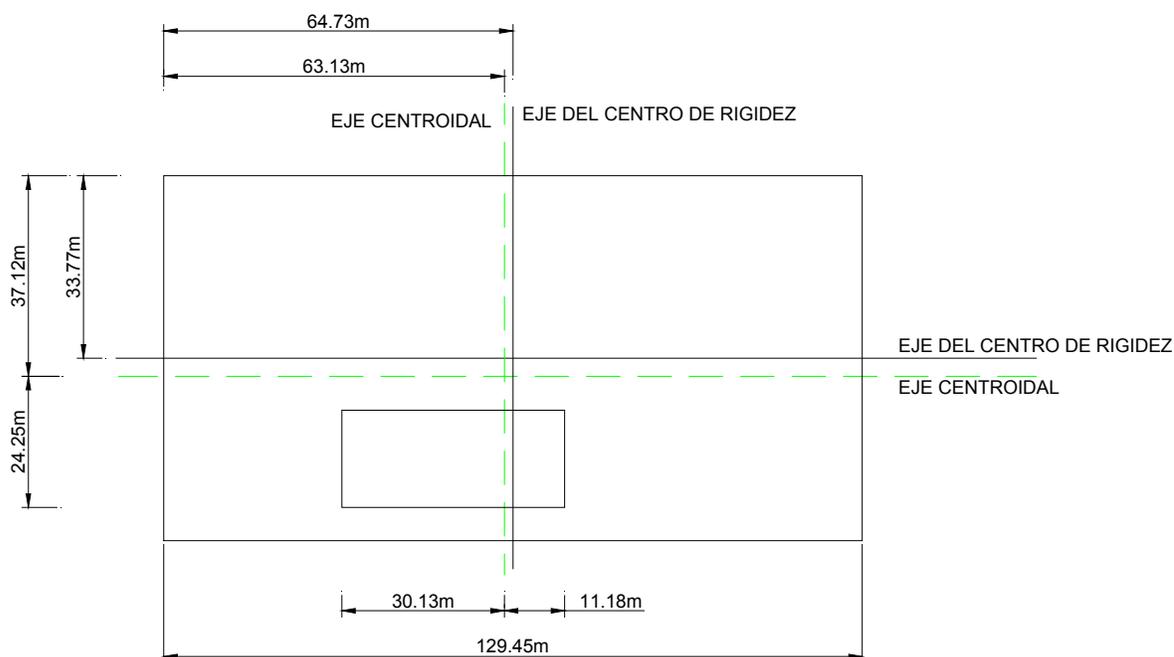


Figura 4.25 Centro de rigidez y centroide del cajón equivalente.

La cimentación del conjunto tiene un refuerzo por medio de pilotes de diferentes características, las cuales se muestran en la tabla 6.1, en la cual se puede ver que se tiene un total de 281 pilotes, de los cuales sólo se consideran 208, ya que el trabajo de los pilotes metálicos ha sido descartados debido a que a través del tiempo se han corroído y doblado por los asentamientos (Auvinet, 2007).

Entonces, los pilotes a tomar en cuenta para el análisis, son los de control y de fricción, los cuales son de concreto reforzado y se encuentran desplantados a 30m y 25m de profundidad, respectivamente.

Debido a que el programa Dyna5 sólo acepta un tipo de pilote, y como se tienen dos tipos, se procedió a obtener un pilote equivalente. En la tabla 4.2 se muestran las rigides de los dos tipos de pilotes considerados en el análisis, tales rigideces se obtuvieron idealizando el trabajo de cada pilote de manera aislada.

Tabla 4.2 Rigideces de cada tipo de pilote obtenidas con el programa Dyna5.

Pilote	Diámetro (m)	$k_{Vertical}$ ($N / mX 10^{10}$)	k_T ($N / mX 10^{10}$)	k_L ($N / mX 10^{10}$)	k_{rT} ($Nm / radX 10^{10}$)	k_{rL} ($Nm / radX 10^{10}$)	k_{rV} ($Nm / radX 10^{10}$)
Fricción	0.50	0.020180	0.004021	0.004021	0.006645	0.006645	0.001402
Control	0.50	0.021290	0.004021	0.004021	0.006645	0.006645	0.001402

En la tabla 4.2 se puede ver que los pilotes coinciden, prácticamente, con las mismas rigideces en todos sus componentes, con una pequeña diferencia en la rigidez vertical. Por lo tanto, el pilote equivalente será de 0.50m de diámetro y 25m de longitud. La distribución de los pilotes puede verse en la figura 4.26.

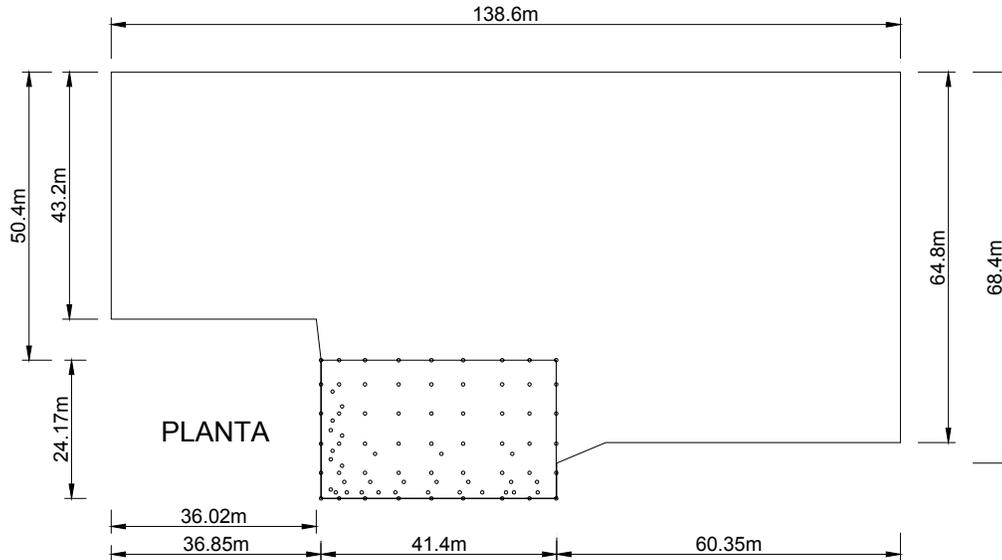


Figura 4.26 Cimentación en planta del conjunto.

Otro de los datos que pide el programa Dyna5 es la velocidad de onda de corte (V_s), ya sea para el semiespacio homogéneo o para el estratificado. Por ello, se procedió a obtener un perfil de velocidades de ondas de corte del sitio (figura 4.27) aplicando el método propuesto por Ovando y Romo en 1991 (Apéndice A).

Ahora bien, de acuerdo con el perfil de la figura 4.27 se analizaron los modelos fundamentales (figuras 4.28 y 4.29) con el programa Dyna5.

En la tabla 4.3 se describen los parámetros considerados en dichos modelos.

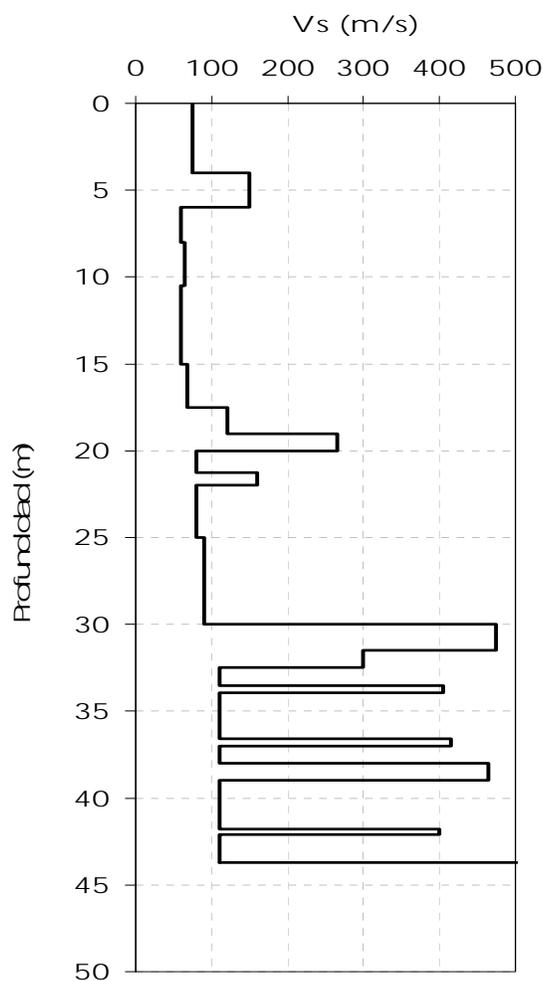


Figura 4.27 Perfil de velocidades de onda de corte (V_s)

Tabla 4.3 Parámetros de los modelos idealizados para el Dyna5.

MODELO		V_s (m/s)	Γ (t/m ³)	ξ	ν	Df (m)	h (m)	Pilotes		
								No.	\varnothing (m)	L (m)
SEMIESPACIO HOMOGENEO	(CH) cajón 1	105	1.4	0.019	0.499	4				
	(CH) cajón 2	137	1.4	0.019	0.499	7				
	(CH) cajón 3	105	1.4	0.019	0.499	4				
	(CH) equivalente	105	1.4	0.019	0.499	4.07				
	(PH) equivalente	105	1.4	0.019	0.499	4.07		208	0.5	25
SEMIESPACIO ESTRATIFICADO	(CE) cajón 1	105	1.4	0.019	0.499	4	44			
	(CE) cajón 2	137	1.4	0.019	0.499	7	44			
	(CE) cajón 3	105	1.4	0.019	0.499	4	44			
	(CE) equivalente	105	1.4	0.019	0.499	4.07	44			
	(PE) equivalente	105	1.4	0.019	0.499	4.07	44	208	0.5	25

Donde; Df= profundidad de desplante del cajón de cimentación, h= profundidad de los depósitos profundos, L= longitud de pilotes, \varnothing = diámetro de los pilotes, ξ = amortiguamiento del suelo, ν = coeficiente de Poisson, Γ = peso volumétrico del suelo.

MODELO SEMIESPACIO HOMOGENEO

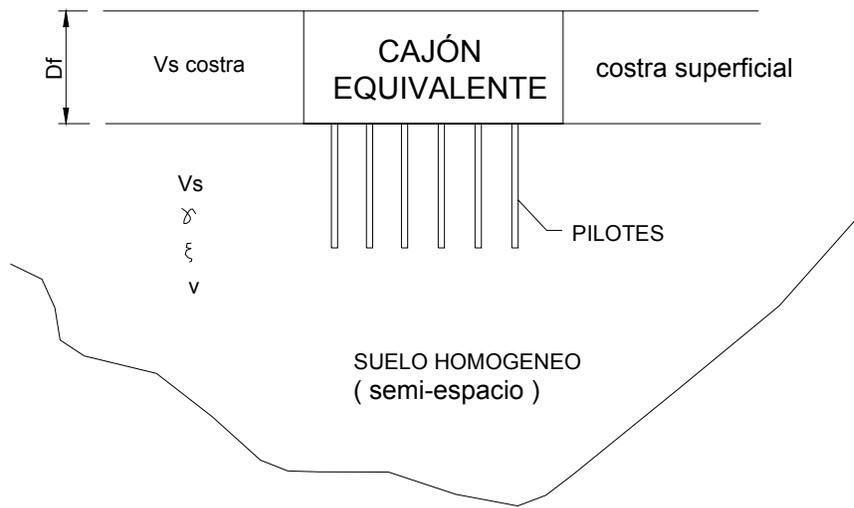


Figura 4.28 Modelo del cajón enterrado en un semiespacio homogéneo.

MODELO SEMIESPACIO ESTRATIFICADO

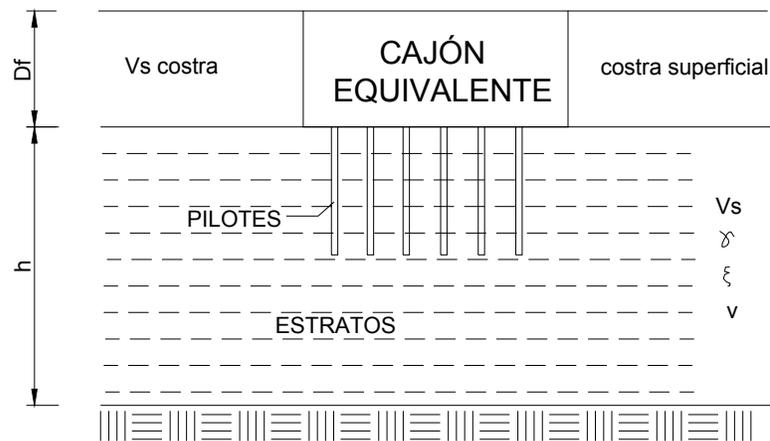


Figura 4.29 Modelo del cajón enterrado en un semiespacio estratificado.

De las figuras 4.28 y 4.29 se consideran los siguientes modelos

- Modelo (CH), se considera el cajón enterrado en un semiespacio homogéneo.
- Modelo (CE), se considera el cajón enterrado en un semiespacio estratificado.

- Modelo (PH), los pilotes son considerados enterrados en un suelo homogéneo.
- Modelo (PE), los pilotes son considerados enterrados en un suelo estratificado.
- (H), Cajón más pilotes, enterrados en un semiespacio homogéneo.
- (E), Cajón más pilotes, enterrados en un suelo estratificado.

4.2.2 DETERMINACIÓN DE RIGIDECES CON EL MÉTODO DE LAS NTCDS-RCDF

En las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCDS-RCDF, 2004) se menciona que además de los métodos de análisis y diseño convencionales, se puede utilizar el procedimiento indicado en su Apéndice A para obtener la interacción entre el suelo y la estructura, esto es para las zonas II y III (transición y lago, respectivamente).

4.2.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo con los procedimientos descritos en el capítulo 2 y a las consideraciones que se hicieron en este capítulo se determinaron los resultados de las tablas 4.4 y 4.5, las cuales muestran las rigideces de la cimentación que corresponden al componente vertical (K_V), traslación (K_T y K_L), cabeceo (K_{rT} y K_{rL}) y torsión (K_{rV}).

Tabla 4.4 Rigideces obtenidas con el método de las NTCDS-RCDF y programa Dyna5 (considerando suelo homogéneo).

Parámetro		Dinámico						Estático					
		NTC	%	Dyna5-CH	%	Dyna5 (EG)-CH	%	NTC	%	Dyna5-CH	%	Dyna5 (EG)-CH	%
$k_{vertical}$ ($N/m \times 10^{10}$)	cajón	1.38	17	0.680	13	0.680	80	1.38	19	0.685	13	0.685	79
	pilotes	6.55	83	4.400	87	0.170	20	6.00	81	4.390	87	0.180	21
	total	7.93	100	5.080	100	0.850	100	7.38	100	5.075	100	0.865	100
k_T ($N/m \times 10^{10}$)	cajón	0.63	39	0.502	27	0.502	82	0.63	39	0.502	27	0.502	82
	pilotes	1.00	61	1.370	73	0.110	18	1.00	61	1.370	73	0.110	18
	total	1.63	100	1.872	100	0.612	100	1.63	100	1.872	100	0.612	100
k_L ($N/m \times 10^{10}$)	cajón	0.63	39	0.502	27	0.502	81	0.63	39	0.502	27	0.502	82
	pilotes	1.00	61	1.370	73	0.120	19	1.00	61	1.370	73	0.110	18
	total	1.63	100	1.872	100	0.622	100	1.63	100	1.872	100	0.612	100
k_{rT} ($Nm / rad \times 10^{13}$)	cajón	0.62	27	0.803	37	0.803	92	0.84	35	0.813	37	0.813	92
	pilotes	1.67	73	1.390	63	0.070	8	1.55	65	1.390	63	0.070	8
	total	2.29	100	2.193	100	0.873	100	2.39	100	2.203	100	0.883	100
k_{rL} ($Nm / rad \times 10^{13}$)	cajón	1.45	44	2.096	63	2.096	96	2.24	56	2.139	63	2.139	96
	pilotes	1.87	56	1.240	37	0.09	4	1.74	44	1.240	37	0.100	4
	total	3.32	100	3.336	100	2.186	100	3.98	100	3.379	100	2.239	100
k_{rV} ($Nm / rad \times 10^{13}$)	cajón	1.14	66	1.710	68	1.710	96	1.52	72	1.735	68	1.735	96
	pilotes	0.60	34	0.820	32	0.080	4	0.60	28	0.820	32	0.080	4
	total	1.74	100	2.530	100	1.790	100	2.12	100	2.555	100	1.815	100

NTC: Apéndice A de las NTCDS-RCDF (2004)

Dyna5-CH: Programa Dyna5 sin incluir efectos de grupo, considerando suelo homogéneo

Dyna5 (EG)-CH: Programa Dyna5 incluyendo efectos de grupo y considerando suelo homogéneo

Tabla 4.5 Rigideces obtenidas con el método de las NTCDS-RCDF y programa Dyna5 (considerando suelo estratificado)

Parámetro		Dinámico						Estático					
		NTC	%	Dyna5-CE	%	Dyna5 (EG)-CE	%	NTC	%	Dyna5-CE	%	Dyna5 (EG)-CE	%
k_{Vertical} ($N/m \times 10^{10}$)	cajón	1.38	17	0.886	17	0.886	80	1.38	19	0.883	17	0.883	79
	pilotes	6.55	83	4.420	83	0.224	20	6	81	4.419	83	0.231	21
	total	7.93	100	5.306	100	1.110	100	7.38	100	5.302	100	1.114	100
k_x ($N/m \times 10^{10}$)	cajón	0.63	39	0.554	39	0.554	89	0.63	39	0.558	39	0.558	90
	pilotes	1	61	0.881	61	0.065	11	1	61	0.881	61	0.065	10
	total	1.63	100	1.435	100	0.619	100	1.63	100	1.439	100	0.623	100
k_z ($N/m \times 10^{10}$)	cajón	0.63	39	0.554	39	0.554	89	0.63	39	0.558	39	0.558	89
	pilotes	1	61	0.881	61	0.069	11	1	61	0.881	61	0.067	11
	total	1.63	100	1.435	100	0.623	100	1.63	100	1.439	100	0.625	100
k_{θ} ($Nm/rad \times 10^{11}$)	cajón	0.62	27	0.856	38	0.856	91	0.84	35	0.861	38	0.861	91
	pilotes	1.67	73	1.393	62	0.085	9	1.55	65	1.392	62	0.089	9
	total	2.29	100	2.249	100	0.941	100	2.39	100	2.253	100	0.95	100
k_{θ} ($Nm/rad \times 10^{11}$)	cajón	1.45	44	2.555	67	2.555	96	2.24	56	2.582	67	2.582	96
	pilotes	1.87	56	1.244	33	0.105	4	1.74	44	1.244	33	0.117	4
	total	3.32	100	3.799	100	2.660	100	3.98	100	3.826	100	2.699	100
k_{θ} ($Nm/rad \times 10^{11}$)	cajón	1.14	66	1.376	72	1.376	97	1.52	72	1.392	73	1.392	97
	pilotes	0.6	34	0.525	28	0.047	3	0.6	28	0.525	27	0.05	3
	total	1.74	100	1.901	100	1.423	100	2.12	100	1.917	100	1.442	100

NTC: Apéndice A de las NTCDS-RCDF (2004)

Dyna5-CH: Programa Dyna5 sin incluir efectos de grupo, considerando suelo homogéneo

Dyna5 (EG)-CH: Programa Dyna5 incluyendo efectos de grupo y considerando suelo homogéneo

4.2.3.1 Rigidez vertical

En las figuras 4.30 y 4.31, se puede observar de manera general, que al considerar el sistema de cimentación desplantado en un suelo estratificado (CE, PE y PE-EG) se tiene mayor rigidez vertical que si se hubiera considerado sobre un suelo homogéneo (CH, PH y PH-EG), esto se debe a que la velocidad de ondas de corte en el suelo homogéneo es la misma para todos los estratos, y en el suelo estratificado se toma en cuenta la velocidad que le corresponde a cada estrato. En cuanto a los pilotes, se puede notar que al no considerar los efectos de grupo se tiene mayor rigidez que al considerar dichos efectos.

Al sumar la rigidez vertical del cajón y pilotes, con y sin efectos de grupo, se tienen los resultados de la figura 4.31. Lo cual indica que al estar trabajando en conjunto (el cajón y los pilotes) se tiene aproximadamente seis veces menos rigidez al considerar tales efectos (EG).

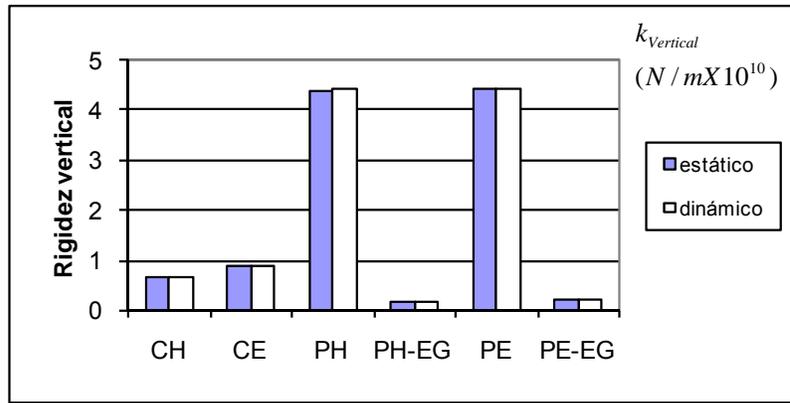


Figura 4.30 Comparación de rigideces verticales del cajón de cimentación y pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

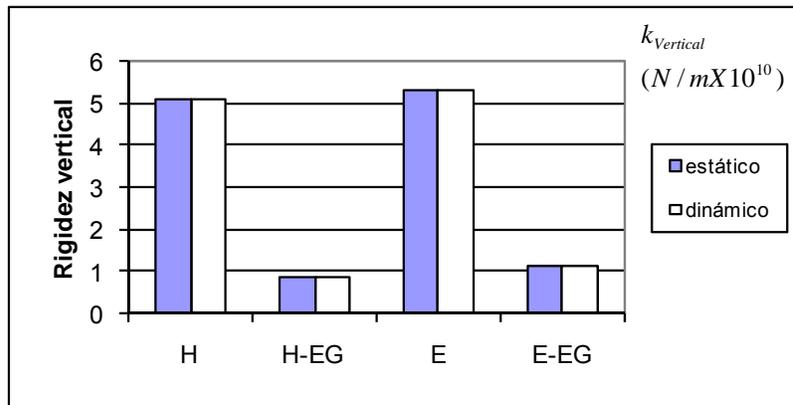


Figura 4.31 Comparación de rigideces verticales del cajón más pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

4.2.3.2 Rigidez de traslación

En cuanto a la rigidez de traslación tanto para los componentes T y L se puede decir que es prácticamente la misma en ambos componentes. Cabe mencionar que la rigidez total vertical es aproximadamente el doble que la rigidez total de traslación tanto estática como dinámicamente (figuras 4.30 a 4.35).

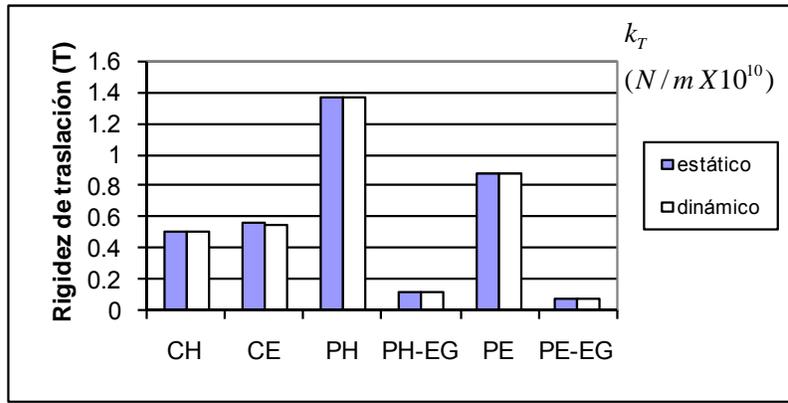


Figura 4.32 Comparación de rigideces de traslación en componente T del cajón de cimentación y pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

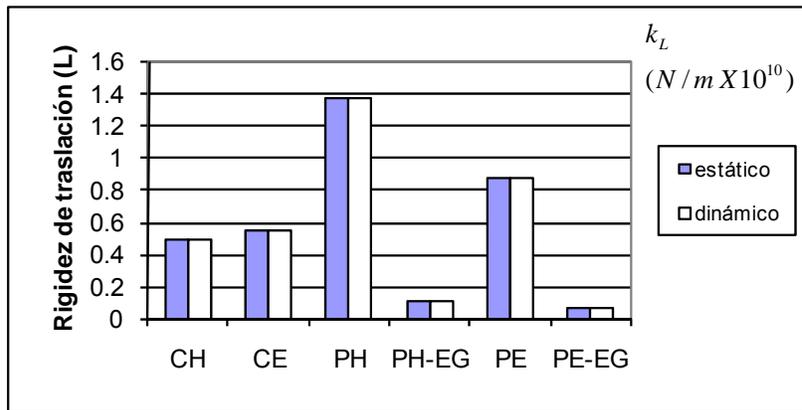


Figura 4.33 Comparación de rigideces de traslación en componente L del cajón de cimentación y pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

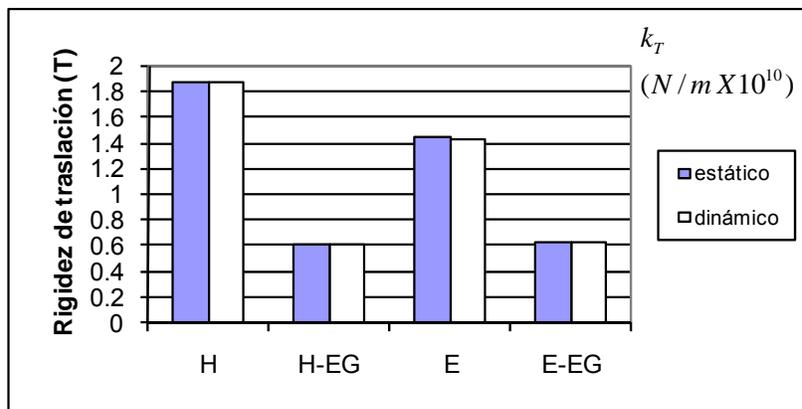


Figura 4.34 Comparación de rigideces de traslación en componente T del cajón más pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

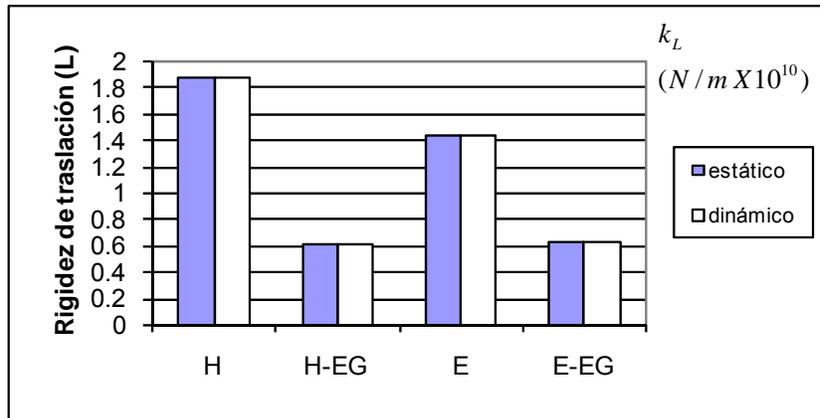


Figura 4.35 Comparación de rigideces de traslación en componente L del cajón más pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

4.2.3.3 Rigidez de cabeceo (componente T)

Se puede ver en la figura 4.36 que el cajón de cimentación aporta la mayor parte de la rigidez en el cabeceo, ya que los pilotes tienen muy poca aportación; Es decir, si se consideran los efectos de grupo, entonces el cajón aporta 12 veces más que los pilotes.

En la figura 4.37 se puede observar la rigidez total en el cabeceo del componente T, con y sin efectos de grupo. Si se consideran los efectos de grupo, entonces la rigidez de cabeceo en este componente es similar la rigidez vertical (figura 4.31).

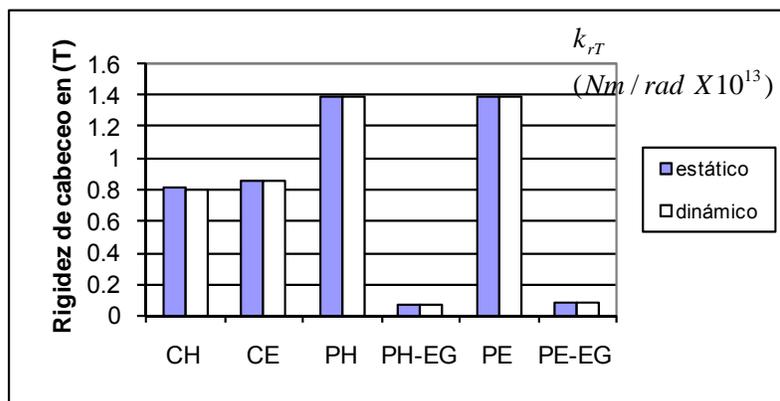


Figura 4.36 Comparación de rigideces de cabeceo en componente T del cajón de cimentación y pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

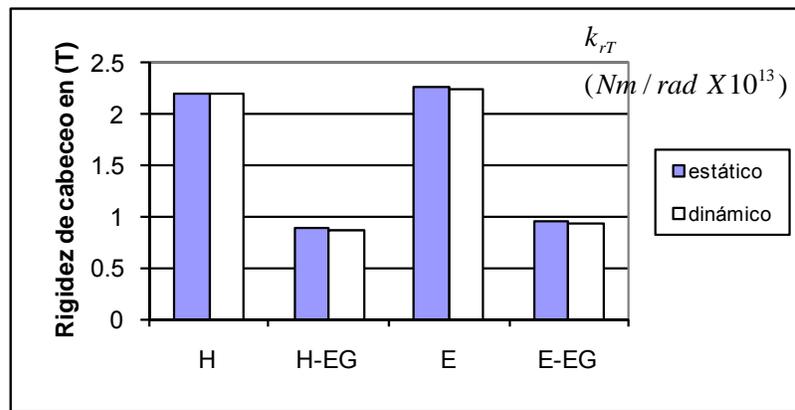


Figura 4.37 Comparación de rigideces de cabeceo en componente T del cajón más pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

4.2.3.4 Rigidez de cabeceo (componente L)

En las figuras 4.38 y 4.39 se puede notar que la rigidez de cabeceo en el componente L es prácticamente el doble que en el componente T. Sería congruente pensar que el cabeceo mayor se presenta en el componente T, pero en este caso, considerando los efectos de grupo (EG) se obtuvo 2.3 veces más rigidez de cabeceo en el componente L. Por otro lado, al no considerar los efectos de grupo (EG) se tiene que el cabeceo de rigidez en L (K_{rL}) es 2.5 veces mayor que el cabeceo en T (K_{rT}).

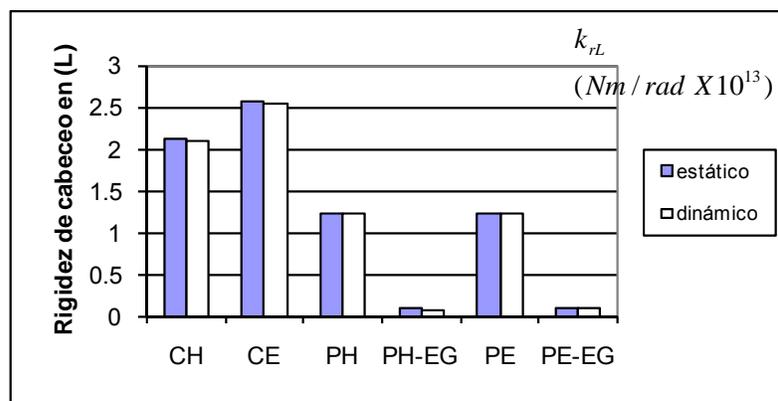


Figura 4.38 Comparación de rigideces de cabeceo en componente L del cajón de cimentación y pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

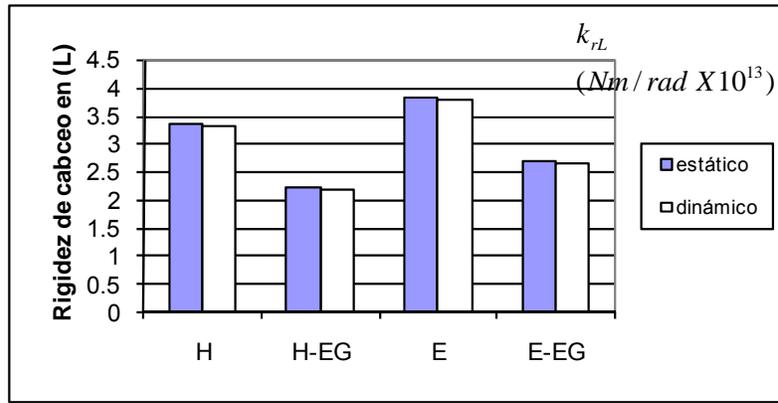


Figura 4.39 Comparación de rigideces de cabeceo en componente L del cajón más pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

4.2.3.5 Rigidez de torsión

En la figura 4.40 se observa que la rigidez a torsión que aporta el cajón de cimentación es mucho mayor que la aportada por los pilotes, es decir, se tiene aproximadamente 21 veces más rigidez en el cajón que en los pilotes (con EG). Además en la figura 4.41 se puede ver que los efectos de grupo no son tan significativos, a diferencia de los otros componentes.

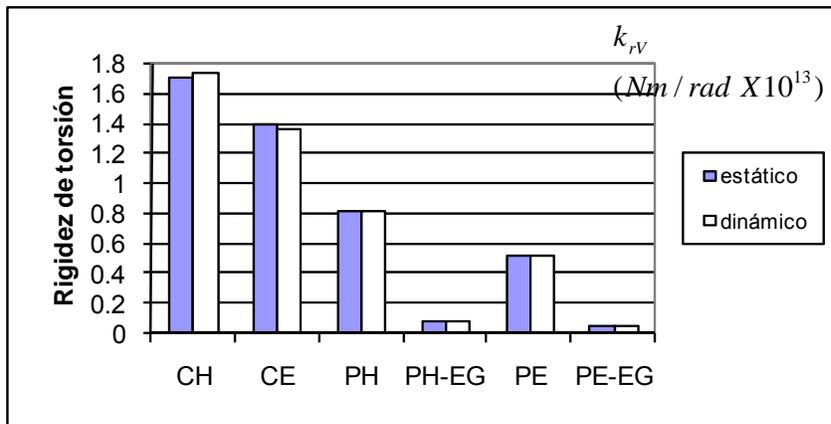


Figura 4.40 Comparación de rigideces de torsión del cajón de cimentación y pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

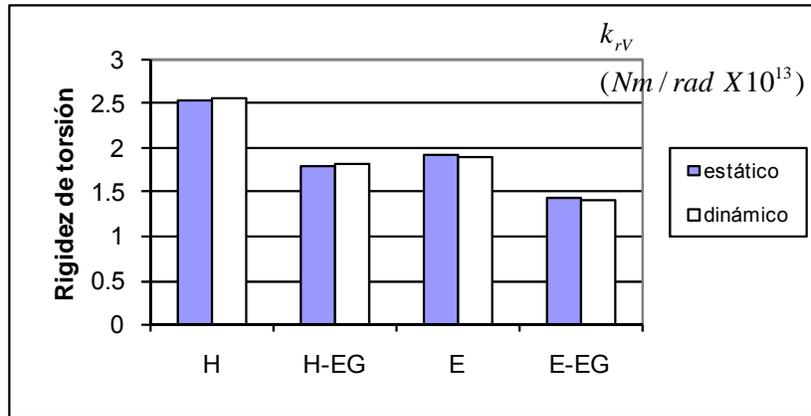


Figura 4.41 Comparación de rigideces de torsión del cajón más pilotes, determinadas estática y dinámicamente.

CONCLUSIONES

Se estudió la respuesta dinámica y los efectos ISE de un edificio de 23 niveles por medio de pruebas de vibración ambiental (VA), el cual se encuentra situado en la zona de suelo blando de la ciudad de México. Los métodos aplicados en éste trabajo ya se han utilizado en estudios similares, en los que se obtiene información de las propiedades dinámicas en otros edificios (Murià-Vila, 2007).

Se puede concluir que para el componente L (el cual coincide con el lado largo del edificio, visto en planta) las frecuencias de vibrar son mas pequeñas que las obtenidas para el componente T (el cual coincide con el lado corto del edificio, visto en planta). Esto quiere decir que el periodo fundamental de vibración de la estructura es mayor en el sentido L que en el T.

Es importante mencionar que los resultados obtenidos en todos los componentes estudiados fueron influenciados claramente por el tipo de suelo y cimentación en los que se encuentra desplantada la estructura; por tanto, debido a estos dos factores importantes (suelo y cimentación), los resultados finales son congruentes, ya que debido a la inclinación del edificio, se ha cargado de pilotes la zona sur de su lado corto.

Cabe mencionar que el periodo dominante del suelo (T_s) obtenido con el análisis de los cocientes de Nakamura (el cual fue de 1.78s) es similar al que se muestra en el mapa de periodos predominantes de las NTCDS-RCDF-2004 y al calculado con base en parámetros de pruebas experimentales, 1.8 y 1.79s respectivamente.

En cuanto a los efectos ISE, se estudiaron por medio de la identificación de frecuencias de los diferentes componentes de movimiento del sistema y con la aplicación del programa Dyna5 y el RCDF 2004.

Al obtener las rigideces del sistema suelo-cimentación, se pudo observar que la consideración de los efectos de grupo son de gran importancia, ya que reflejan reducciones significativas en la rigidez de cimentación. Para el caso particular de este conjunto en estudio, se tiene una fuerte concentración de pilotes en un costado de la torre, esto hace que se tenga este tipo de efectos. Un punto que hay que resaltar es que el RCDF y sus NTC no contemplan alguna metodología para tomar en cuenta dichos efectos.

También se puede decir que los resultados sin considerar los EG obtenidos con la metodología de las NTCDS-RCDF son semejantes a los obtenidos con el Dyna5.

Entre el análisis estático y el dinámico no existe gran diferencia en lo que respecta a los resultados arrojados por el programa Dyna5, pero en cuanto a las NTCDS-RCDF se puede decir que si existe una diferencia significativa (ver tablas 4.4 y 4.5).

Por otra parte, se observó que al hacer el análisis de rigideces de la cimentación con efectos de grupo de pilotes, el cajón aportó mayor rigidez que los pilotes en todos los componentes.

BIBLIOGRAFÍA

Auvinet (2007), "Estudio de la cimentación del conjunto CCUT", División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería (Geotecnia), UNAM.

Avilés J. (2004), "Curso de interacción suelo-estructura", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., México D.F., marzo.

Bendat J. S. y Piersol A. G. (1989), Random data. Análisis and measurement procedure", Wiley Interscience, New York.

Camargo J. (2007), "Análisis de registros sísmicos en un edificio alto cercano a la estación SCT", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Correa V. M (2005), "Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura en tres edificios instrumentados en México", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Cruz C. A., Camargo J., Taborda R. y Murià Vila D. (2006). "Macros para la captura y procesamiento de resultado de señales procesadas espectralmente", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Gazetas G. (1991a), "Foundation vibrations", Foundation Engineering Handbook, second edition, Van Nostrand Reinhold, pp. 553-593.

Gazetas G. (1991b), "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 117, no. 9, septiembre, pp. 1363-1381.

Gómez A. (2000), "Presentación de un modelo matemático para el cálculo del periodo fundamental de vibración en suelos estratificados con capacidad de predecir efectos de amplificación o atenuación dinámica", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, noviembre.

Meli, R.; Faccioli, E. Murià-Vila, D. Quaas, R. and Paolucci, R. (1998), "Study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City", Journal of Earthquake Engineering, 2 (1), pp. 89-111.

Mendoza, L., Reyes, A. y Luco, E. (1991), "Ambient vibration test of the Mexicali general hospital", *Earthquake Spectra*, vol 7, n 2.

Murià Vila D. (2007)

Murià Vila D, (Coordinador), Alcántara L.; Durán R.; Macías M.; Maldonado S.; Pérez L.E., A. Tena, Vázquez R., (1997) Edificios Instrumentados, Macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995, *Capítulo 9*, septiembre, editado por A. Tena, ISSN: 968-6190-83-X, Colima, 197-232, México

Murià Vila, D. y González Alcorta, R. (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México", *Revista de Ingeniería sísmica*, No. 51, 25-45 (1995).

Murià Vila, D., Macias M. A., Rodríguez G., Soto U. (2000b), Análisis de los Registros sísmicos obtenidos en el edificio PC de 1990 a 1999", Proy. 0520, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proy 4521, octubre 1994.

Murià Vila D., Pérez J. H. y Zapata A. (1999), "Programa para calcular la corrección de línea base, transformada rápida de Fourier, función de transferencia, ángulos de fase y coherencias entre dos señales", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Murià Vila D., Rodríguez G. (2002), "Análisis de registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio JAL", *Series del Instituto de Ingeniería*, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 541.

Murià Vila D., Taborda R., Zapata A. (2004), "Soil-structure interaction effects in two instrumented tall buildings" *Memorias de la 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, agosto 1-6, 2004.

Murià Vila D., (2007) "Experiencia Mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios instrumentados", Trabajo de ingreso a la Academia de Ingeniería, agosto, México.

Nakamura, Y. (1989), "A method For Dynamics Charateristics Estimation of Surface Using Microtremor On The Ground Surface", *Quarterly Report of Railway Tech Res. Inst.* 30, 25-33.

Novak M. y Aboull-Ella, F. (1978), "Impedance functions of piles in layered media", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 104, No. EM6, Proc. Paper 13847, junio, pp. 643-661.

Novak M., Beredugo Y. O. (1972), "Vertical vibration of embedded footings", *Journal of soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, No. SM12, diciembre, pp.1291-1310.

NTDS-RCDF (2004), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Trillas.

Ovando E., Romo M. (1991), "Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono", *Sismodinámica*, pp. 107-123.

Rodríguez, N. y Quaas, R. (1990), "Respuesta estructural de un edificio instrumentado en la ciudad de México, durante sismos recientes", *Memorias del Seminario Internacional sobre Instrumentación Sísmica y uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, D.F., octubre.

Romo P. M. (1994), "Espectros de interacción para la torre CCUT", Elaborado para Dirac, Facultad de Ingeniería (Geotecnia), UNAM.

Taborda R. (2003), "Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de maestría División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Tgc geotecnia s. a. de c. v.. (2007), "Exploración geotécnica en el edificio CCUT", Elaborado para UNAM.

APÉNDICE A

PROCEDIMIENTO PARA LA GENERACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE DEL SUELO

Haciendo una recopilación y análisis de datos relacionados con la estratigrafía, en la cual está desplantado el edificio, se ha podido escribir lo siguiente:

En 1994, se determinaron algunas propiedades dinámicas de la estratigrafía del lugar donde se encuentra desplantado el edificio (Romo, 1994; tabla A1 y figura A.1)

Tabla A1. Perfil de velocidades, peso volumétrico y relación de Poisson de los suelos del sitio (1994)

Profundidad (m)	Vs (m/s)	$\gamma_s (t/m^3)$	Relación de Poisson
0-6	110-130	1.4	0.40
6-15	40-58	1.2	0.49
15-20	47-69	1.2	0.49
20-25	54-78	1.2	0.49
25-30	62-90	1.2	0.49
30-35	200-250	1.4	0.40
35-40	80-116	1.3	0.49
40-45	106-154	1.4	0.45
45-50	127-184	1.5	0.40
50-55	156-225	1.5	0.40

Algunas de estas propiedades fueron obtenidas a partir del perfil estratigráfico del sitio que se obtuvo por medio de sondeos de cono, realizados por la firma geotécnica TGC y proporcionados por DIRAC.

Estas propiedades fueron obtenidas del único sondeo mixto realizado en el sitio (sondeo 1), de tal manera que la figura A.2 muestra la ubicación de dicho sondeo.

Tomando en cuenta las velocidades máximas y mínimas de la tabla A1, se graficaron las velocidades de ondas de corte contra la profundidad teniendo como resultado los perfiles de la figura A.1

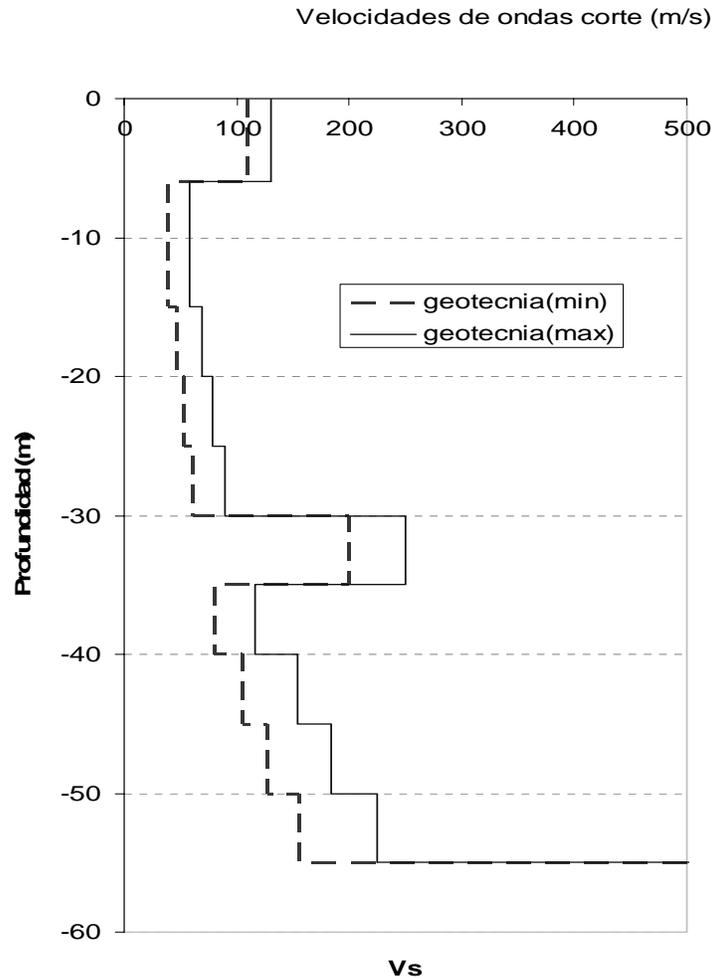


Figura A.1 Perfiles de velocidades de ondas de corte (V_s) máxima y mínima.

Por otro lado se tiene información reciente de una exploración geotécnica en el sitio (TGC, 2007) donde se encuentra construido el edificio.

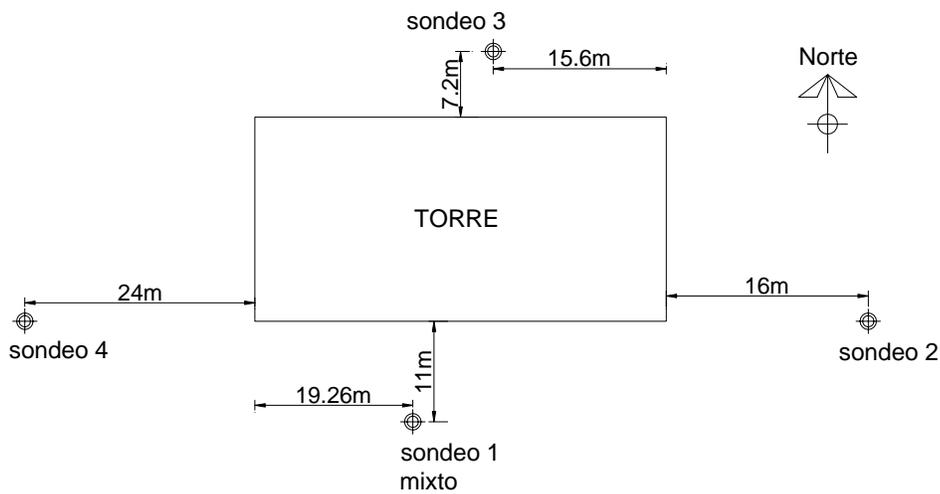


Figura A.2 Sondeos en el sitio (2007)

En este estudio se obtuvo el perfil de resistencia de punta (q_c) en función de las profundidades que se muestran en la figura A.3.

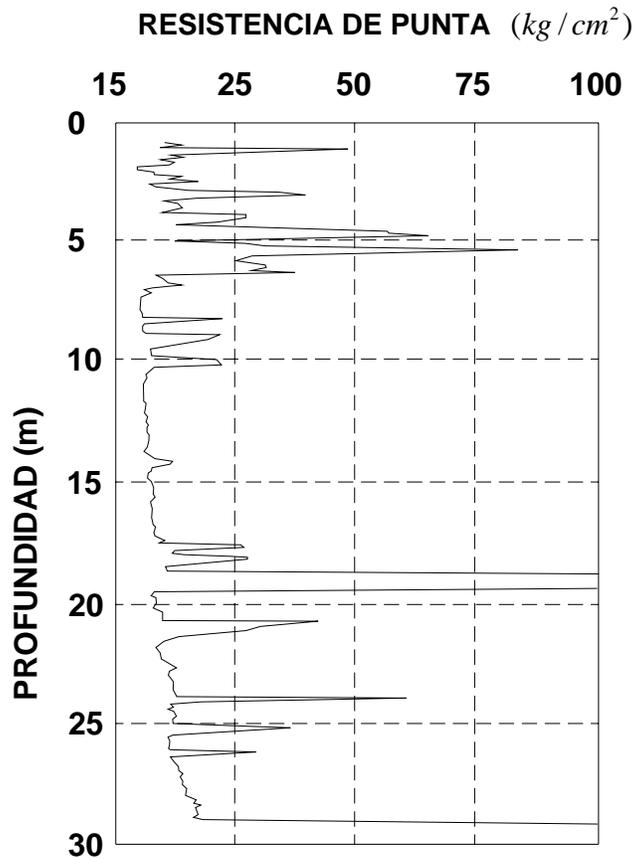


Figura A.3 Perfil de resistencia de punta q_c , (2007)

Como se puede notar, esta gráfica muestra una profundidad máxima de 30 m. Por ello, se completó dicho perfil con datos obtenidos en 1994.

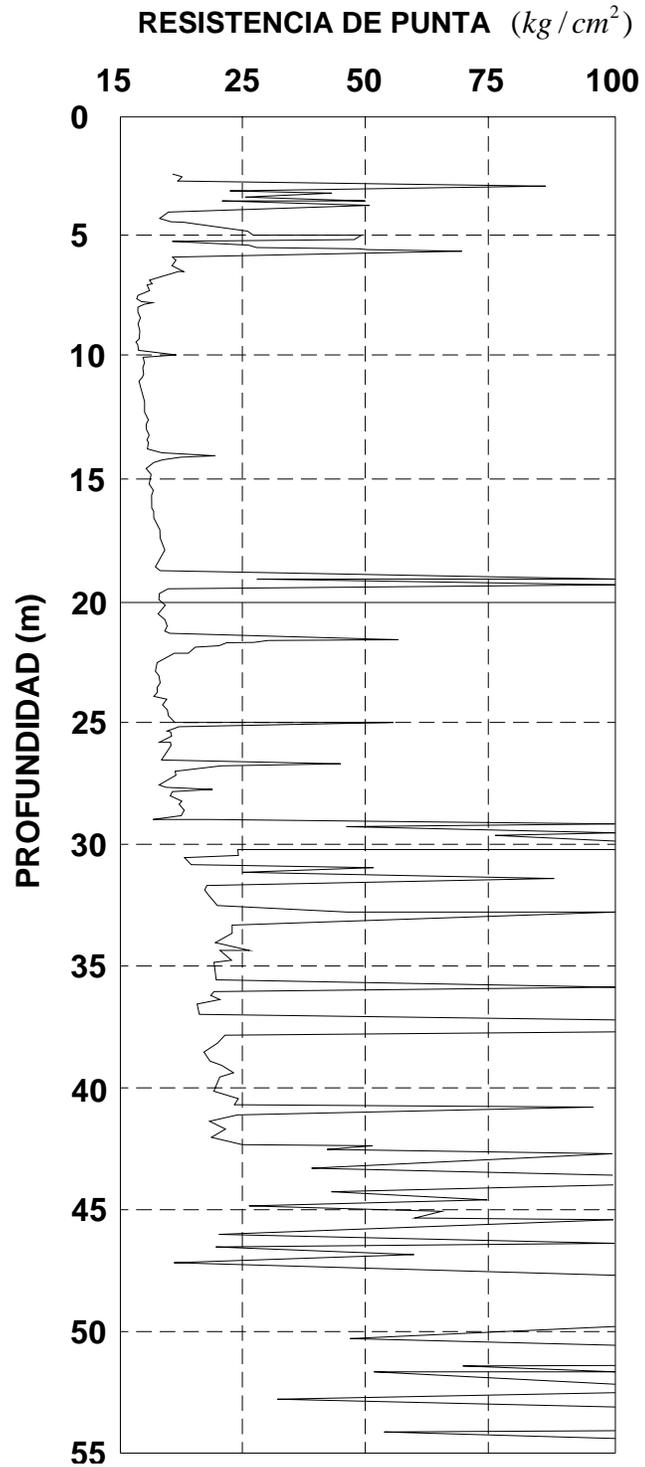


Figura A.4 Perfil de resistencia de punta q_c , (1994)

Como los dos perfiles de resistencia de punta (q_c) mostrados anteriormente fueron obtenidos en diferente tiempo, se procedió a superponerlos (figura A.5), con el fin de observar que tan factible es completar el perfil que se tiene más reciente (figura A.3) con el de 1994 (figura A.4).

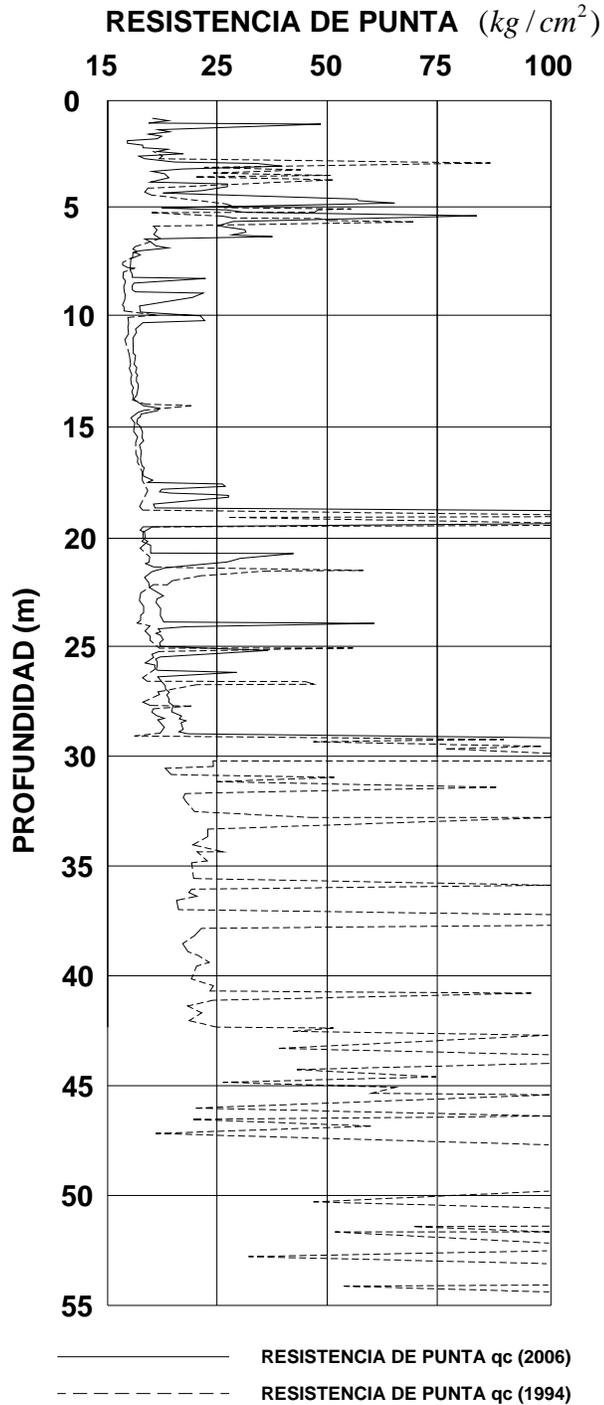


Figura A.5 Comparación de Perfiles de resistencia de punta q_c de 1994 y 2007.

De acuerdo con la superposición de perfiles mostrada en la figura A.5, se puede deducir que la consolidación en el sitio de estudio no ha sido significativa en la estratigrafía superior, por tanto el perfil de resistencia de punta queda como el que se muestra en la figura A.6.

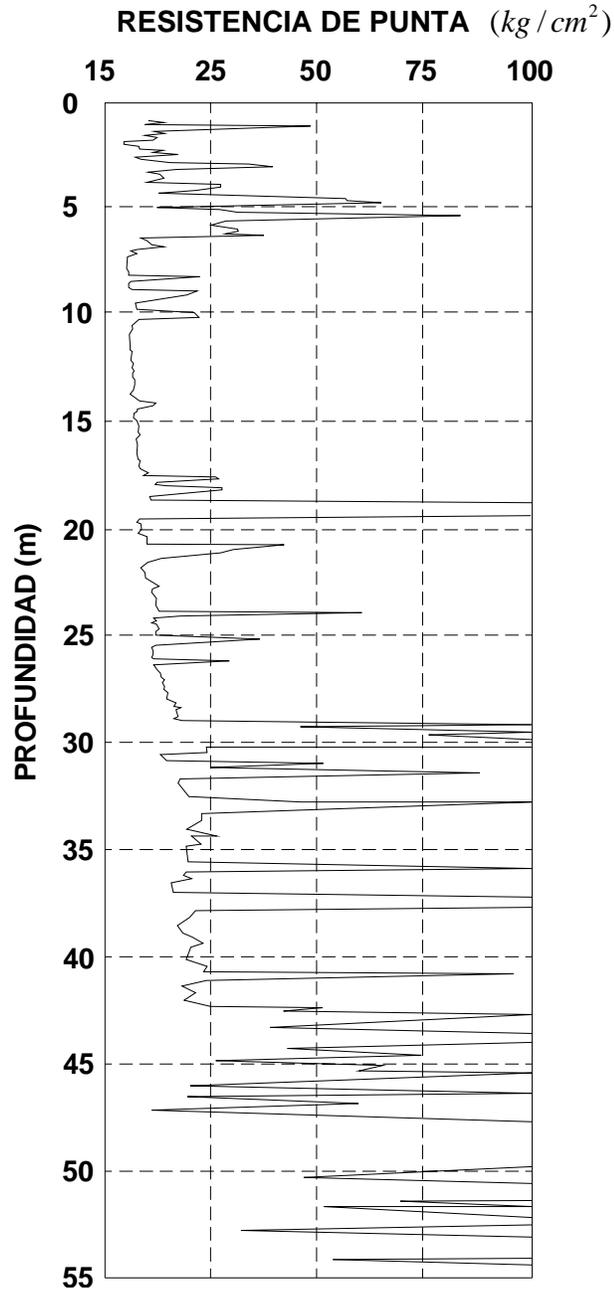


Figura A.6 Perfil completo de resistencia de punta, qc,

También es importante señalar que los depósitos profundos de acuerdo a los estudios del suelo en el sitio se encuentran aproximadamente a 47 m de profundidad.

Para obtener el perfil de velocidades V_s de la figura A.6, se recurrió a un procedimiento propuesto por Ovando y Romo (1991). En tal procedimiento se parte de las resistencias de punta q_c , obtenidas de sondeos de cono a una velocidad de 2cm/s. Por tanto, la expresión a utilizar en la obtención de la velocidad es

$$V_s = \eta \left(\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s} \right)^{0.5}$$

donde:

$$\eta = \sqrt{\frac{g}{\gamma_r}}$$

g = fuerza de gravedad

N_{kh} y γ_r = constante (especificada en el artículo de Ovando y Romo, 1991)

λ_s = peso volumétrico del estrato dado en t / m^3

q_c = resistencia de punta del cono de penetración dada en t / m^2

V_s = velocidad de onda de corte dada en m / s

En la figura A.7 se muestran las velocidades de ondas de corte calculadas con una discretización de 164 estratos, así mismo se superpone el perfil V_s que se obtuvo al simplificarlo en 23 estratos representativos.

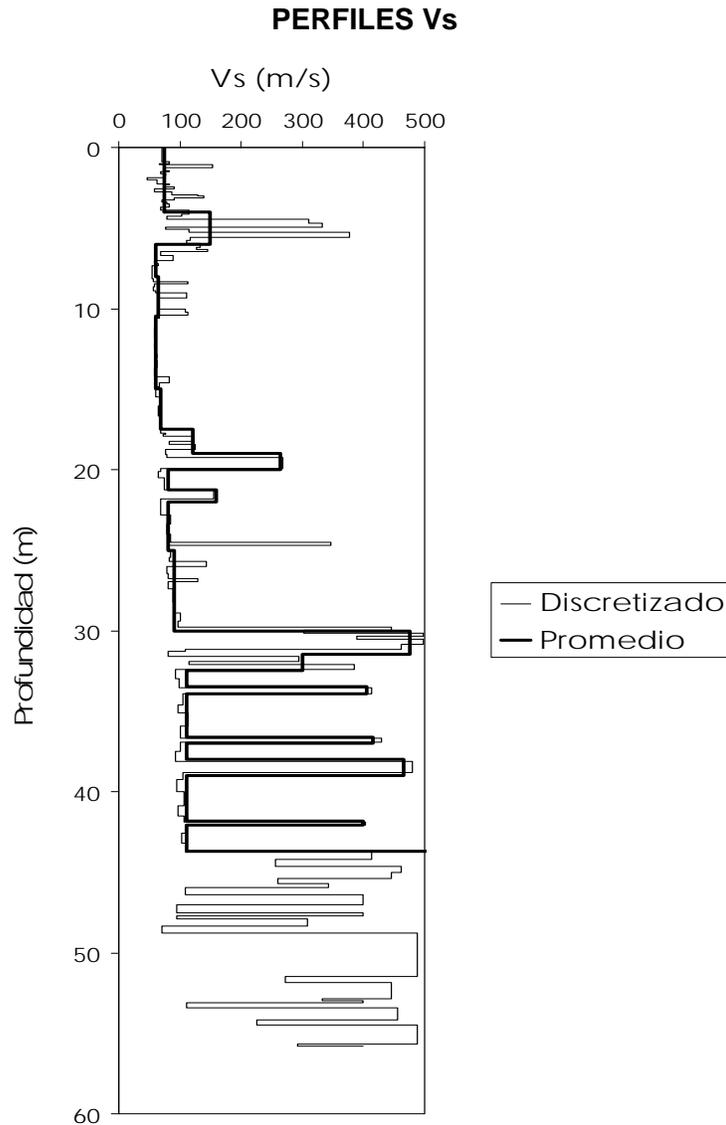


Figura A.7 Perfil Vs, discretizado y promedio.

De acuerdo con el perfil de velocidades anterior se procedió a obtener de diferentes maneras el periodo característico del suelo, una de ellas fue con el método presentado en las NTCDS-RCDF-2004, lo cual dio un periodo del suelo T_s de 1.79s y una velocidad de onda de corte de 98m/s. Por otro lado, discretizando el suelo se obtuvo un periodo T_s y una velocidad V_s de 1.96s y 89m/s, respectivamente.

Cabe mencionar que al ubicar el sitio en el mapa de las NTCDS-RCDF se tiene un periodo del suelo de 1.8s. Por lo tanto, se considera el perfil Vs de la figura A.8 para el análisis del sitio donde se encuentra desplantado el conjunto CCUT.

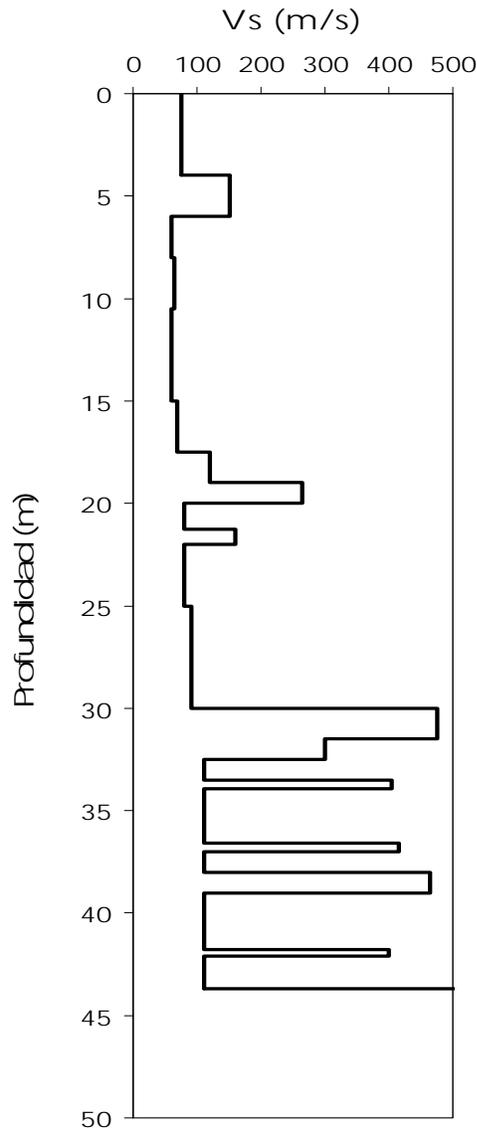


Figura A.8 Perfil Vs del sitio CCUT.

Por otra parte, se realizaron los cocientes de Nakamura para obtener la probable frecuencia fundamental de suelo del sitio de manera experimental. Se realizaron cocientes en los tres puntos instrumentados en el terreno con el fin de verificar los periodos encontrados (figura A.9). Se puede observar que la frecuencia se encuentra

entre 0.52Hz y 0.71Hz, lo cual nos indica que el periodo de 1.78s se encuentra en dicho rango y es similar al obtenido con el RCDF 2004.

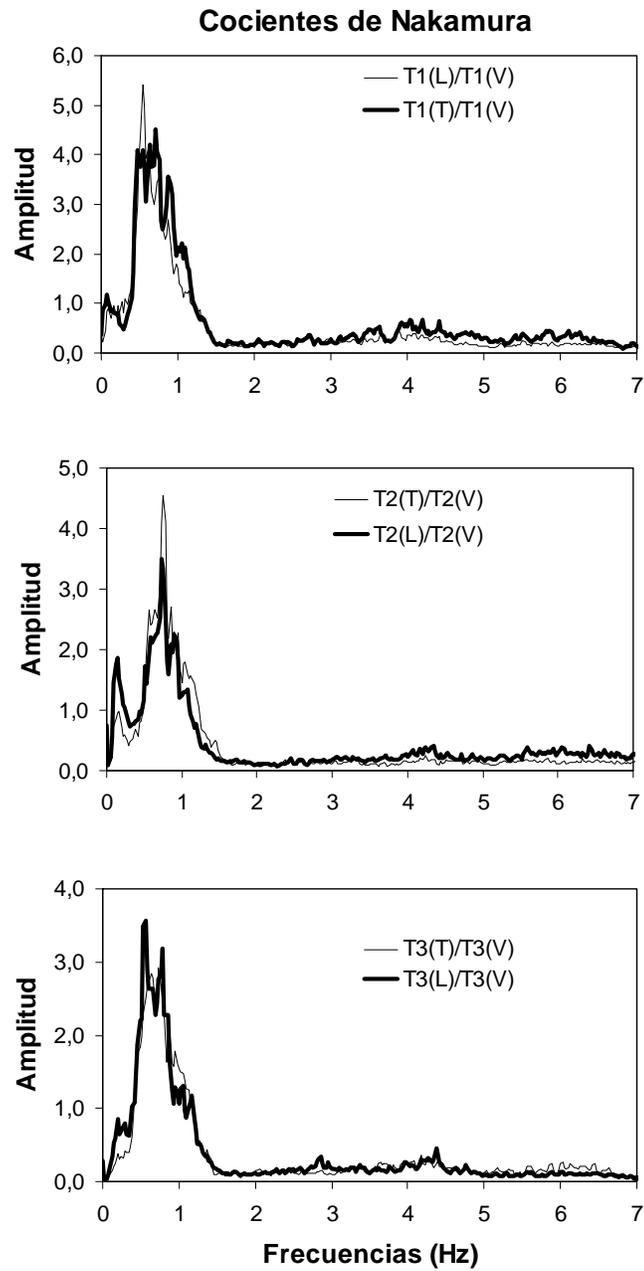


Figura A.9 Cocientes de Nakamura para los componentes ortogonales L y T en los tres puntos instrumentados del terreno.