

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



INFLUENCIA DE LA INTERACCION
SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA
DE ESTRUCTURAS SOMETIDAS A
FUERZAS LATERALES SISMICAS

TESIS

Para optar el Título de INGENIERO CIVIL

RICARDO RAMIRO SANTOS RODRIGUEZ

PROMOCION 1973-2

LIMA - PERU

1974

A MIS PADRES

Como homenaje a sus desvelos y abnegación

A MI FAMILIA

*Especialmente a mi tía Ernestina,
por su invalorable estímulo a tra
vés de mis estudios.*

A MIS HERMANOS

*Por la permanente colaboración
que recibí de ellos.*

A MIS ASESORES

Ing°. Roberto Morales Morales, el más profundo y sincero agradecimiento por su constante asesoría, por sus valiosas sugerencias y por la bibliografía facilitada que hizo posible la preparación de la presente tesis.

Ing°. Fidel Ramírez Aguilar, mi agradecimiento por el asesoramiento en la presente tesis.

AGRADECIMIENTOS

A Hernán Sanabria S., quién me asesoró en el capítulo de Programación.

Al Centro de Cómputo de la U.N.I.

A todos quienes fueron mis profesores.

I N D I C E

Pág.

CAPITULO I

I.0	INTRODUCCION -----	1
-----	--------------------	---

CAPITULO II

II.0	ANTECEDENTES -----	5
II.1	SISMO DEL 24 DE MARZO DE 1964 ALASKA -----	8
II.2	SISMO DE JUNIO DE 1964 NIIGATA (JAPON) ----	10
II.3	SISMO DEL 17 DE OCTUBRE DE 1966 PERU -----	12
II.4	SISMO DEL 20 DE DICIEMBRE DE 1967 CHILE ---	15
II.5	SISMO DEL 31 DE MAYO DE 1970 PERU -----	19

CAPITULO III

III.0	METODOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ANTISIS - MICO DE ESTRUCTURAS -----	25
III.1	METODO DE LAS FUERZAS ESTATICAS EQUIVALEN - TES -----	34
	a) FUNDAMENTO -----	35
	b) HIPOTESIS -----	35
	c) LIMITACIONES -----	39
III.2	METODO DE ENVOLVENTES SISMICAS DE VELOCI DADES -----	39
	a) FUNDAMENTOS -----	39

	Pág.
b) HIPOTESIS -----	40
c) LIMITACIONES -----	48
III.3 DISEÑO POR ANALISIS ESPECTRAL	49
III.4 ANALISIS TIEMPO - HISTORIA -----	50
 <u>CAPITULO IV</u> 	
IV.0 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO INELASTICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO SOMETIDO A FUERZAS LATERALES SISMICAS -----	53
IV.1 CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA -----	57
IV.2 DUCTILIDAD -----	59
IV.3 CAPACIDAD DE ABSORCION DE ENERGIA -----	61
IV.4 COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO -----	64
IV.5 CARACTERISTICAS FUERZA - DEFORMACION ----	67
IV.6 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO ---	69
 <u>CAPITULO V</u> 	
V.0 INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA -----	84
V.1 INTERACCION ESTATICA DE SUELO - ESTRUCTURA	89
a) PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS SUELOS	89
b) COEFICIENTE DE CORTE ELASTICO DEL SUELO -----	94
c) HIPOTESIS DEL MECANISMO DE FALLA EN LA ROTURA DEL SUELO -----	96

	Pág.
1) TEORIA DE PRANDTL -----	97
2) TEORIA DE TERZAGHI -----	99
V.2 INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO EN LA RESISTENCIA DE LAS CIMENTACIONES	102
V.3 INFLUENCIA DEL GRADO DE RIGIDEZ DE LA CIMENTACION -----	107
V.4 INFLUENCIA DE LA MASA DE LA CIMENTACION -	111
V.5 INTERACCION DINAMICA DE SUELO - ESTRUC TURA -----	113
a) CAPACIDAD PORTANTE DINAMICA DE LOS SUELOS -----	115
b) PARAMETROS ELASTICOS Y AMORTIGUADORES DE LOS SUELOS DE CIMENTACION -----	120
c) CARACTERISTICAS DE DEFORMACION Y DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS BAJO CARGAS REPETIDAS -----	124
V.6 PROGRAMA GENERAL DE INVESTIGACION PARA TOMAR EN CUENTA LA INTERACCION SUELO - ES TRUCTURA -----	129
V.7 LIMITACIONES DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE SUELOS -----	130
 <u>CAPITULO VI</u>	
VI.0 APLICACIONES Y EJEMPLOS -----	149
VI.1 DESCRIPCION DE LOS MODELOS -----	152

VI.2 VALORES PROBABLES DE LOS FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA OBTENCION DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO -----	156
VI.3 DIMENSIONAMIENTO Y METRADOS -----	160
VI.4 PROGRAMA DE COMPUTACION -----	168

CAPITULO VII

VII.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES -----	278
BIBLIOGRAFIA -----	285

C A P I T U L O I

I.0.- I N T R O D U C C I O N

Estando el Perú situado en la zona Circum-Pacífico que es la de mayor sismicidad en el mundo, se hace imprescindible lograr un mejor conocimiento sobre el comportamiento dinámico de estructuras. Los factores que influyen en la respuesta estructural se agrupan en tres campos:

- a) Propiedades de la estructura*
- b) Referentes al sismo*
- c) Referentes al suelo donde está ubicada la estructura.*

Siendo el territorio peruano perteneciente a una zona sísmicamente activa, y a su vez ella no es ni se asemeja a un territorio homogéneo desde el punto de vista geológico, se aprecia que las características del suelo varían de un punto a otro, haciendo variar su sismicidad también de un lugar a otro.

Es objetivo de esta tesis, mostrar la importancia e influencia de los factores: suelo (Interacción Suelo - Estructura) y ductilidad (Comportamiento Inelástico de la Estructura), en la respuesta dinámica de estructuras de concreto armado debido a fuerzas laterales sísmicas, contribuyendo a difundir la importancia del factor suelo y ductilidad.

Actualmente mediante conocimiento obtenidos de trabajos de investigación sobre la influencia de éstos factores, nos conducen a la necesidad de considerarlos en la respuesta sísmica de estructuras y por ende de incluirlo en las normas de diseño antisísmico.

En el Capítulo II, se analizan en forma breve algunos sismos importantes por los daños cuantiosos a pérdidas humanas y materiales, considerando principalmente el factor suelo.

En el Capítulo III, se presenta un estudio de los métodos de diseño antisísmico usados actualmente (FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES, ANALISIS TIEMPO - HISTORIA, ANALISIS ESPECTRAL Y ANALISIS ESPECTRAL USANDO ENVOLVENTES SISMICAS DE VELOCIDADES).

Se hace hincapié en el método de análisis espectral usando envolventes sísmicas porque es el método que toma en cuenta diversos factores inherentes al suelo, la interacción suelo - estructura y la ductilidad.

En el Capítulo IV, se estudia el comportamiento inelástico de estructuras de concreto armado, generalmente para sismos fuer-

tes los elementos estructurales se encuentran dentro del rango inelástico. Se hace hincapié en la importancia del factor ductilidad.

En el Capítulo V, se estudia la Interacción Suelo - Estructura considerando el comportamiento debido a fuerzas estáticas y dinámicas y teniendo en cuenta la influencia de las propiedades del suelo, de la masa de cimentación, del grado de rigidez de la cimentación, parámetros elásticos y amortiguadores de los suelos de cimentación, capacidad portante.

Se presenta un programa de investigación para tomar en cuenta la Interacción Suelo - Estructura.

En el Capítulo VI, se analiza el modelo estructural que se muestra en las Fig. VI-1, VI-2, el que representa a 32 edificios de concreto armado de 10 pisos cuyos elementos estructurales están compuestos de vigas, columnas y muros de concreto (Tres de ellos formados únicamente por vigas y columnas).

El objetivo primordial de este estudio es analizar la influencia del factor Interacción Suelo - Estructura en el modelo escogido. Para lo cual sea considerado ubicado el modelo estructural en cuatro zonas del Perú, cuyas características de las condiciones del suelo se han estimado apropiadamente; Estas zonas escogidas son:

Zona 1 AREQUIPA (YANAHUARA)

Zona 2 LIMA (MARANGA)

Zona 3 MOYOBAMBA

Zona 4 PIURA

Igualmente se analiza la influencia de los muros de concreto en el "Modelo Estructural" en cada zona considerada. Para el factor de Ductilidad se ha considerado un factor constante de dos.

Los resultados de este estudio se presentan mediante cuadros donde se aprecian los periodos y formas de modos de vibración correspondientes a los 10 modos, las fuerzas cortantes y los desplazamientos de piso de cada edificio; y gráficos comparativos de fuerzas cortantes y de desplazamientos de piso de los 33 edificios analizados, mediante los métodos de análisis de Fuerza Estática Equivalente y de diseño Espectral del Reglamento Peruano de diseño Antisísmico, y el método de diseño espectral usando Envolventes Sísmicas de velocidades considerando las cuatro zonas escogidas. Como se aprecia cada edificio se ha analizado para 6 condiciones diferentes; lo que da un total de 198 análisis de edificios de concreto de 10 pisos cada uno.

En el Capítulo VII, se hace un estudio de los resultados obtenidos en el Capítulo VI y se presentan las conclusiones y recomendaciones.

C A P I T U L O I I

II.0.- A N T E C E D E N T E S

El territorio del Perú no es ni se asemeja a un territorio homogéneo desde el punto de vista geológico, sus características varían de un punto a otro y en consecuencia, la sismicidad varía también de un lugar a otro. Las suposiciones y técnicas de edificaciones válidas en una zona, normalmente no las son para otra; es aquí donde empiezan los problemas para el Ingeniero, puesto que el costo para efectuar una microregionalización sísmica, necesaria para una edificación en particular, puede incluirse en el presupuesto de una represa, central hidroeléctrica o de un gran reservorio, pero no en el de una vivienda o construcción sencilla sin que su costo lo incremente considerablemente, tampoco es aceptable el extremo opuesto de pasar por alto la sismicidad de una área de construcción estando el Perú ubicado en una región sísmica activa (Circum Pacífica), lugar donde han ocurrido más del 80% de los sismos detectados hasta

la fecha.

Las investigaciones modernas han demostrado en forma estadística la distribución geográfica de los sismos, siendo un 80% los producidos en la vasta zona Circum Pacífica, o Círculo de Fuego del Pacífico; 15% en el llamado Cinturón Alpino que se extiende desde Europa y África del Norte hasta la India y Malasia, ocurriendo en el resto del mundo sólo el 5% de los terremotos.

De acuerdo a las nuevas teorías sobre tectónica del Planeta, la Costa Peruana Chilena corresponde a una región de desaparición de la corteza en la fosa del Pacífico, donde entran en contacto dos grandes placas terrestres; la placa Sud Pacífica y la Placa Americana. Fig. II-1

El movimiento tectónico causado por el deslizamiento de la placa Océanica bajo la placa continental es responsable de la gran actividad de la región; además de la falla de la Costa, la actividad sísmica en el Perú se manifiesta en la falla Ancash - Saitipo y en las posibles fallas o zonas de fracturas del Oriente del Perú Central y la Nor Oriente.

La teoría de la tectónica de placas explica la observación de que los sismos están concentrados en franjas angostas y los tres tipos de fronteras pueden distinguirse en base al tipo de sismo que ocurren en ellos; a la inversa para un tipo determinado de frontera es posible predecir los tipos de sismos que ocurrirán, por Ejm:

En California el borde entre las Placas del Pacífico y de América del Norte es una zona de fractura donde las dos placas se deslizan una con respecto a otra; en este medio ocurren sismos poco profundos resultantes del súbito desencadenamiento de la deformación acumulada causada por esfuerzos horizontales; en contraste el borde entre las placas de Nazca y de América del Sur es del tipo compresivo en el cual la placa Nazca se desliza debajo de la otra, en este medio los epicentros de los mismos ocurren cerca a un plano que empieza en el piso de la fosa Océanica y penetra a un ángulo de 45° debajo del continente.

La causa de los sismos profundos reside en el deslizamiento de material en la dirección de este plano hasta la profundidad de 700 Km.

A escala global un sismo es una consecuencia secundaria del proceso de formación del suelo marino y de la colisión de placas, sin embargo sus efectos en muchos casos son devastadores produciendo pérdidas humanas y materiales.

Se ha podido estimar aproximadamente que las frecuencias de ocurrencia de sismos en el mundo, catalogándose de acuerdo a sus magnitudes son:

MAGNITUD	NUMERO DE SISMOS POR AÑO
7.8 - 8.6 -----	3
7.0 - 7.7 -----	17
6.0 - 6.9 -----	120
5.0 - 6.0 -----	800
4.0 - 5.0 -----	6,200
3.0 - 4.0 -----	49,000
2.5 - 3.0 -----	100,000

A fin de tener un panorama general de los efectos producidos o causados por los sismos, se va a describir algunos sismos importantes que causaron muchos daños.

II.1 SISMO 24 DE MARZO DE 1964 - ALASKA

El epicentro de este terremoto fue en la Ensenada de Prince William, con magnitud 8.4° Richter, afectó varias ciudades principalmente Anchorage situado a 75 millas al Oeste del epicentro.

Los períodos predominantes fueron de medio segundo a mayores; siendo la aceleración horizontal de 0.16 g y la vertical menor que ésta, el tiempo de duración fue superior a los 3 minutos.

La característica fundamental fue el deslizamiento del suelo. Las construcciones típicas, en general viviendas de uno o dos pisos (madera, metálica) no sufrieron daños, las viviendas de albañilería de ladrillo o de bloques huecos tampoco se dañaron, esto se debía al período largo del movimiento; edificio de concreto armado hasta de 4 a 5 pisos no sufrieron daño,

siendo los edificios altos ya sea de concreto armado o estructura de acero quienes sufrieron los mayores daños, bastante frecuente fueron los daños producidos en las vigas de antepecho o dintel entre machones de muros.

Se produjeron 5 deslizamientos, siendo la de la cuarta Avenida, la que comprendía una cuña de tierra de 500 m. por 280 m. y 18 m. de profundidad que se deslizó cerca de 5 mts.

El mayor deslizamiento es el que se produjo en Turnagain que tuvo como 2.5 Km. de largo a orillas de la Costa y un ancho entre 180 m. a 360 m., el material se desplazó unos 180 m. hacia el mar. Como consecuencia del sismo una serie de grandes edificios sufrieron serias rajaduras, tenemos el caso de los edificios De Monte McKinley y el 1,200 L, son cada uno de 14 pisos. El edificio de McKinley presentó en la fachada Norte una cortadura a travez de un machón en todo su espesor a la altura del tercer piso, grietas en "X" en las vigas de antepecho centrales y grietas horizontales en las vigas de antepecho extremas, en la fachada Sur los daños fueron iguales pero menos pronunciados. El daño total se avaluó en un 40% del valor del edificio.

El edificio Penney de 5 pisos presentó daños producidos por efectos torsionales.

El edificio Westward (Hotel), de 14 pisos se construyó en dos etapas, la primera hasta el octavo piso, ésta sufrió daños,

algunos debido a falla de fundación y otros a impacto con un edificio vecino y en la junta de construcción entre la primera y segunda parte a la altura del noveno piso.

Como se ve en este caso la mayor parte de los daños ocurrieron en edificios cuyo períodos de vibración son altos.

II.2.- SISMO DE JUNIO DE 1,964 NIIGATA - JAPON

Fue de magnitud 7.5 M.M. La ciudad de Niigata está localizada sobre depósitos aluviales que se extienden hasta una profundidad entre 60 m. y 120 m. y consiste principalmente de suelos arenosos con delgadas capas de limos.

El área afectada durante el sismo está limitado a estratos de 5 m. y 20 m. de arena suelta, la napa freática está localizada a un metro bajo la superficie de la tierra. La aceleración registrada en el área más afectada fue de 160 gals, en la dirección horizontal y 50 gals en la dirección vertical después de los primeros 20 segundos del movimiento vertical se registraron ondas de períodos largos alrededor de 6 segundos.

Durante este sismo ocurrió el fenómeno de licuefacción de las arenas, muchos edificios cimentados en pilotes o en zapatas se asentaron considerablemente, alcanzando algunos de ellos asentamientos de un metro; estos asentamientos continuaron durante dos días después del sismo, ocurriendo deslizamientos de terraplenes.

Mientras que las arenas licuadas se consolidaron a un estado más denso, las arenas que no se licuaron se volvieron más sueltas debido al fenómeno de la dilatación y/o al flujo de agua.

Por lo tanto se pudo estimar la profundidad de licuación comparando la densidad de la arena antes y después del sismo. En base a la investigación en los edificios de la ciudad de OHSAKY se determinó la máxima profundidad de licuación el cual fue de 25 m. bajo superficie.

Se encontró zonas que tenían la misma topografía y altura de napa freática que habían experimentado diferentes comportamientos, unos sufrieron daños más severos que otras zonas, posteriormente se dedujo que se debía que a mayores profundidades del nivel freático (15 pies), las zonas se vuelven más densas y que a profundidades mayores de 45 pies, es suficientemente densa que es improbable que allí ocurra la licuación.

Se hizo estudios de los edificios dañados clasificándolo en cuatro categorías y se presentaron gráficos a partir de ellos para diversas zonas; en cuanto a edificios cimentados mediante zapatas rectangulares se realizaron estudios para determinar la relación entre "N" (resistencia a la penetración standar), en la base de la cimentación y el grado de daños.

Así se hicieron numerosos estudios referentes unos, a pilotes, edificios situados en la zona afectada con respecto a la rela-

ción entre "N", profundidad de cimentación y porcentaje de daños, los cuales se muestran en las Fig. II-2; II-3; II-4.

Se observa en éste caso que el problema fundamental ocurrido en la zona se debe al fenómeno de la licuefacción de las arenas que en algunos sitios fue total y en otros parcial.

En la Fig. II-5, se muestra la respuesta espectral del suelo.

II.3.- SISMO DEL 17 DE OCTUBRE DE 1966 - PERU

Este sismo afectó principalmente los Departamentos de Lima, Cuzco y Arequipa; siendo sentido con menor intensidad en gran parte del Perú. Se produjo a las 21:41:56.3 G.M.T., siendo ubicado el foco a 10.7° S y 78.7° N a una profundidad de 38 Km. y una magnitud de 7.5° Richter; el epicentro fue localizado a 225 Km. de Lima alcanzando una intensidad máxima de IX grado M.S.K.

En las zonas del Callao, distritos del Rimac y en Chorrillos se registraron grandes daños, presentando en ella una intensidad de grado VII M.S.K., la Molina y La Casuarina presentó esta misma intensidad debido a que están ubicados en una zona de contacto.

Miraflores, San Isidro, Lima, Breña y Magdalena presentaron una intensidad de grado VI.

Un caso singular sucedió en el Norte en la Hacienda San Níco

lãs (Km. 165-169), en la cual se registró una intensidad de grado IX, mientras que Supe distante 3 Km. alcanzó intensidades de grado VIII, Esto se debió a que la Hacienda está asentada sobre un terreno aluvial con el nivel freático a 3 m. de profundidad, lo que produjo una amplificación de las ondas sísmicas. Esto se presenta en la Fig. II-6.

Huacho y Huaura fueron las zonas más afectadas por este sismo donde hubo la mayor parte de pérdidas humanas y una tercera parte de pérdidas materiales.

En el caso de Puente Piedra que se encuentra asentado en suelo permeable y que consta de depósitos cuaternarios fluvial y eólico se destruyeron unas trescientas casas de adobe y quincha notándose una intensidad en ella mayor que las zonas circundantes. En Barranca en que las edificaciones son en su mayoría de quincha, solo un 5% de ellas sufrieron daños medianos, notándose un buen comportamiento sísmico de las edificaciones de quincha, los cuales son sumamente flexibles.

El Puerto de Supe sufrió un maremotozazo llegando el agua hasta más de 200 m. del límite de la playa, afectando las viviendas y edificaciones en forma casi grave; en cuanto al pueblo mismo solo se encontraron algunas grietas y roturas en los elementos de sus edificaciones.

La zona de Huaura fue la más afectada ya que el 60% de la localidad fue virtualmente destruída; esto se debió a que está a-

sentada en una zona que presenta su napa freática alta, dando como consecuencia de ello una amplificación de las ondas.

Huacho fue también otro centro importante por la destrucción que se produjo; colapsó la Catedral; alto porcentaje de edificaciones de dos plantas de madera y quincha sufrieron daños irreparables, 52 viviendas construidas a menos de 3 años sufrieron grietas y rajaduras, quedando completamente inutilizados, también falló el Colegio Nacional Flavio Xamar.

En la zona de Pasamayo a lo largo de la carretera se produjeron grietas y desniveles de hasta 20 cm., debido a que en esta zona se presentan taludes de más de 45° que bordean la carretera produciendo deslizamientos y caídas de materiales en diversos tramos de la vía.

En cuanto a la zona de Lima, que se halla asentado en el conglomerado del valle del Rimac, siendo su parte Este circundada por pequeñas formaciones de cadenas rocosas; solo acusaron daños aquellas construcciones en su mayoría antiguas que se hallaban debilitados por el tiempo y por sismos anteriores.

En el Politécnico José Pardo de Comas (edificio de 4 pisos y parte de 2 pisos), se presentaron fallas y deterioros en su estructura.

En la Universidad Nacional de Ingeniería algunos edificios sufrieron daños en su tabiquería y elementos estructurales; edificios de la Unidad Vecinal del Rimac sufrieron grietas en

las paredes de piso o techo, pero no fueron de consideración. En la Molina fallaron varias edificaciones; en la Universidad Nacional de la Agraria se registraron fallas en uno de sus laboratorios al ser reducidos las longitudes efectivas de las columnas por muros (columnas cortas).

El Callao presenta gran cantidad de construcciones de adobe y quincha, los cuales sufrieron colapsos parciales o totales; pero estos antes del sismo se encontraban en no muy buenas condiciones debido a la humedad imperante y al factor tiempo. En el Callao la Iglesia Matriz falló en cuanto a sus muros laterales y cobertura; un edificio para hospital de 9 pisos de concreto armado se agrietó en sus muros de sus tres primeros niveles. Estos son algunos daños producidos por el sismo de 1966, el cual nos deja como enseñanza que un suelo aluvial con un nivel freático alto aumenta la intensidad sísmica de la zona en comparación con las otras circundantes que presentan un suelo más compacto.

II.4.- SISMO DEL 20 DE DICIEMBRE DE 1967 TOCOPILLA - CHILE

El día 20 de Diciembre de 1967 a la hora 2:25:22 G.M.T. se produjo un fuerte temblor de magnitud 6.3 grados Richter, estando ubicado el epicentro a $21^{\circ}58'34''$ de latitud Sur; $70^{\circ}26'01''$ de longitud Oeste, siendo la profundidad del foco 40 Km.,

quedando ubicado el epicentro a unos 25 Km. al Nor Oeste de Tocopilla; Este sismo afectó en forma parcial el Norte de Chile, siendo Tocopilla el más dañado (Fig. II-8), el temblor vino en forma brusca con ruido subterráneo causando bastante alarma y pánico, el tiempo de duración de este sismo fue aproximadamente 60 segundos; los habitantes difícilmente se podían mantener en equilibrio tanto dentro como fuera de sus viviendas.

Desde el 20 al 31 de Diciembre de 1967 se observó un período de bastante actividad sísmica, alcanzando un promedio de 16 por día. En la ciudad de Tocopilla la intensidad alcanzada fue de VII grado M.S.K.-64, destruyendo aproximadamente el 40% de las construcciones habitacionales, se produjeron daños de consideración en casas de bloques de hormigón sin arrios tre ni pilares; en casas de maderas con hormigón pobre, en algunas casas de madera y en general en todas las viviendas sobre relleno artificial.

Se estima que el 80% de la edificación fue afectada en mayor o menor grado, algunos edificios sólo presentaban grietas y otros estaban por derrumbarse; la mayoría de las viviendas de construcción antigua sufrió derrumbes de la techumbre y cielo raso; los materiales predominantes de estas construcciones son estructuras de madera con relleno de hormigón pobre, bloques de hormigón, madera y planchas onduladas de acero zinca-

do. La madera resistió en buenas condiciones en aquellos edificios construídos sobre terreno natural, sin rellenos artificiales.

En el camino entre Michilla y Tocopilla se produjeron grietas y hundimientos en los terraplenes, además de pequeños deslizamientos, el camino quedó parcialmente obstruido.

La cañería matriz de agua potable resultó seriamente averiada provocando escasez de este elemento, lo mismo que el alumbrado público y algunos sectores domiciliarios. A causa de este sismo fueron atendidas en el hospital local 30 personas; no hubo casos fatales pero al día siguiente se derrumbó un muro de una vivienda produciendo la muerte de un niño.

Dadas las características del sismo y los daños que provocó en las viviendas se estima que la escasa cifra de víctimas se debió en gran parte a la hora en que se produjo, ya que la gran mayoría de habitantes estaban fuera de sus viviendas.

Fig. II-8.

En Quillagua (intensidad VI), la mayor parte de las viviendas resultó destruída debido a su mala calidad, casi toda la construcción es de adobe sin refuerzos; las casas de material ligero (madera, planchas onduladas), y una escuela hecha de estructura metálica resistieron sin o con escaso daño.

En Toco (intensidad VI), se produjo el colapso total de las construcciones de adobe, resistieron aquellas viviendas

hechas de material ligero; en Arica, Iquique, María Elena (intensidad VI), sólo causo pánico entre los pobladores y el volcamiento de objetos; se presentaron grietas finas en muros y caídas de estuco.

En Tocopilla ocurrió un hecho raro que llamó mucho la atención de los investigadores, fue que de 1400 tumbas del cementerio ubicado en el sector Norte de la ciudad fueron inclinadas y/o volcadas en dos direcciones, 24 hacia el Oeste, 62 al Norte, 5 al Sur-Este y 8 al Nor-Este; esto se atribuyó posteriormente a que existieron dos direcciones preferenciales de volcamiento Norte y Oeste que pueden ser explicados por la ubicación del Epicentro. El edificio del Hospital de 3 pisos y sótano de concreto armado sufrió daño en un pilar extremo de la marquesina, también se presentó grietas.

Los edificios de Dpto. de carabinero de Chile de 4 pisos sufrió un agrietamiento, generalmente en las juntas hormigonadas. De acuerdo a todo lo anterior, después de realizar una serie de estudios se llegaron a las conclusiones siguientes: De acuerdo a la Geología y la zonificación de suelos, Tocopilla se puede dividir en tres zonas de acuerdo a su calidad como terreno de fundación; estando los mejores suelos en el sector Sur de la ciudad, donde la roca aflora o se encuentra a poca profundidad; la parte central y Norte de la ciudad el suelo es aluvional pero con la particularidad que en aluvio-

nes antiguos los suelos presentan buenas características de soporte debido a la cementación por sales, en la parte Norte, Los suelos presentan características deficientes por su baja compacidad y heterogeneidad; de acuerdo a esto se observará que los daños mayores se produjeron en los suelos de formación aluvional reciente, en los contactos entre los depósitos antiguos y recientes y en la periferia de los conos de deyección.

De lo dicho se desprende que una gran parte de lo ocurrido en Tocopilla se debe a que la ciudad presentaba un suelo deficiente, el cual amplificó la intensidad sísmica y la otra al tipo de construcción presente en la zona.

II.5.- SISMO 31 DE MAYO DE 1970 - PERU

El 31 de Mayo de 1970, la zona Norte del Perú, principalmente el Dpto. de Ancash sufrió los efectos de un movimiento sísmico que se percibió en una extensión de 350,000 Km²; Este sismo a pesar de ser de poca magnitud fue uno de los más destructivos en la historia del Perú.

El movimiento sísmico abarcó una gran extensión del Centro y Norte del Perú, teniendo un área de perceptibilidad (grado 2 o más), que comprendía desde Nazca por el Sur hasta Guayaquil por el Norte (1,300 Km.) y hacia el este unos 300 Km. abarcan

do un total de 350,000 Km² y una población de más o menos 1'000,000 de habitantes.

El epicentro fue localizado a 9°.4 de latitud Sur; 79°.3 de longitud Oeste, encontrándose el Hipocentro (foco) a una profundidad de unos 24 Km. y a 50 Km. de la Costa entre Chimbo-te y Casma; siendo las ondas superficiales de 7.75 de magnitud en la escala Richter; fue sentida a las 20:23:27 GMT; la zona más afectada fue la ciudad de Chimbote y la de Casma.

Fig II-9

Se estima que en este sismo perdieron la vida unas 100,000 personas, hubieron 200,000 heridos y las pérdidas de bienes materiales se estima en valor mayor que 20 mil millones de soles. Las causas que han producido y/o agravado los daños de estas zonas son:

- 1.- Alta intensidad sísmica por encontrarse las ciudades en suelos desfavorables que han amplificado los efectos de las ondas sísmicas.
- 2.- Falta de planeamiento en la expansión urbana ocupando suelos sísmicamente inadecuados.
- 3.- Poca resistencia sísmica de las edificaciones.
- 4.- Inadecuada cimentación de las estructuras ó carencias de ellas. La mayoría de ellas han fallado por cimentaciones poco profundas y no rigidizadas.
- 5.- Uso indebido de los materiales de construcción.

estas fueron algunas de las causas a que llegaron las diversas Comisiones Técnicas que estudiaron la zona una vez producido el desastre.

En cuanto a la ciudad de Chimbote, ésta se encuentra ubicada mayormente en la planicie aluvial del río Lacramarca y en la costa a lo largo de la Bahía de Chimbote, al Norte y al Sureste hay montañas rocosas y colinas que están cubiertas largamente con arena eólica. La ciudad se asienta sobre un cordón litoral arenoso, el cual presenta condiciones aceptables pero como la napa freática está a poca profundidad se produce un incremento de las deformaciones del suelo bajo el efecto de las ondas elásticas de los sismos.

Detrás del cordón litoral se encuentran las antiguas lagunas rellenadas en su mayor parte por depósitos limo-arcillosos muy finos, este material es susceptible a importantes asentamientos bajo el efecto de los sismos, reaccionando de manera elástica. De acuerdo a lo dicho anteriormente los daños ocurridos en las viviendas y edificios de Huarney, Casma, Chimbote, Trujillo, Huaraz y Caraz y en general en los pueblos que presentaron intensidades de grado 7 y 8 se debe principalmente a la impropia fundación de las viviendas, por la calidad del suelo en que están asentadas, y por la mala calidad de las edificaciones. Durante el sismo se produjeron grietas de unos 10 cm. en suelos arena - arcillosos satura -

dos de agua, Estas produjeron en algunos casos el seccióna - miento de edificaciones, fábricas y viviendas ribereñas; posteriormente se comprobó que las grietas afectaron la roca de basamento.

En Casma, edificios de concreto armado y ladrillo con excepción de unos pocos han sufrido fuertes daños en sus muros y estructuras.

En Trujillo los daños producidos son menores debiéndose mayormente a fallas del suelo y fundaciones discordantes, sufriendo más las viviendas de adobe y algunos casos hubieron colapso de esas viviendas.

En la ciudad de Huaraz, la zona que se asienta sobre el aluvial del río en el lado Sur (parte antigua de la ciudad) es la que sufrió más, las construcciones de adobe en su mayoría colapsaron, mientras que en el lado Norte que se halla asentado sobre el aluvión de 1941 ha sufrido menor daño.

En los valles costeros y en el Callejón de Huaylas se produjeron deslizamientos de rocas y tierras debido a sus pendientes fuertes y taludes con ángulos muy prominentes y en algunos casos taludes de poca consolidación.

El aluvión de Yungay es el fenómeno geológico de mayor importancia en cuanto a pérdidas de vida y de recursos materiales provocado por dicho terremoto, El cual sepultó Yungay y Ranrahirca; en Yungay de 20,000 personas se salvaron 700 quie -

nes se refugiaron en el cementerio de la ciudad. El aluvión comenzó con un desprendimiento de 1'000.000 m³ de masa de hielo, lodo y rocas que arrasó ambos pueblos con velocidades que alcanzaron máximos de 400 Km. por hora.

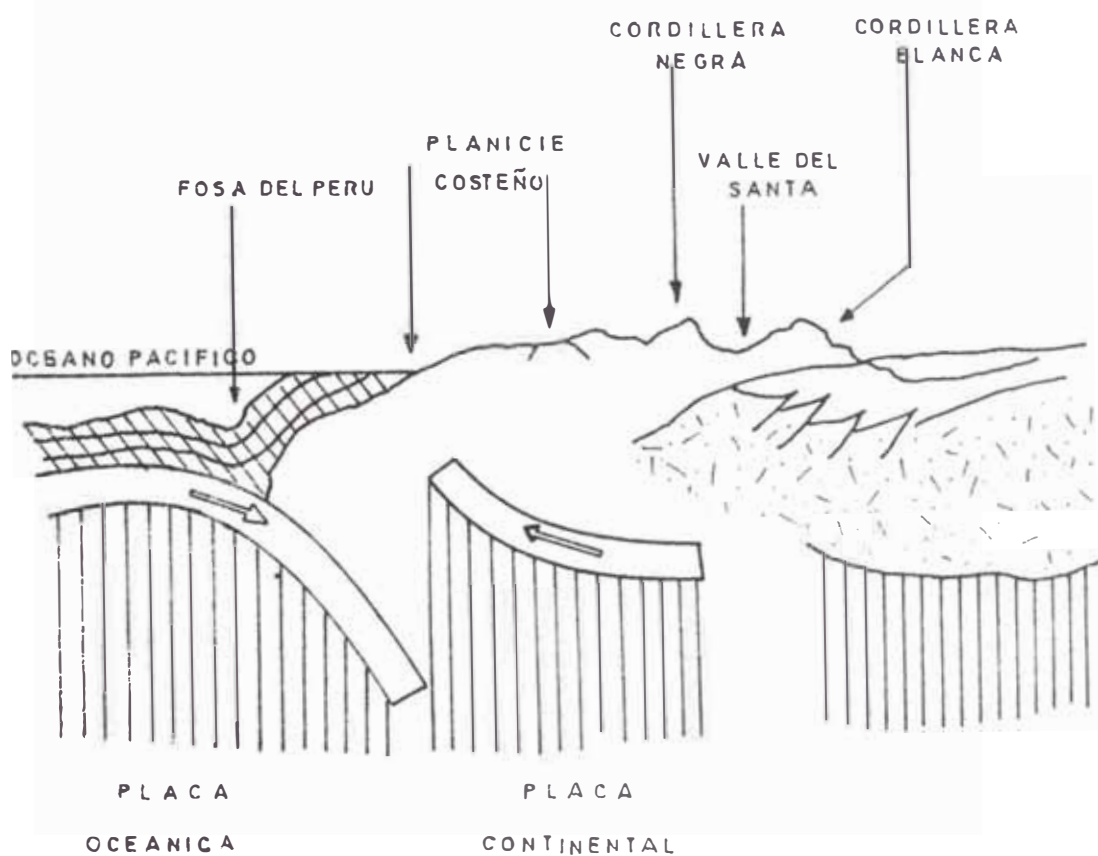
Para nuestro territorio las pérdidas cuantiosas que produjo éste terremoto, hizo necesario que las comisiones encargadas de estudiar los daños producidos en esa zona se abocaron al estudio de hacer una regionalización sísmica de la zona a fin de reubicar a los pobladores en zonas en la que las condiciones geológicas sean aceptables para su subsistencia. Esto trajo como consecuencia que la ciudad de Chimbote sea microzonificada de acuerdo a las condiciones de su subsuelo, para lo cual fue dividido en 4 zonas. ver Fig. II-10

Siguiendo el ejemplo de Chimbote con el fin de disminuir grandemente los efectos debido a los sismos es necesario realizar en todo el Perú estudios de microzonificación con el fin de poder planificar el desarrollo urbano de nuestras ciudades dentro de parámetros de seguridad adecuados y aceptables.

Cuando ocurre un sismo, la zona afectada por él se convierte en un laboratorio a escala natural, donde podemos investigar las causas y tipos de daños producidos en las estructuras y de esta manera acumulamos conocimientos sobre el comportamiento de nuestras edificaciones que volcaremos en el diseño

de futuras edificaciones, disminuyendo en lo posible las enormes pérdidas materiales y de vidas humanas.

FIG. II-1



CORTE ESQUEMATICO DEL MODELO TECTONICO
LOMNITZ 1970

FIG.II-3

RELACION ENTRE "N" Y PORCENTAJE DE DAÑOS EN ZAPATAS

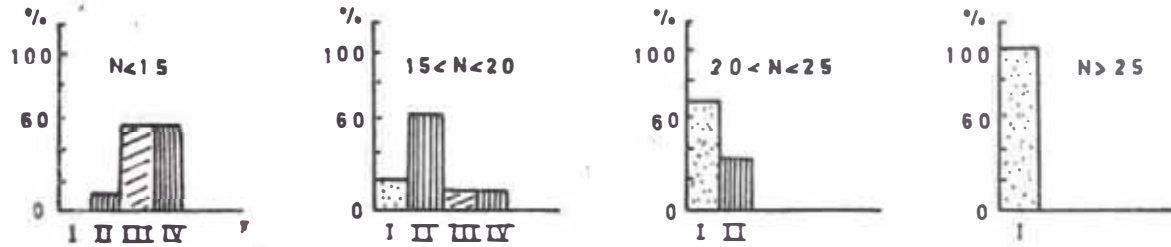


FIG.II-4

RELACION ENTRE "N" Y PORCENTAJE DE DAÑOS EN PILOTES

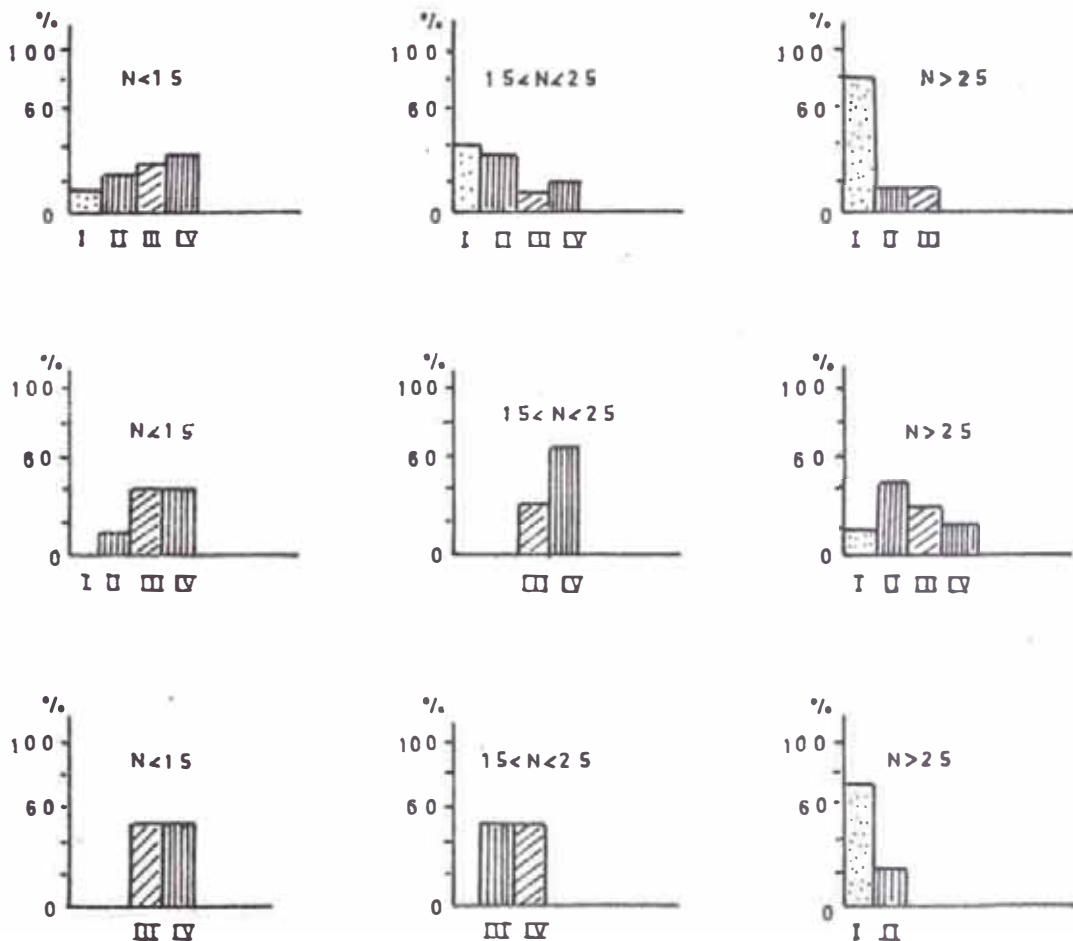
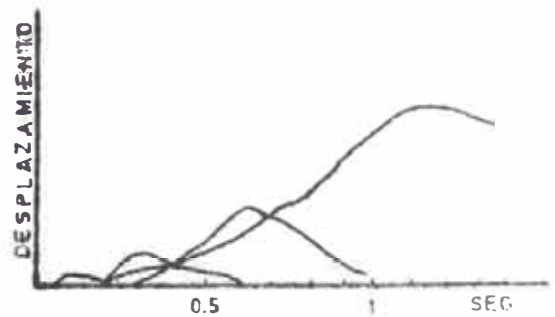
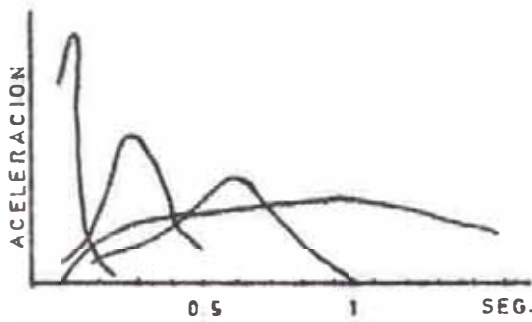
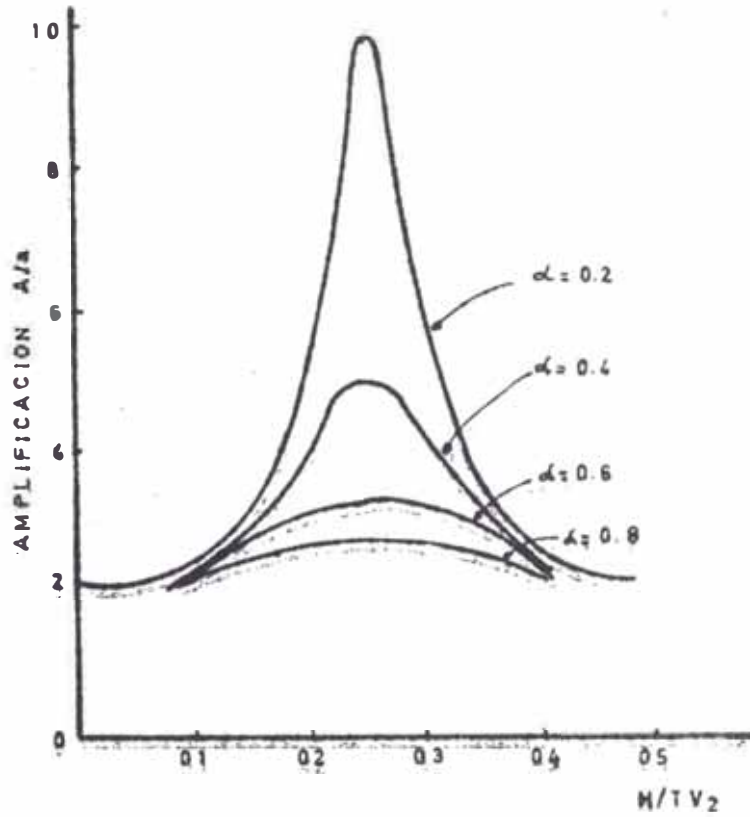
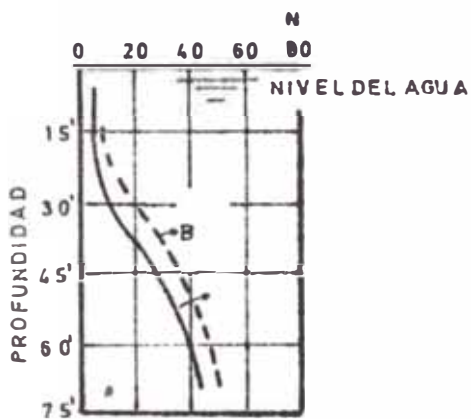


FIG.II-5

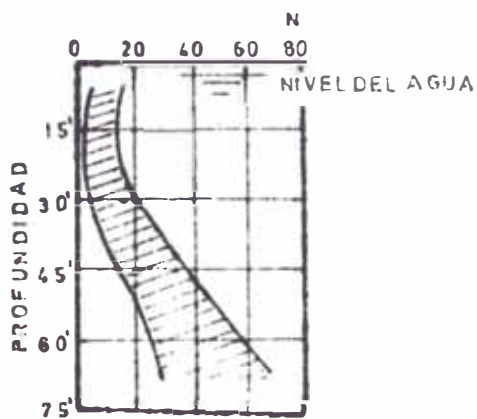


RESPUESTA ESPECTRAL DEL SUELO

FIG II-2

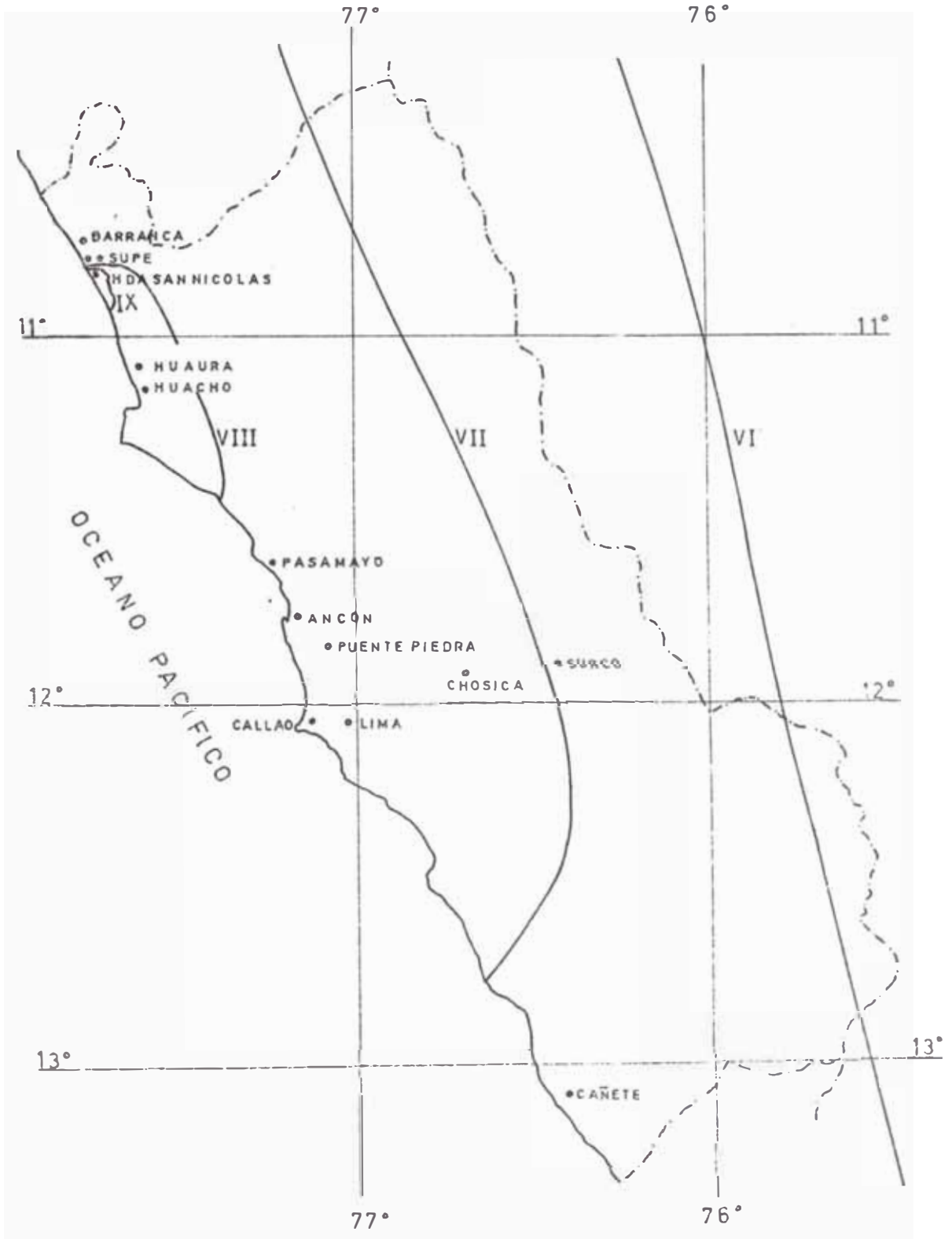


VALORES DE N EN LAS ZONAS DE LIGEROS DAÑOS "B"; Y SEVEROS DAÑOS "C"



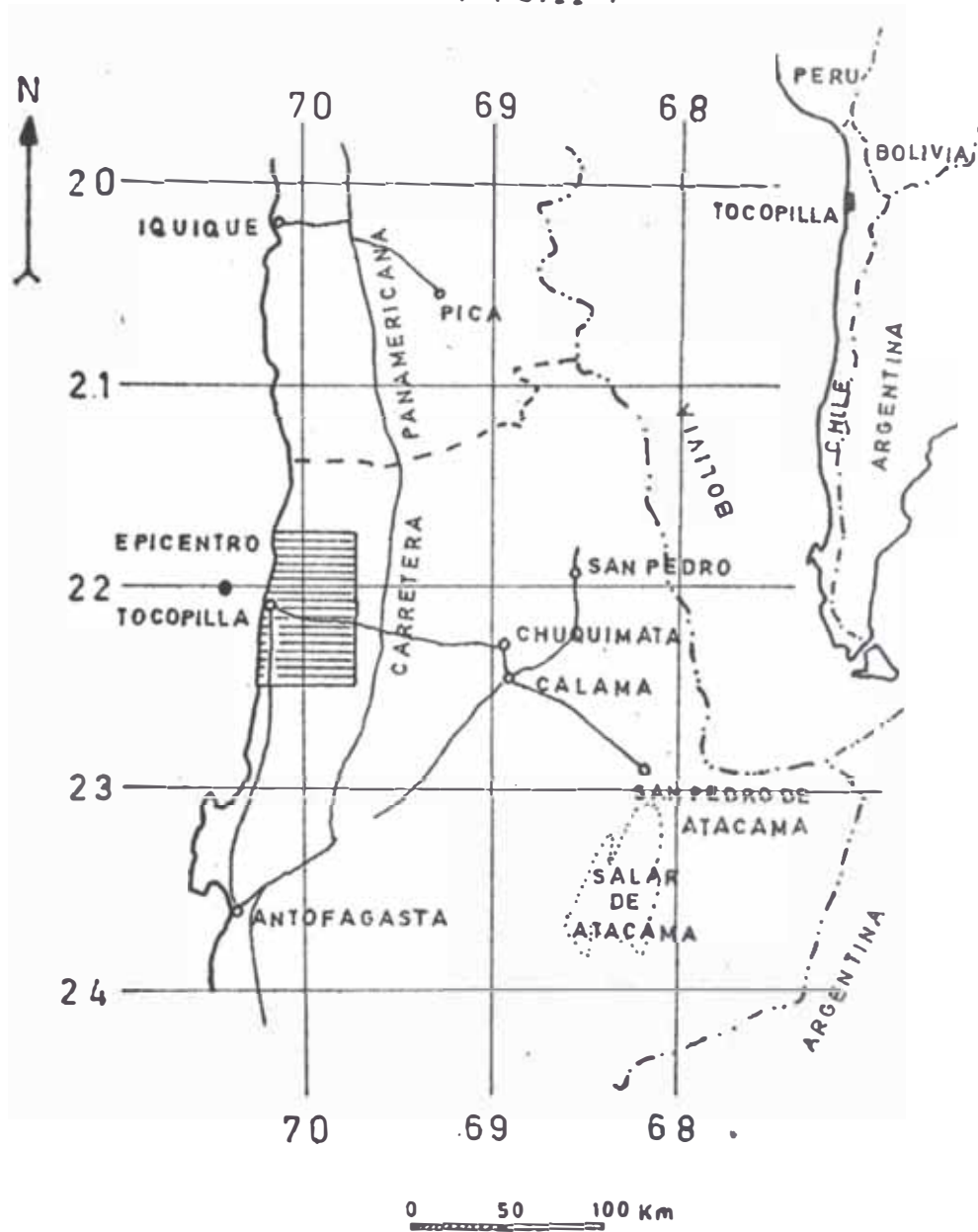
VARIACION DE N EN LA ZONA DE SEVEROS DAÑOS "C"

FIG. II-6



ISOSISTA PARA EL DEPARTAMENTO DE LIMA

FIG.II-7



UBICACION DE TOCOPILLA

FIG. II-8

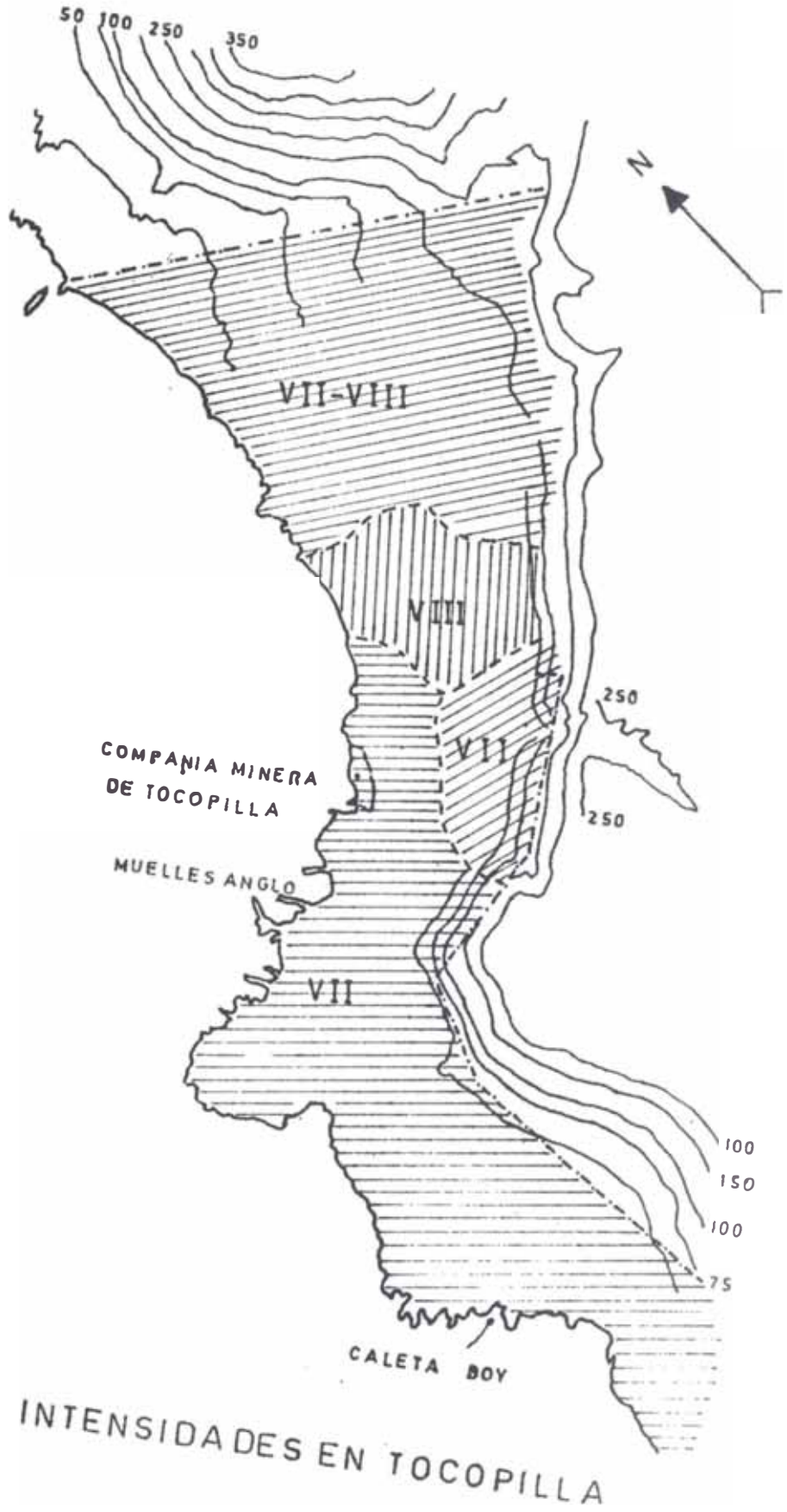
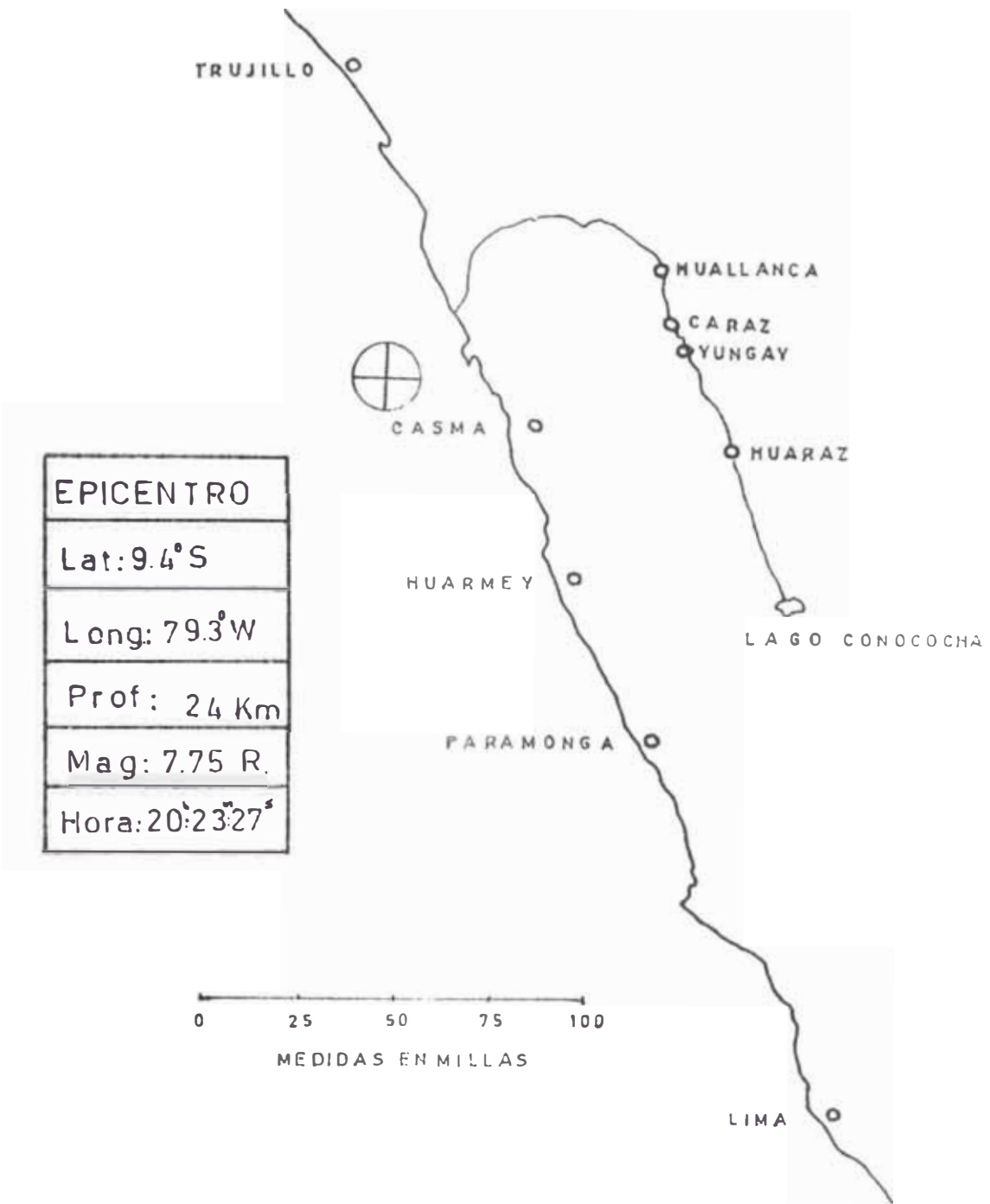


FIG.II-9



EPICENTRO DEL TERREMOTO DEL
31 DE MAYO

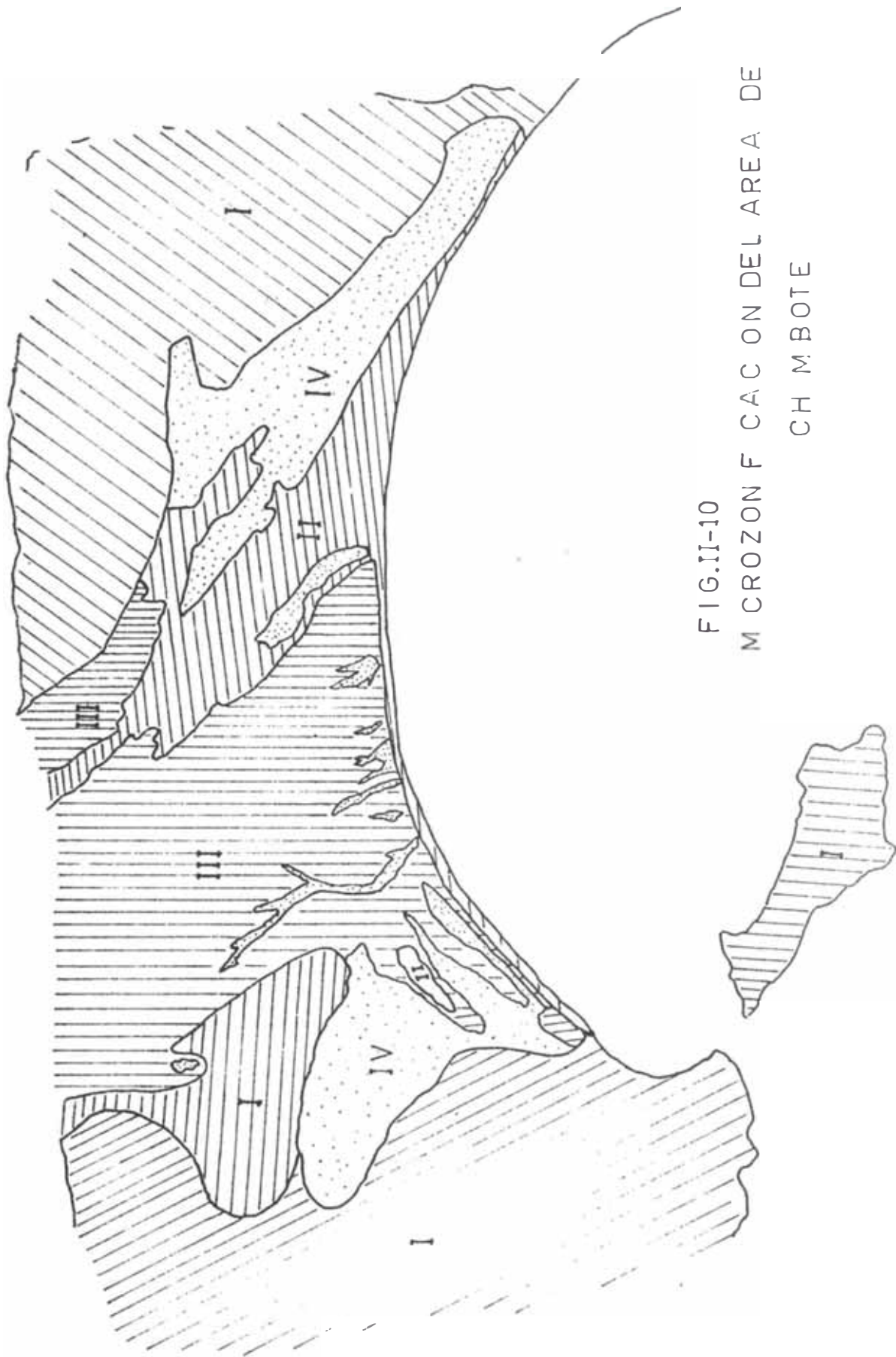


FIG. II-10
MACOZON F. CACON DEL AREA DE
CHIMBOTE

C A P I T U L O I I I

I I I . 0 . - M E T O D O P A R A E L A N A L I S I S Y D I S E Ñ O A N T I S I S M I C O DE ESTRUCTURAS

El concepto de diseño sísmico se refiere a una estructura comportándose elástica o casi elásticamente bajo la influencia de sismos moderados de ocurrencia frecuente y con zonas localizadas de fluencia dentro del rango inelástico, pero con un margen de seguridad contra el colapso, aún bajo las condiciones del sismo probable más severo al cual puede estar sometido durante su vida de servicio; es decir que el diseño ha de preveer la facilidad de restauración por refuerzos en caso de que se presenten daños.

Otro criterio por el cual se diseña sísmicamente es que ella no debe fallar, con pérdidas subsecuentes de vidas o sufrir severo daño estructural, aún bajo las condiciones del sismo probable más severo al cual estará sometido durante su vida. En general puede afirmarse que el mejor conocimiento del comportamiento de una estructura depende de la forma como se ha

efectuado el diseño (Método usado), por ejemplo los edificios japoneses se diseñan utilizando fuerzas laterales muchos mayores que los recomendados por los reglamentos Norte Americanos, generalmente las edificaciones japonesas son más rígidas que las norteamericanas, siendo sus períodos de vibraciones menores, una estructura más rígida atrae más fuerza horizontal que una flexible.

El diseño con una fuerza horizontal mayor no hará necesariamente más resistente ni segura a una estructura rígida que una estructura dúctil.

En la actualidad el diseño sísmico tiene mucho de arte, basándose el criterio en gran parte, de la experiencia adquirida por la observación de los daños causados por sismos pasados, paralelo a ello son llevados a cabo estudios teóricos cuyos resultados se reflejan en las revisiones de los conceptos de diseño incluidos en los reglamentos sísmicos.

Basándose en estas consideraciones se va a desarrollar algunos métodos de diseño sísmicos elásticos, ya que también existen métodos inelásticos.

III.1.- METODO DE LAS FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

Este método es incluido en la mayoría de los códigos de diseño antisísmico siendo las mejores, las recomendadas por la

Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEO-AC)

a) FUNDAMENTOS

Una construcción antisísmica implica mantener la seguridad humana en el momento mismo del sismo, paralelo a ella debemos considerar el grado de asismicidad que hay que imprimir a las construcciones. No se puede tener una estructura absolutamente segura, lo que se puede concebir es que élla sea capaz de soportar un sismo severo del tipo del 17 de Octubre de 1966, o la del 31 de Mayo de 1970 de los más recientes en el Perú; entre los sismos mundiales tenemos los producidos en Chile (Chillan 1939), Japón (Niigata 1964), Venezuela (Caracas 1967), Portugal (Lisboa 1969), o sino que habiendo sufrido daños las construcciones, estas pueden ser reparados y puestos nuevamente en uso.

Se considera una construcción diseñada sísmicamente cuando los gastos de las reparaciones no sean mayores que el 15% de la casa nueva.

b) HIPOTESIS

En este método la estructura es diseñada para resistir fuerzas horizontales aplicadas a ella. Estas fuerzas representan las fuerzas de inercia, masa, tiempo, aceleración; ocurren en el instante crítico de máxima deflexión y velocidad cero,

durante el ciclo grande de vibración cuando la estructura responde al movimiento sísmico. Analizando una estructura rígida se tiene en cuenta que el movimiento sísmico del suelo (U_g) es transmitida directamente al edificio; por lo tanto en la estructura se manifestará una fuerza efectiva del sismo (F_i) es decir:

$$F_i = U_g \cdot m \quad m = \frac{W}{g} \quad \text{haciendo } c = \frac{U_g}{g}$$

$$\text{Tenemos: } F_i = c \cdot W$$

En la que:

W = Peso de la estructura.

U_g = Aceleración del suelo.

g = Aceleración de la gravedad.

c = Coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico también llamado relación de Sano no es sino un coeficiente que agrupa cuantitativamente la magnitud del sismo y la distancia del epicentro hacia el punto considerado para el cual se esta analizando. El coeficiente sísmico se adopta considerando la importancia de la estructura, condiciones del terreno y características locales ante los sismos.

En el Perú para determinar el corte en la base de una estructura, esta dado por:

$$H = UKCW$$

El cual ha sido dado por el Instituto de Estructuras de la

U.N.I. por lo cual:

H = Fuerza total o cortante en la base del edificio

W = Peso propio o peso muerto del edificio más un porcentaje de la sobre carga.

C = Coeficiente sísmico que determina el porcentaje del peso que debe tomarse como cortante en la base.

U = Coeficiente que depende del uso de la construcción y el índice sísmico de la región.

K = Coeficiente que depende del tipo de estructura escogida para el edificio, factor de modificación que tiene en cuenta la respuesta de una estructura a una excitación sísmica de acuerdo a su grado de amortiguamiento, flexibilidad, ductibilidad y capacidad de absorción de energía.

La distribución de fuerzas a todo lo alto del edificio está dado por:

$$F_x = 0.95 H \cdot W_x h_x / \sum_1^m W_i h_i \quad \longrightarrow \quad h/D < 5$$

$$F_x = 0.90 H \cdot W_x h_x / \sum_1^m W_i h_i \quad \longrightarrow \quad h/D > 5$$

En la que:

W_x = Peso del piso considerado

h_x = Altura de dicho piso con respecto a la base.

$W_i h_i$ = Suma de los productos $W h$ para todos los pisos del edificio.

h = Altura total

D = Ancho en la dirección analizada.

Como se observa en las ecuaciones anteriores se ha dejado de considerar 5% o 10% de H el cual se considera aplicado en la parte alta del edificio.

Los diferentes coeficientes presentes para determinar el corte en la base, presentan diversos valores los cuales están en el Reglamento Nacional de Construcciones.

Para determinar el valor del coeficiente sísmico " C " el reglamento estima dicho valor como:

$$C = 0.05 / \sqrt[3]{t}$$

En la que " t "

$$t = 0.09h/D$$

$$t = 0.07h/D$$

$$t = 0.05h/D$$

Para estructura de pórticos y muro de corte de la caja de ascensores.

Pocos muros de corte, grandes ventanales

Gran cantidad de muros de corte, ventanales pequeños en la dirección estudiada.

c) LIMITACIONES

Este método de diseño está supeditado principalmente a las características sísmicas de la zona, en otras palabras a como reacciona el suelo en que está asentada la estructura a la acción del sismo, ya que unos casos por ejemplo el suelo puede transmitir las ondas sísmicas sin amplificarlo (roca fundamental), o sino cuando estas ondas pasan estratos diferentes, al llegar a la superficie está grandemente amplificado, por lo cual la misma estructura puede sufrir mayores daños.

Este método de diseño tiene la intención de prevenir daños solamente en sismos moderados y prevenir el colapso en grandes sismos.

III.2.- MÉTODOS DE ENVOLVENTES SISMICAS DE VELOCIDADES

Este es un método nuevo que ha pasado a ser experimentado en forma práctica en el Japón (1972).

Es un método dinámico que tiene en cuenta principalmente el período predominante del suelo.

a) FUNDAMENTO

A fin de tener en cuenta casi todos los factores que inciden

en el comportamiento dinámico de una estructura bajo la acción del sismo a sido posible establecer en el Japón un nuevo método de diseño que toma en cuenta los factores como: Tipo de suelo, regionalización sísmica, interacción suelo-estructura y todos los inherentes a la estructura (amortiguamiento, período de vibración, etc.), teniendo en cuenta estos elementos se determina; una "Velocidad de diseño" en base a la cual es posible calcular los desplazamientos y fuerza cortante de los pisos.

b) HIPOTESIS

A fin de determinar la influencia del suelo sobre la estructura cuando actúa el sismo, se va a determinar una serie de ecuaciones que más tarde nos servirá para evaluar la influencia del suelo en el diseño de una estructura.

La excitación particular de un impulso (I) está dada por la ecuación Impulso - Variación del Momento.

$$I = F \Delta t = m \dot{x}_t + \Delta t - m \dot{x}_t$$

$$\text{Haciendo } x_t = 0 \text{ y } \dot{x}_t = 0$$

$$\text{Tenemos: } x_{t+\Delta t} = F \Delta t / m = I / m, \quad F(t) = 0, \quad t > 0$$

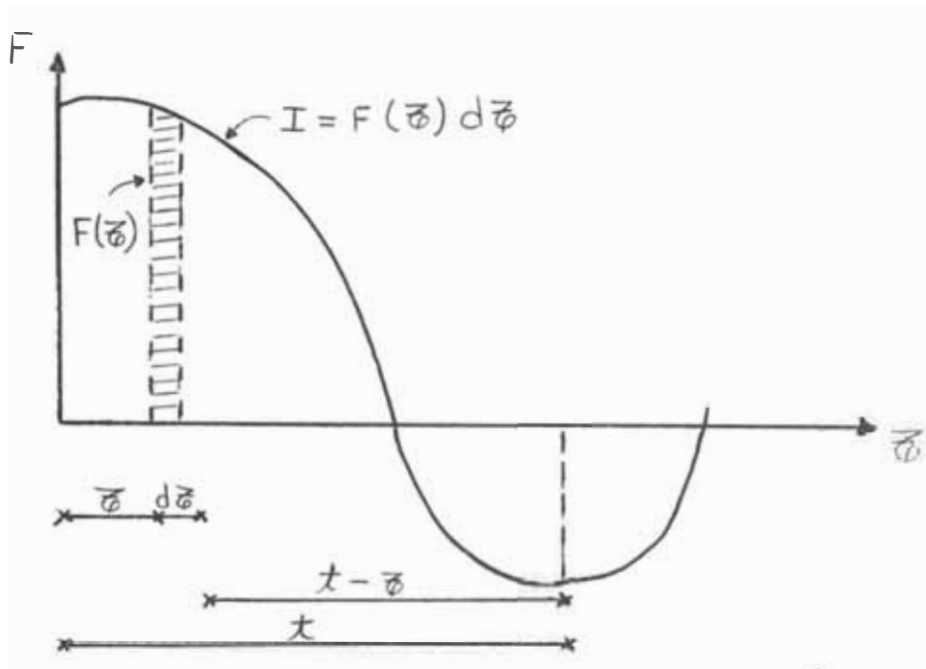
Como no hay fuerza excitadora, el sistema está sometido a una vibración libre con amortiguamiento. Siendo su expresión:

$$\ddot{x} + 2\zeta \omega_1 \dot{x} + \omega_1^2 x = 0$$

Resolviendo esta ecuación con las condiciones anteriores resulta:

$$x = I/m\omega_1' e^{-\delta\omega_1 t} \text{sen}\omega_1' t; \quad \omega_1' = \omega_1 \sqrt{1-\delta^2}$$

Teniendo una excitación transitoria arbitraria su respuesta se obtiene aplicando el resultado anterior.



Suponiendo el sistema en reposo: $\bar{t} = 0, x_0 = 0, \dot{x}_0 = 0$

Por lo tanto la respuesta debida a un impulso es dada sin considerar los otros impulsos como:

$$d_x = I/m\omega_1' e^{-\delta\omega_1(t-\bar{t})} \text{sen}\omega_1'(t-\bar{t}); \quad \text{Pero } I = F(\bar{t})d\bar{t}$$

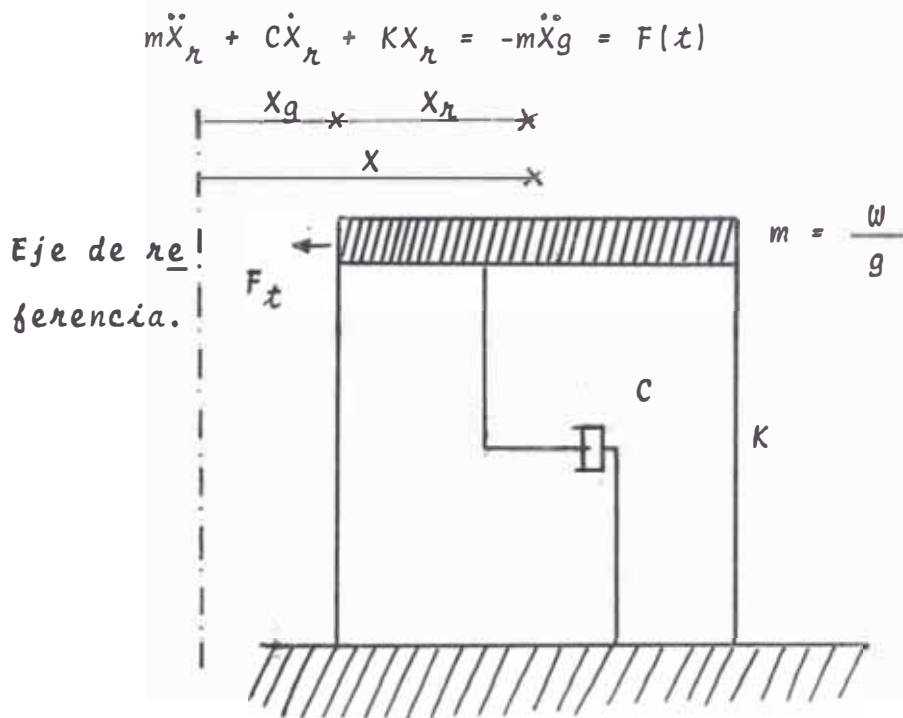
Por lo tanto como el efecto desde el intervalo $\bar{t} = 0$ a $\bar{t} = t$, contribuye a la respuesta total en el tiempo "t" se tiene:

$$x = \int_0^t F(\bar{\tau}) / m\omega_1^2 e^{-\delta\omega_1(t-\bar{\tau})} \text{sen}\omega_1^2(t-\bar{\tau}) d\bar{\tau} \quad (1)$$

Esta ecuación es la integral de Duhamel.

Se va a determinar ahora: "La respuesta de una estructura de un grado de libertad a un movimiento del suelo debido a un sismo". Con los valores hallados anteriormente vamos a determinar la respuesta máxima desarrollada en una estructura debida al sismo.

Considerando una estructura flexible excitada en su base por una aceleración (\ddot{X}_g), se tiene :



Efectos sísmicos en una estructura flexible, en la que:

X_r : Desplazamiento relativo entre la masa y el movimiento del suelo.

Ft : Fuerza de inercia aplicada como una perturbación a la masa "m" del sistema.

\ddot{x}_g : Componente horizontal de la aceleración de la base, el cual se asume igual a la aceleración del suelo.

Reemplazando: $F(\bar{t}) = -m\ddot{x}_g(\bar{t})$ en (1) a fin, de determinar $x_r(t)$ para cualquier tiempo se tiene:

$$(2) \quad x_r(t) = 1/w_1 \int_0^t \ddot{x}_g(\bar{t}) e^{-\delta w_1(t-\bar{t})} \text{sen} w_1 \sqrt{1-\delta^2}(t-\bar{t}) d\bar{t}$$

Haciendo:

$$s = \int_0^t \ddot{x}_g(\bar{t}) e^{-\delta w_1(t-\bar{t})} \text{sen} w_1 \sqrt{1-\delta^2}(t-\bar{t}) d\bar{t}$$

$$c = \int_0^t \ddot{x}_g(\bar{t}) e^{-\delta w_1(t-\bar{t})} \text{cos} w_1 \sqrt{1-\delta^2}(t-\bar{t}) d\bar{t}$$

La ecuación (2) se puede expresar como:

$$x_{r_t} = -s/w_1^1$$

$$\dot{x}_{r_t} = \delta / \sqrt{1-\delta^2} \cdot s - c$$

$$\ddot{x}_{r_t} = -\delta^2 w_1 / \sqrt{1-\delta^2} \cdot s + 2\delta w_1 c + w_1^1 \delta \cdot \ddot{x}_g(t)$$

Para amortiguamientos pequeños $w_1^1 = w_1$; y teniendo en cuenta que $|s| \text{ máx} = |c| \text{ máx}$.; tenemos:

$$\begin{aligned}
 |x_r| \text{ máx.} &= 1/\omega_1 |S| \text{ máx.} \\
 |\dot{x}_r| \text{ máx.} &= |C| \text{ máx.} = |S| \text{ máx.} \\
 |\ddot{x}_r| \text{ máx.} &= |\ddot{x}_r + \ddot{x}_g| \text{ máx.} = \omega_1 |S| \text{ máx.}
 \end{aligned}$$

Llamando:

S_d : Desplazamiento relativo máximo.

S_v : Velocidad relativa máxima.

S_a : Aceleración absoluta máxima.

Obtenemos:

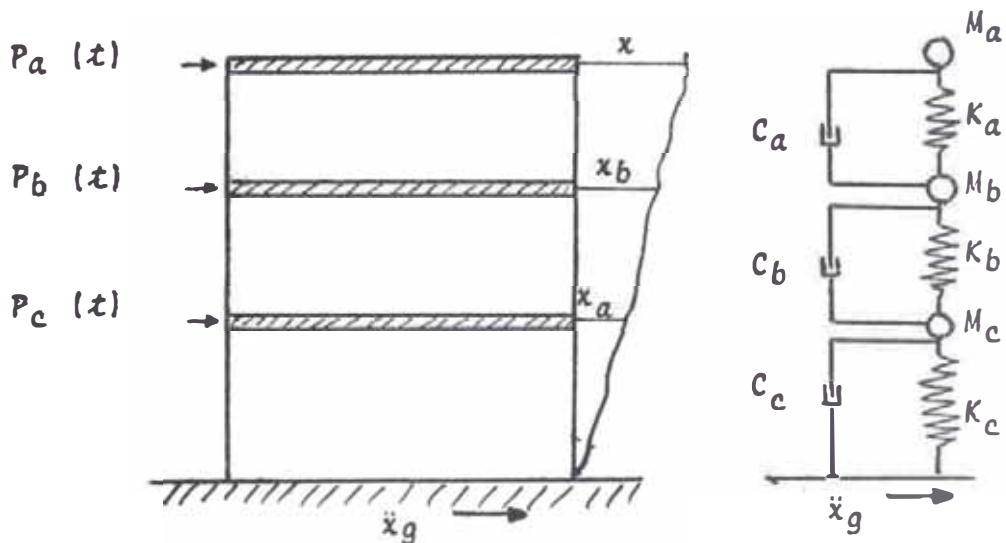
$$S_d = |x_r| \text{ máx.} = 1/\omega_1 |S| \text{ máx.} = S_v/\omega_1 = (T/2\pi) S_v$$

$$S_v = |\dot{x}_r| \text{ máx.} = |S| \text{ máx.} = S_v$$

$$S_a = |\ddot{x}_r + \ddot{x}_g| \text{ máx.} = \omega_1 |S| \text{ máx.} = \omega_1 S_v = (2\pi/T) S_v$$

Para el caso de una estructura de varios grados de libertad, se puede analizar como varios sistemas independientes de un solo grado y obtener por superposición su respuesta.

Se va a analizar una estructura de 3 grados de libertad y de allí se va a generalizar para una estructura de "n" pisos.



La ecuación por piso:

$$\begin{aligned} F_{Ia} + F_{Ca} + F_{Ka} &= P_a(t) \\ F_{Ib} + F_{Cb} + F_{Kb} &= P_b(t) \\ F_{Ic} + F_{Cc} + F_{Kc} &= P_c(t) \end{aligned} \quad (3)$$

Pero:

- FI: Fuerza de inercia
- FC: Fuerza de amortiguamiento.
- FK: Fuerza elástica.

En la que cada término es de la forma siguiente:

$$F_{Ia} = M_a \ddot{x}_a; \quad F_{Ib} = M_b \ddot{x}_b; \quad F_{Ic} = M_c \ddot{x}_c$$

$$F_{Ka} = K_{aa}x_a + K_{ab}x_b + K_{ac}x_c$$

$$F_{Kb} = K_{ba}x_a + K_{bb}x_b + K_{bc}x_c$$

$$F_{Kc} = K_{ca}x_a + K_{cb}x_b + K_{cc}x_c$$

$$F_{Ca} = C_{aa}\dot{x}_a + C_{ab}\dot{x}_b + C_{ac}\dot{x}_c$$

$$F_{Cb} = C_{ba}\dot{x}_a + C_{bb}\dot{x}_b + C_{bc}\dot{x}_c$$

$$F_{Cc} = C_{ca}\dot{x}_a + C_{cb}\dot{x}_b + C_{cc}\dot{x}_c$$

Reemplazando en (3) y expresándolo en forma matricial se tiene:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = P(t)$$

En esta ecuación considerando una vibración libre sin amorti-

guamiento tenemos que ella se reduce a:

$$[M] \{\ddot{X}\} + [K] \{X\} = 0$$

Sabemos que:

$$X = X \text{Sen}(\omega t) ; \text{ Por lo tanto:}$$

$$[K] \{\bar{X}\} = \omega^2 [M] \{\bar{X}\}$$

Esta ecuación nos da "n" frecuencia o periodos y "n" Formas de modo cuando tratamos de resolver una estructura de "n" pisos.

En general un desplazamiento X_i puede obtenerse como la suma de contribuciones de cada modo:

$$X_i = \sum_n \phi_{in} Y_n ; \{X\} = [\phi] \{Y\}$$

Y_n : Amplitud del modo "n"

Teniendo en cuenta que $P(t) = -[M] X_g$, reemplazando en la ecuación de Duhamel:

$$Y_n(t) = -B_n / \omega_1 \sqrt{1 - \zeta^2} \int_0^t \ddot{X}_g \tau \delta(\omega_1(t-\tau)) \text{Sen} \omega_1 \sqrt{1 - \zeta^2} (t-\tau) d\tau$$

B_n : Factor de participación

$$B_n = \{\phi\}^t [M] \begin{Bmatrix} 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} / \{\psi\}^t [M] \{\psi\}$$

La fuerza dinámica en cada piso es

$$F_i = [K] \{X_i\}$$

$$F_i = [K] \{\psi_i\} \psi_i$$

$$\text{Pero } [K] \{\phi_i\} = \omega^2 [M] \{\phi_i\}$$

$$\text{Por lo tanto: } F_i = \omega^2 [M] \{\phi_i\} y_i \quad (4)$$

$$\text{A su vez: } S_a = \omega S_v = \omega^2 y_i$$

$$\text{En (4) } F_i = [M] \{\phi_i\} \omega S_v$$

Para el modo "n" y el piso i el valor de F_i es:

$$F_i = B_n M_i \phi_{in} \omega S_v \quad (5)$$

Esta ecuación es la base del método; pero para nosotros S_v va a ser la velocidad de diseño (V_d)

La velocidad de diseño se obtiene de la fórmula:

$$V_d = Z \cdot I \cdot E \cdot S_v$$

Z: Factor que depende de la ubicación del edificio.

I: Factor que depende del uso del edificio.

E: Factor de modificación debido a la relación suelo - Estructura.

S_v : Velocidad básica de respuesta espectral.

$$\text{Pero: } S_v = M_1 \cdot M_2 \cdot S_r \cdot V_o$$

M_1 : Coeficiente dependiente del periodo predominante del suelo.

M_2 : Coeficiente dependiente del factor de amortiguamiento.

V_o : Velocidad del basamento rocoso obtenida de los mapas de regionalización sísmica.

S_r : Velocidad especial normalizada.

Este valor depende de:

$$r = T_b / \bar{T}_g$$

$$S_r = r \quad \rightarrow \quad 0 \leq r \leq 1$$

$$S_r = \quad \rightarrow \quad r > 1$$

T_b : Período de la estructura en un modo arbitrario.

T_g : Período predominante de diseño del subsuelo

T_g : Período predominante del suelo.

Una vez obtenida la velocidad de diseño se entra a calcular la fuerza sísmica, los cortantes y el desplazamiento por:

$$F_i = M_i \sqrt{\sum_1^N (B_n \cdot \phi_{in} \cdot \omega_n \cdot V_d)^2}$$

$$Q_i = \sum_1^N \left(\sum_1^N (B_n \cdot \phi_{in} \cdot V_d \cdot M_i \cdot \omega_n)^2 \right)^{1/2}$$

$$V_i = \sqrt{\sum_1^N \frac{(B_n \cdot \phi_{in} \cdot V_d)^2}{\omega_n^2}}$$

Q_i : Fuerza cortante en el i° piso

V_i : Desplazamiento de la base del i° piso

N : Número de pisos

c) LIMITACIONES

Este método como se ha expuesto depende de la determinación de la velocidad de diseño, que en el caso de querer utilizar se en el Perú sería necesario que se hiciera: 1° la regionalización sísmica de nuestro territorio.

III.3.- DISEÑO POR ANALISIS ESPECTRAL

La respuesta espectral para un movimiento sísmico es el ploteo de las máximas respuestas de un sistema de un solo grado de libertad sometido a la acción de un sismo dado, considerando su periodo de vibración y su coeficiente de amortiguamiento.

El procedimiento usual para análisis espectral incluye los pasos siguientes:

- Selección del espectro de diseño.
- Determinación de los periodos de vibración y formas de modo que van a ser incluidos en el diseño.
Lectura de la respuesta en el espectro para el periodo de cada modo considerado.
- Cálculo de la participación de cada modo de vibración.
- Combinación de efectos para obtener la máxima respuesta (desplazamiento, velocidad y aceleración).
- Transformación de la máxima respuesta en momentos y cortes.

La estructura de edificios es analizada por los cortes y momentos resultantes y diseñadas de la misma manera que para fuerzas estáticas. En muchos sismos se ha determinado que la máxima respuesta para períodos cortos ocurren en los primeros segundos, mientras que para períodos largos ocurre

cerca al final del record, muchos ciclos después.

LIMITACIONES

Este método presenta una serie de fuentes de incertidumbre como:

- Los datos de entrada de espectros es asumida.*
- No existe manera de considerar los efectos de duración del sismo.*
- Existe incertidumbre al considerar la combinación de efectos.*
- Pequeñas inexactitudes en la estimación de la rigidez y amortiguamiento de la estructura tiene considerable efecto sobre las fuerzas y no existe manera manual de incluir el cambio de no linealidad.*

IV.4.- ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

El análisis tiempo-historia es un procedimiento que producido en tiempo record, calcula el movimiento de estructuras, así como la respuesta del movimiento de tierra.

Es un análisis que requiere más capacidad de computación y conocimiento que los procedimientos usuales.

La forma de análisis de este método incluye los pasos siguientes:

- Se selecciona un record sísmico como el representativo de un sismo esperado.
- El record es digitizado en una serie de pequeños intervalos de tiempo, usualmente en 1/25, 1/40, 1/100 de segundo con su respectivo v́alor de aceleración ocurrida.
- Se idealiza un modelo matemático de la estructura que usualmente consiste de una serie de masas concentradas eslabonadas con resortes elásticos, cada masa representa un piso y cada eslabón la rigidez de los miembros aporticados.
- La ecuación de movimiento se toma relacionando cada masa-tiempo y aceleración y la fuerza actuando directamente sobre el eslabón de conexión.
- El modelo matemático y el record digitizado son suministrados a la computadora, como aceleración aplicada en la base de la estructura.
- La computadora integra la ecuación de movimiento de cada masa que están sujetas a incremento de elasticidad y fuerza de amortiguamiento. Se obtienen resultados completos de todo el record y el máximo valor de respuesta se obtienen por exploración de los resultados.

Este procedimiento incluye automáticamente varios modos de vibración y combina sus efectos conforme ocurren, también se sabe en que momento ocurre la máxima respuesta por que

se dispone de escala de tiempo.

LIMITACIONES

Este método de análisis representa la más sofisticada de los métodos de análisis generalmente usados, pero presenta las siguientes fuentes de incertidumbre:

- El dato de entrada es asumido.
- Considerando el análisis usa constantes sin cambiar valores para constantes elásticas y valores de amortiguamiento, éllo no refleja el efecto acumulativo de cambio de propiedades y daños progresivos relativos a la duración del sismo.

Por la naturaleza errática de los sismos una pequeña variante en la estimación de las características de la estructura puede reflejar un cambio grande en la respuesta.

Los métodos expuestos son algunos de los más usados en el mundo, a excepción del de "Envolventes sísmicas de velocidades", que como se dijo anteriormente recién ha sido incorporado al Reglamento Japonés de Diseño Antisísmico, éste se cree que es más completo, ya que toma en cuenta las condiciones del suelo sobre el que se asienta la estructura.

En caso de que dicho método pueda ser empleado en nuestro medio es necesario que se haga un plano de regionalización sísmica completa del Perú.

C A P I T U L O I V

IV.0.- ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO INELASTICO DE ES TRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO SOMETIDO A FUER- ZAS LATERALES SISMICAS

Con los métodos de diseño descritos en el capítulo anterior, es posible diseñar todo tipo de estructura sometido a los efectos sísmicos, sin embargo las suposiciones para tal diseño tienen base en hipótesis del comportamiento lineal de la estructura, pero se ha comprobado que el cálculo de las fuerzas debidas a un sismo moderadamente severo exceden significativamente las fuerzas de diseño que especifican los reglamentos sísmicos, produciendo en algunos casos esfuerzos correspondientes a cargas laterales mayores del 100% de la aceleración de la gravedad. Por lo tanto cuando diseñamos una estructura para una fuerza lateral del orden de 10%g, nos parecería que ella no podría sobrevivir bajo un sismo severo, pero en la realidad esto no sucede, ya que una estructura po

see un exceso de resistencia sobre los valores de diseño, debido principalmente a:

- Los esfuerzos de trabajo usados son muy conservadores.
- Los elementos no estructurales participan en la resistencia a las deformaciones laterales.

Pero no obstante, estos factores no explican en forma completa los daños relativamente pequeños que sufren las estructuras bajo sismos severo.

En otros casos, sucede que a medida que se manifiesta la respuesta del edificio, aparecen grietas y zonas de fluencia, siendo las deformaciones inelásticas las que absorben una gran parte de la energía vibratoria de la estructura, como resultado se debe precaver la continua acumulación de energía requerida para desarrollar la máxima velocidad indicada por la curva espectral de respuesta. Sobre estas bases, está claro que las deformaciones inelásticas de la estructura son el factor predominante que limita las fuerzas desarrolladas por un sismo fuerte, además es evidente que los reglamentos sísmicos han tomado en cuenta empíricamente este efecto, ya que las medidas de los reglamentos suministran fuerzas, las cuales no son suficientes para resistir elásticamente la fuerza del sismo.

Cuando un edificio ó cualquiera otra estructura está sujeta a movimiento sísmico, su base o soporte se mueve con el sue

lo, desde que este movimiento es relativamente rápido causa esfuerzos y deformaciones a lo largo de la estructura. Si nosotros olvidamos temporalmente la interacción entre la base de la estructura y el suelo, cuando la estructura es rígida, su movimiento es casi el mismo que el del suelo, y las fuerzas dinámicas que actúan sobre él son casi igual a éstas, asociadas con las aceleraciones del suelo aplicadas a la estructura como un cuerpo rígido; si la estructura es flexible movimientos relativamente grandes o deformaciones pueden ser inducidos en la estructura por causa de los movimientos diferenciales entre los soportes y las masas de la estructura.

Para sobrevivir a los movimientos sísmicos, la estructura debe ser lo suficientemente fuerte y dúctil para resistir a las fuerzas generadas por estas deformaciones; la combinación de la ductibilidad y fuerza requerida es una función de la rigidez o flexibilidad de la estructura.

Los efectos sísmicos sobre una estructura depende no solo del movimiento sísmico sino también de las propiedades de la estructura. Siendo entre éstas las más importantes, la absorción de la energía dentro de ésta o en superficies de contacto entre la estructura bajo consideración y su soporte, ya sea debido a la amortiguación o comportamiento inelástico, su período de vibración y su fuerza o resistencia;

ejemplos de estructuras que no tuvieron suficiente fuerza y ductilidad para resistir sismos a los que estuvieron sujetos son bien conocidos, como ejemplo citaremos las fallas o curridas en columnas y estructuras en edificios de Caracas durante el sismo de 1967, debido a la inadecuada capacidad de absorción de energía. A fin de tomar en cuenta racionalmente este efecto se requiere que la acción inelástica sea incorporado dentro del análisis y esto puede ser ejecutado eficientemente sólo a través de computadoras digitales o analógicas.

Un estudio de este tipo fue realizado por J. Penzien, quien evaluó la respuesta inelástica de una parte de la historia del sismo de El Centro (1940), El cual se muestra en la figura IV-1

En la figura dada se observa el efecto que tiene las deformaciones inelásticas en cuanto a la limitación del desplazamiento, ya que estructuras de baja capacidad de absorción de energía están expuestas a experimentar pequeños desplazamientos

Uno de los efectos más importantes que se puede observar en el comportamiento inelástico, es que la máxima respuesta dinámica disminuye al disminuir la resistencia a la fluencia de la estructura, es decir en proporción inversa con el aumento en el factor de ductilidad esto es válido solo has-

ta ciertos límites, a partir del cual una mayor disminución en la resistencia da como resultado un aumento en la respuesta.

Otra propiedad importante lo podemos deducir de los gráficos IV-2, IV-3, en el cual el período de vibración de la estructura permanece aproximadamente constante, en ella se puede observar también que el movimiento vibratorio se realiza sobre una recta que se va desplazando del eje horizontal siendo la deformación total ligeramente mayor para el caso de comportamiento inelástico pero con una amplitud de movimiento oscilatorio menor.

IV.1.- CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

Durante la ocurrencia de un sismo, si la demanda de fuerzas es mayor que la capacidad que posee la estructura, da lugar a la falla de ella. A pesar de que dicha demanda (con pocas excepciones) es variable al azar mas alla del control del diseñador, sin embargo estamos en capacidad de asumir valores probables.

Un concepto básico es que la absorción de energía o capacidad es una medida más significativa de capacidad sísmica de la mayoría de las estructuras que la resistencia misma; se observa sin embargo que en el rango elástico o lineal de la

respuesta estructural la capacidad de energía es proporcional a la fuerza aplicada.

El problema que se suscita es que las fuerzas laterales especificadas en el Reglamento pueden ser excedidos durante los sismos, siendo las deformaciones unitarias asociadas con el punto de fluencia, éste puede ser grandemente excedido.

En estos casos el comportamiento depende de sus propiedades a partir del punto inicial de fluencia.

Si una estructura no fuese dúctil y si no hay sendero de esfuerzo, la estructura colapsa bajo demandas sísmicas continuas de mayor o igual cantidad. En estos casos una forma de salvar a la estructura cuando está sometido a esfuerzos alternos y a fuerzas que aumentan viene dado por la ductilidad y capacidad de reserva de energía inelástica.

A pesar de que los reglamentos sísmicos especifican fuerzas laterales en vez de capacidad de energía se han hecho algunos intentos para incluir el valor de la ductilidad e incluye el parámetro de la deformación tanto como la resistencia.

Se ha demostrado que una respuesta sísmica depende de los periodos naturales y amortiguamiento de la estructura, tanto como de la frecuencia y el tiempo-historia del movimiento sísmico.

En un diagrama de respuesta espectral en la parte correspondiente al período corto, el criterio más significativo es su aceleración; caso diferente es en la porción de período largo, en la que el desplazamiento es más significativo, en la parte intermedia la velocidad es el índice más significativo.

Desde que la energía cinética (demanda), está relacionado con el cuadrado de la velocidad, se llega a la conclusión que la capacidad de energía bajo la deformación, sobre la base de la conservación de la energía es el parámetro más significativo para edificios. En la figura IV-4 se muestra la relación de demanda de energía y capacidad de trabajo bajo distorsión creciente.

IV.2.- DUCTILIDAD

La ductilidad es la habilidad de una estructura para incrementar su deformación inicial, mientras permanece estacionaria la carga; por lo tanto la ductilidad (U), está dado por la relación entre la máxima deformación y la deformación en el punto de fluencia.

Es decir indica la magnitud del rango inelástico de deformaciones siendo este rango en donde radica la capacidad de la estructura a soportar sismos severos.

La ductilidad es uno de los factores más importantes en el comportamiento inelástico de las estructuras, ya que la máxima respuesta dinámica disipa mayor energía cuando el esfuerzo a la fluencia de la estructura es menor, teniendo se un mayor factor de ductilidad; siendo válido esto hasta un cierto límite a partir del cual una mayor disminución en el esfuerzo a la fluencia da como resultado un aumento en la respuesta de la estructura, este punto límite se define generalmente para factores de ductilidad del orden de 10 a 20, pero para fines prácticos se usa como límite $U=8$. El efecto de disminución en la respuesta dinámica se puede observar en la Fig IV-5

A pesar que el término de ductilidad es usado generalmente en relación con el comportamiento elasto-plástico, es aplicado a cualquier patrón de comportamiento inelástico si la deformación de falla está definida como la deformación más allá de la cual la pendiente del ploteo fuerza-deformación permanece negativa; en la figura IV-6 se muestra los términos y condiciones para varios casos típicos.

La ductilidad se puede expresar en unidades rotacionales, tal como la razón de la curvatura última del miembro sobre la curvatura en fluencia.

La propiedad de ductilidad es importante principalmente por:

- Cuando se diseña una estructura para resistir el máximo sismo esperado dentro del rango elástico de esfuerzos resulta sumamente antieconómica.

No se puede predecir las características de un movimiento sísmico en un lugar dado.

Por estas razones la mayoría de códigos antisísmicos especifican fuerzas más pequeñas que las esperadas para un sismo severo.

Sucede muchas veces que las estructuras resisten sismos más fuertes que aquel para el cual fueron diseñados, pero esto no son debidos a los coeficientes de seguridad aplicados, sino a que la estructura entra al comportamiento no lineal debido a la ductilidad que posee.

Para el sismo de El Centro (1940), se hicieron estudios de varios edificios teniendo en cuenta el factor de ductilidad y su influencia en cuanto a la aceleración y desplazamiento esperado. Esto se puede apreciar en las figuras IV-7, IV-8. También se hizo unas comparaciones entre los espectros resultantes, considerando en un caso la ductilidad para el sismo El Centro (ver Fig. IV-1).

IV.3.- CAPACIDAD DE ABSORCION DE ENERGIA

El efecto del movimiento sísmico en la estructura se mani-

fiesta mediante energía vibratoria, la cual debe ser capaz de absorberla para no fallar; parte de dicha energía se disipa por el amortiguamiento estructural y el resto se almacena en la forma de energía cinética del movimiento de la masa y en la forma de deformación de los miembros estructurales.

La disipación de energía en una estructura se lleva a cabo de varias maneras incluyendo amortiguación o absorción de energía de varios tipos dentro de la estructura misma, tales como fricción, amortiguación viscosa, u otros tipos de amortiguamiento en la estructura, como en partes de ella que se interfieren moviéndose unas contra las otras. La importancia del amortiguamiento está indicada por el hecho de que la respuesta dinámica de una estructura en un sismo puede ser afectada de una manera tan grande que puede dar lugar al cambio de un grado de intensidad sísmica.

Si la energía es suficientemente grande la estructura no podrá absorberla elásticamente, sino con deformaciones permanentes, y alguna porción relativamente débil de la estructura fallará, en todo caso el efecto es disipar energía, por ejemplo si se diseña una estructura de manera que ocurra deformaciones permanentes sin falla de un miembro, entonces se cumple en todo instante que la energía cinética, más energía de deformación, más energía disipada por amorti

guamiento, más la energía disipada por deformación plástica será igual a la energía total recibida.

Observando una curva fuerza-deformación (Fig IV-9), de los ensayos hechos a una estructura a ser destruida podemos decir que gran parte de la energía absorbida reside en la energía disipada por deformación plástica. Por lo tanto si una estructura tiene ductilidad, es decir gran capacidad de absorción de energía a través de la deformación plástica, será capaz de resistir sismos severos sin fallar; ya que como bien lo hizo notar Tanabashi (1937), que cuando se produce resonancia, la fuerza destructiva del sismo es proporcional al cuadrado de la velocidad máxima y no a la aceleración, siendo la resistencia de la estructura contra la sísmica proporcional a la energía potencial conservada en la estructura hasta la falla.

Como se ve, la ductilidad sola no es adecuada para reconsideración de energía, puede haber un gran valor de ductilidad asociada con una pequeña fuerza y el área bajo la curva es inadecuada, en el otro extremo una fuerza muy grande puede desarrollar suficiente energía en el rango elástico, generalmente en la mayoría de los edificios la ductilidad última excede grandemente la condición elástica en medida que la estructura puede ser capaz de movilizar capacidad adecuada de trabajo en caso de un sismo severo.

Recientemente se están haciendo ensayos en laboratorio de materiales, elementos y de ensambles de estructuras extendidas hasta el rango inelástico, ya que ello es necesario en cuanto a la reconciliación de un diseño sísmico de la estructura ante un probable sismo severo.

IV.4.- COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Cuando se estudia el comportamiento de concreto armado se presenta en ella dos fases; la primera es cuando es cargado hasta el rango ordinario de trabajo, siendo la segunda cuando sobrepasa este rango en la cual adquiere gran importancia el estudio de su comportamiento elastoplástico y los efectos sísmicos importantes: la inversión de cargas y la carga rápida.

Se ha visto anteriormente que las propiedades más importantes del concreto desde el punto de vista dinámico son: La ductilidad, capacidad de absorción de energía y la resistencia. Para que una estructura presente mayor incremento de estas propiedades cuando está expuesto a acciones dinámicas se efectúa, mediante el confinamiento del concreto y utilizando refuerzo en compresión en los miembros sometidos a flexión. Para la compresión del comportamiento dinámico de las estruc

turas es necesario un conocimiento de la relación esfuerzo-deformación de los elementos que forman el concreto armado, ya que ella proporciona la relación que existe entre las fuerzas exteriores que actúan sobre ellas y las deformaciones que producen.

Se sabe que en el rango elástico basta solo conocer la pendiente en el origen de la curva esfuerzo-deformación, es decir el módulo de elasticidad; sin embargo para comprender y describir la respuesta completa de la estructura debe conocerse la relación esfuerzo-deformación completa; en la figura IV-10, se muestra dicha relación para el acero de refuerzo en la que se observan, una porción elástica inicial, un punto de fluencia más allá del cual la deformación aumenta con un incremento pequeño o nulo en el esfuerzo y en el rango de endurecimiento.

En la Fig. IV-11, observamos como varía la relación esfuerzo-deformación para un concreto sin confinamiento, en ella se muestra las zonas principales.

Como se dijo anteriormente una estructura presenta un aumento en sus propiedades cuando se produce el confinamiento del concreto; se denomina concreto confinado cuando ella está sometida a una condición en la cual el concreto se encuentra esforzado en todas direcciones, estas condiciones se obtienen en el concreto armado proveyendo espirales o anillos ubicados a pequeños espacimientos para restringir-

lo en direcciones perpendiculares al esfuerzo aplicado. Se muestra en la Fig. IV-12, una serie de curvas esfuerzo-deformación obtenidas a partir de ensayos de compresión axial con restricción lateral, en ella se observa que a medida que se incrementa la presión lateral, aumenta la resistencia lo mismo que la ductilidad.

Las ventajas del concreto confinado en el diseño antisísmico son evidentes, pues al producir los sismos grandes esfuerzos y estar los elementos estructurales sometidos posiblemente a deformaciones grandes, se requiere que dichos elementos estén constituidos de tal manera que su resistencia y su ductilidad, medida por la deformación que es capaz de soportar sin merma de su capacidad portante, estén plenamente garantizadas para prevenir un posible colapso.

Se determinó que el concreto confinado puede aceptar deformaciones hasta de 20 veces las obtenidas en el concreto sin confinar y su resistencia puede ser normalmente duplicado. La capacidad de una estructura obtenida sobre el criterio de absorción de energía sísmica en vez de resistencia sola, es mayor en el concreto confinado o dúctil que en el c. armado normal, esto se aprecia en la Fig. IV-13. La forma de lograr este confinamiento en el concreto lo obtenemos mediante un refuerzo transversal, el cual puede adoptar dos formas, ya sea en forma de espiral o anillos circulares cerrados a pe -

queño espaciamiento para columnas circulares y columnas rectangulares, y con estribos o espirales rectangulares; en ambos casos el refuerzo transversal no es mayormente esforzado hasta que se alcance una carga a la cual el concreto libre (concreto sin confinamiento), tiende a desarrollar deformaciones laterales apreciables y el recubrimiento del elemento se inutiliza, esto ocurre hasta una carga axial aproximada de $0.85 F'_c$, comportándose hasta ese punto como un concreto libre, a partir de ella dicho concreto tiende a esforzar el refuerzo transversal creando una reacción o fuerza de confinamiento lo que le hace más resistente. Igualmente es necesario tener uniones rígidas de vigas y columnas, lo cual puede lograrse mediante el uso de estribos cercanos dentro de la zona de unión de vigas y columnas.

IV.5.- CARACTERISTICAS FUERZA-DEFORMACION

Cuando se plotea la fuerza aplicada a una estructura versus traslación o momento aplicado versus rotación, se tiene una gran cantidad de información acerca de la resistencia sísmica de la estructura, ya que ella nos muestra la resistencia-deformación en varios niveles, de carga siendo lo más significantes la pendiente y los cambios de pendiente

te, supongamos una pendiente negativa más allá del cual no hay pendiente positiva o pendiente nula, esto nos indica una falla bajo carga continuada.

El área bajo la curva nos indica la suma de energía elástica almacenando en el rango lineal y la capacidad para hacer el trabajo en el rango inelástico. En la figura IV-14 se presenta varias curvas características fuerza-deformación bajo carga suave o estática; dependiendo a su vez del tipo de material y detalle de conexión.

Bajo ciertas condiciones de esfuerzo, las características de fuerza-deformación son diferentes bajo cargas rápidas y dinámicas que bajo carga lenta o estática. Por ejm. el acero dulce en tensión es más fuerte bajo carga rápida que bajo carga lenta pero, esa diferencia no es muy grande en la mayoría de los casos; para oficializar las características bajo respuesta sísmica, se usa generalmente los conseguidos bajo ensayos estáticos ya que así estamos en el lado de la seguridad; un punto importante es en cuanto al número de ciclos de carga inducidos por sismos, el cual es pequeño en comparación con el número de ciclos necesarios para causar la falla por fatiga, que al restar en este rango ya no se puede usar en el diseño antisísmico de un edificio; suponiendo siempre que se hacen reparaciones adecuadas cuando ha ocurrido un sismo. Se han efectuado varias

pruebas para vigas de concreto reforzado variando la ductilidad presentandose en la figura IV-6 en ella se puede observar que si la ductilidad es pequeña la viga falla con un momento bajo. Caso contrario sucede si lo reforzamos en compresión.

IV.6.- COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO

Cuando se deforma un pórtico de un edificio bajo la acción de las fuerzas de inercia producidas por un sismo, se desarrollan fuerzas cortantes actuando perpendicularmente a los ejes de los miembros; debido a los momentos flectores en los nudos, y a las propias fuerzas de inercia, estas cortantes pueden combinarse con los momentos flectores afectando tanto la resistencia como la ductilidad de los miembros, a menos que se proporcione un adecuado sistema de refuerzo transversal.

Cuando el concreto reforzado alcanza su máxima resistencia elástica, comienza o se da inicio a la aparición de grietas inclinadas, el cual tiene un efecto muy acentuado en el mecanismo de resistencia de la viga; el refuerzo horizontal si es para actuar solo en tracción axial, no puede reemplazar toda la fuerza de tracción perdida por la deformación de una grieta inclinada, como puede en el caso de

una grieta vertical de flexión.

Una vez formado la grieta inclinada, la acción de la viga es parcial ó completamente destruida para ser reemplazado por la acción de arco atirantado que se produce; ya que la ductilidad del arco plano es bastante menor que el de una viga diseñada para la misma carga, hace necesario eliminar los efectos de la aparición de la grieta inclinada en el diseño sísmico.

Para analizar este problema se efectuaron una serie grande de investigaciones, determinandose que el esfuerzo cortante promedio en el agrietamiento diagonal, incrementa con incrementos en la raíz cuadrada de la resistencia cilíndrica del concreto, la relación entre el cortante y el momento en una sección y la cuantía del refuerzo longitudinal; por lo tanto para todos los edificios sometidos a fuerzas cortantes producidos por sismos es necesario proporcionar a los elementos estructurales refuerzo transversal, para que en caso de actuar el sismo, presenta ésta una fuerza capaz de resistir dicho movimiento con ó sin daño de importancia. Como se ve el comportamiento del concreto depende del refuerzo; es decir de la ductilidad.

En un movimiento sísmico las cargas aplicadas a una estructura son de carácter dinámico, los que nos hace considerar los efectos posibles de la velocidad de carga en la capacidad

dad de resistencia y deformación del concreto reforzado; para el efecto se realizaron numerosas investigaciones para determinar el comportamiento del concreto reforzado, bajo cargas que simulen cargas de presión o explosión, en la que se observó que el concreto reforzado aumenta su resistencia bajo esas condiciones, la cual se debe principalmente al incremento en la resistencia de fluencia del refuerzo; ensayos sobre el acero de refuerzo indicaban que este incremento depende de la velocidad de carga y a la velocidad a la cual ocurre la fluencia.

También se realizó ensayos en especímenes de concreto, en la que Hatano y Ban determinaron que aumenta la resistencia del concreto a mayor velocidad de carga, sobre todo

cuando F_c es bajo, igualmente la deformabilidad de ella es menor en esas condiciones.

Otro de los efectos a que está expuesta los elementos de concreto reforzado es en cuanto a la inversión de cargas.

Los edificios sometidos a sismos sufren varias inversiones de las cargas durante la progresión de un sismo, mientras la deformación y los esfuerzos resultantes están debajo del nivel de fluencia de los elementos del edificio, el tipo de carga es similar al de una carga de fatiga, esto no tendría consecuencia particular ya que, aunque el número de inversiones sea grande es insignificante comparado con

la fatiga del concreto reforzado. Pero si el movimiento causa la fluencia del elemento, ya se hace necesario considerar el efecto que esta fluencia tendría en el comporta-
miento del elemento.

En este aspecto se realizaron investigaciones en varios centros en la que se notaron que las vigas muestran una flexibilidad incrementada en la dirección inversa. (Fig. IV-15).

En ensayos posteriores se determinaron que los momentos últimos y de fluencia, son pocos afectados por una carga previa en la dirección opuesta, pero la rigidez del miembro disminuye sensiblemente. Como se puede observar una estructura al estar sometido a la acción de un movimiento severo, pasa de su comportamiento elástico a comportarse en forma inelástica, por lo cual es sumamente importante el estudio de la estructura en el rango inelástico, ya que en última instancia de ella va a depender si la estructura va o no a sobrevivir al sismo.

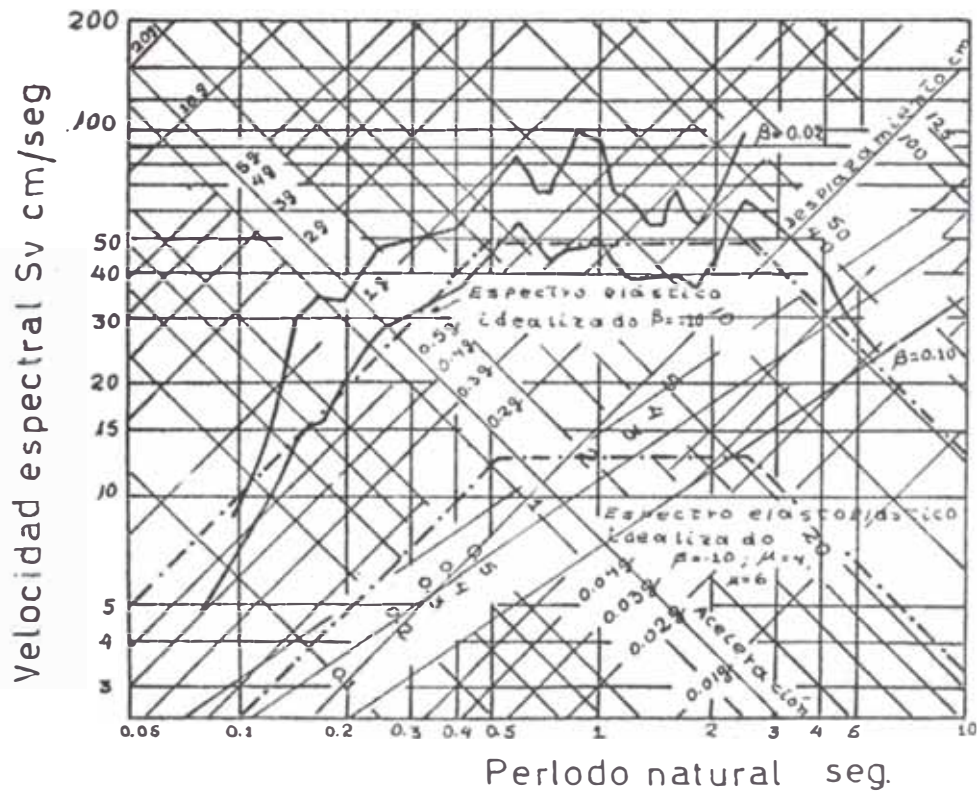
En base al comportamiento inelástico de las estructuras se puede establecer los criterios siguientes de diseño:

- 1° Se considerará el comportamiento elástico o aproximadamente elástico en el caso de sismos moderados o frecuentes
- 2° En caso de sismos severos se considerará que la estruc-

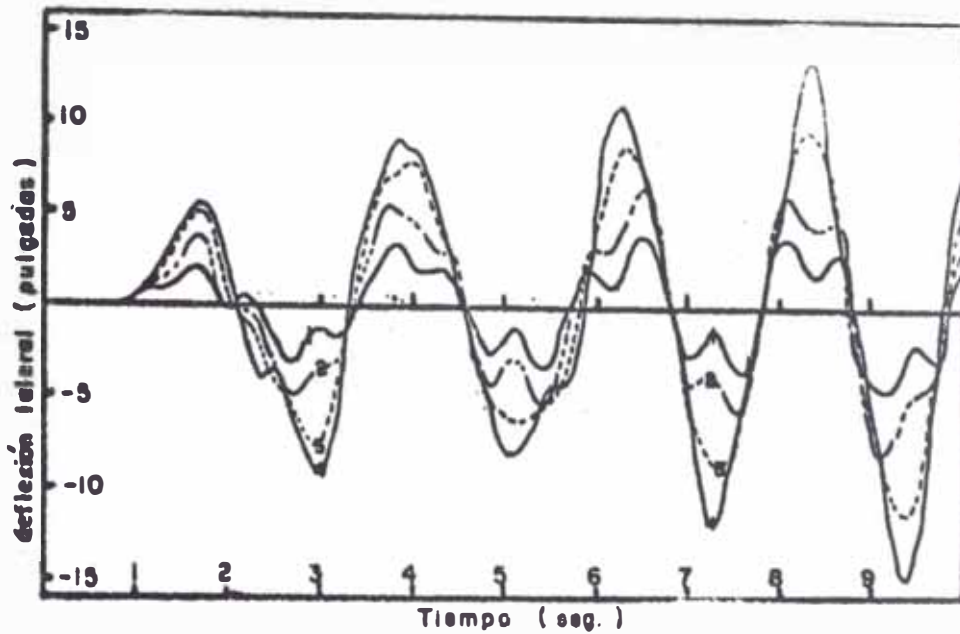
tura fluye localmente dentro del rango inelástico, pero con seguridad sobre el colapso; según la frecuencia de estos sismos se diseñará de modo que no se tengan daños que comprometan la estabilidad de la estructura, es decir que se presentan únicamente daños menores y fácilmente reparables.

3° Para el caso de sismos mayores y pocos frecuentes se considerará que la estructura aprovecha al máximo la reserva de energía representada por el rango inelástico, siempre sin llegar al colapso; se considerará que una estructura puede incursionar en esta forma dentro del rango de la inelasticidad una o dos veces en su vida útil.

FIGURA IV-1

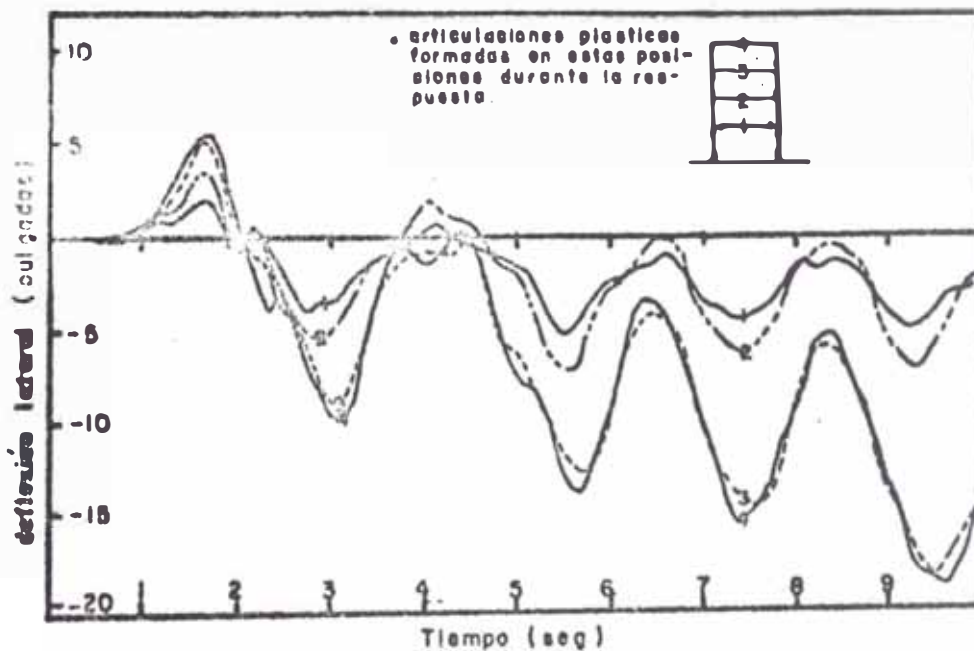


comparacion de espectros sismo de El Centro 1940 componentes N-S



a) RESPUESTA ELASTICA DE UN PORTICO DE CUATRO PISOS SIN AMORTIGUAMIENTO AL SISMO DE EL CENTRO.

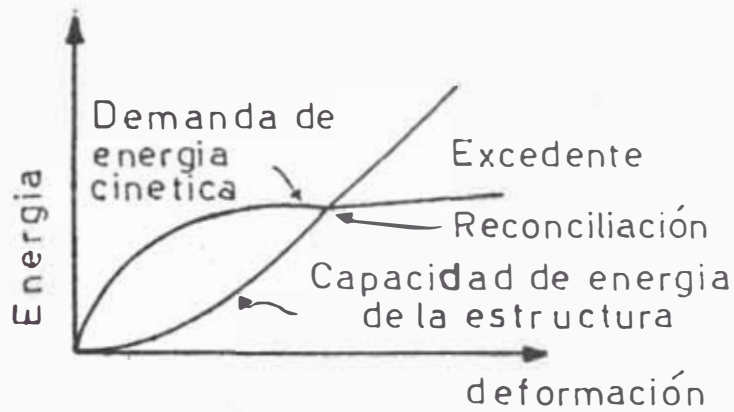
Fig.IV-2



b) RESPUESTA INELASTICA DE UN PORTICO DE 4 PISOS AL SISMO DE EL CENTRO

Fig.IV-3

FIGURA IV-4



Reconciliación de la energía con la deformación

viga	b cm	d cm	f'c	p %	p' %	f _y	f' _y
1	15	27	150	0.34	—	3.81	—
2	15	27	177	0.62	—	3.23	—
3	15	27	171	0.97	—	3.88	—
4	15	27	167	1.90	—	3.09	—
5	15	27	172	1.90	0.98	3.19	2.90

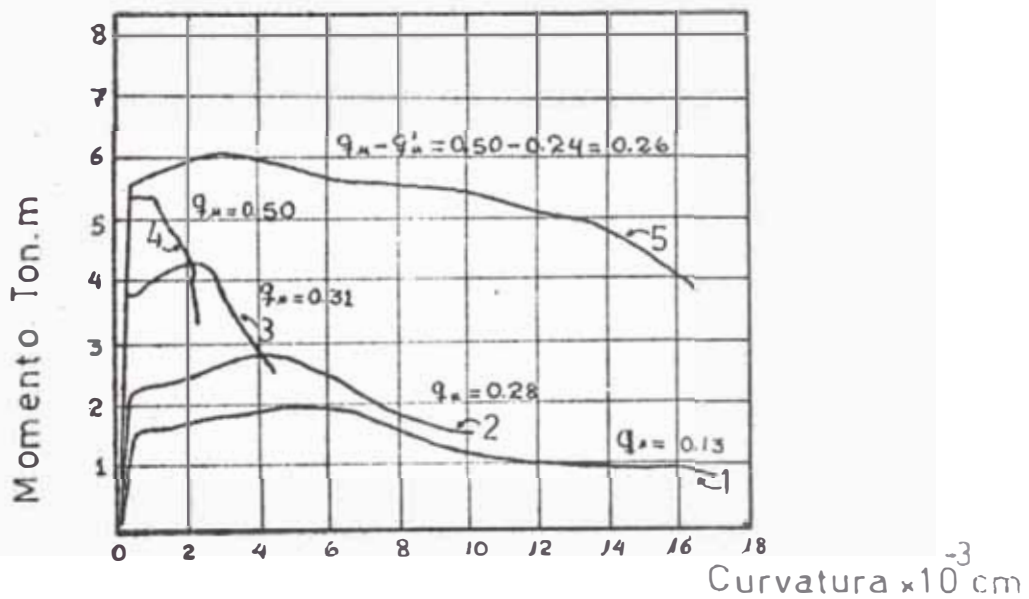


FIGURA IV-6

Relaciones Momento-curvatura para secciones sometidas a flexión pura

$\frac{U_m}{U_0}$ = Max. desplazamiento de un sistema inelástico para un periodo determinado
 Max. desplazamiento de un sistema elástico para el mismo periodo

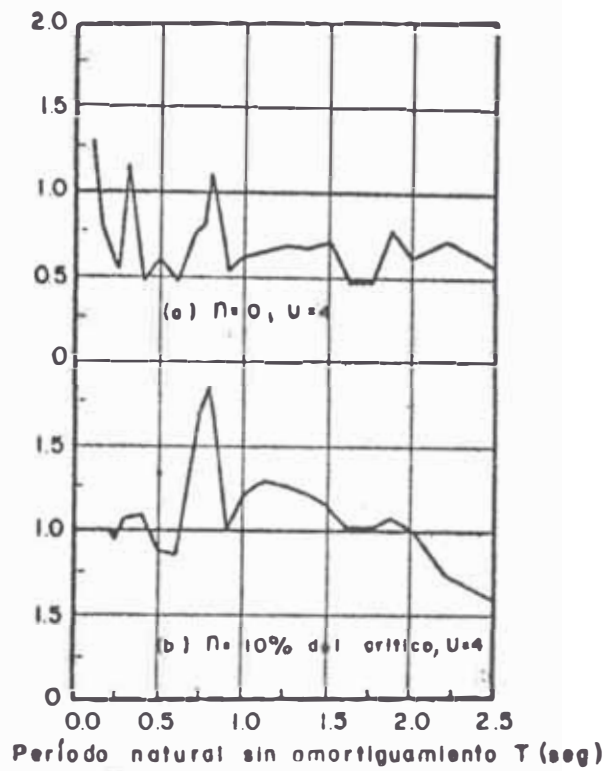


Fig.IV-5

COMPARACION ENTRE EL DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO DE UN SISTEMA INELASTICO Y UN SISTEMA ELASTICO COMO UNA FUNCION DEL PERIODO NATURAL SISMO DE EL CENTRO 1940

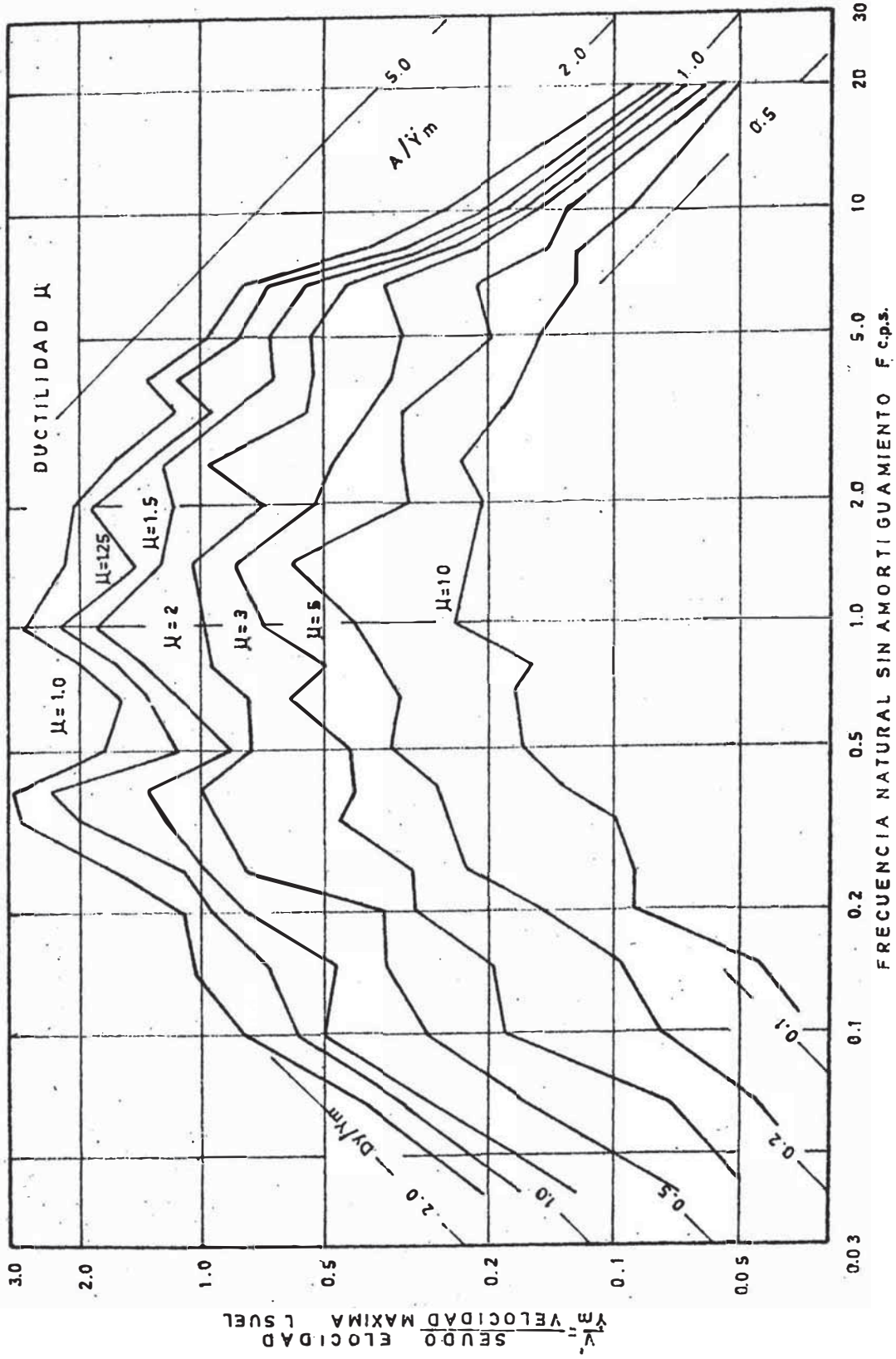
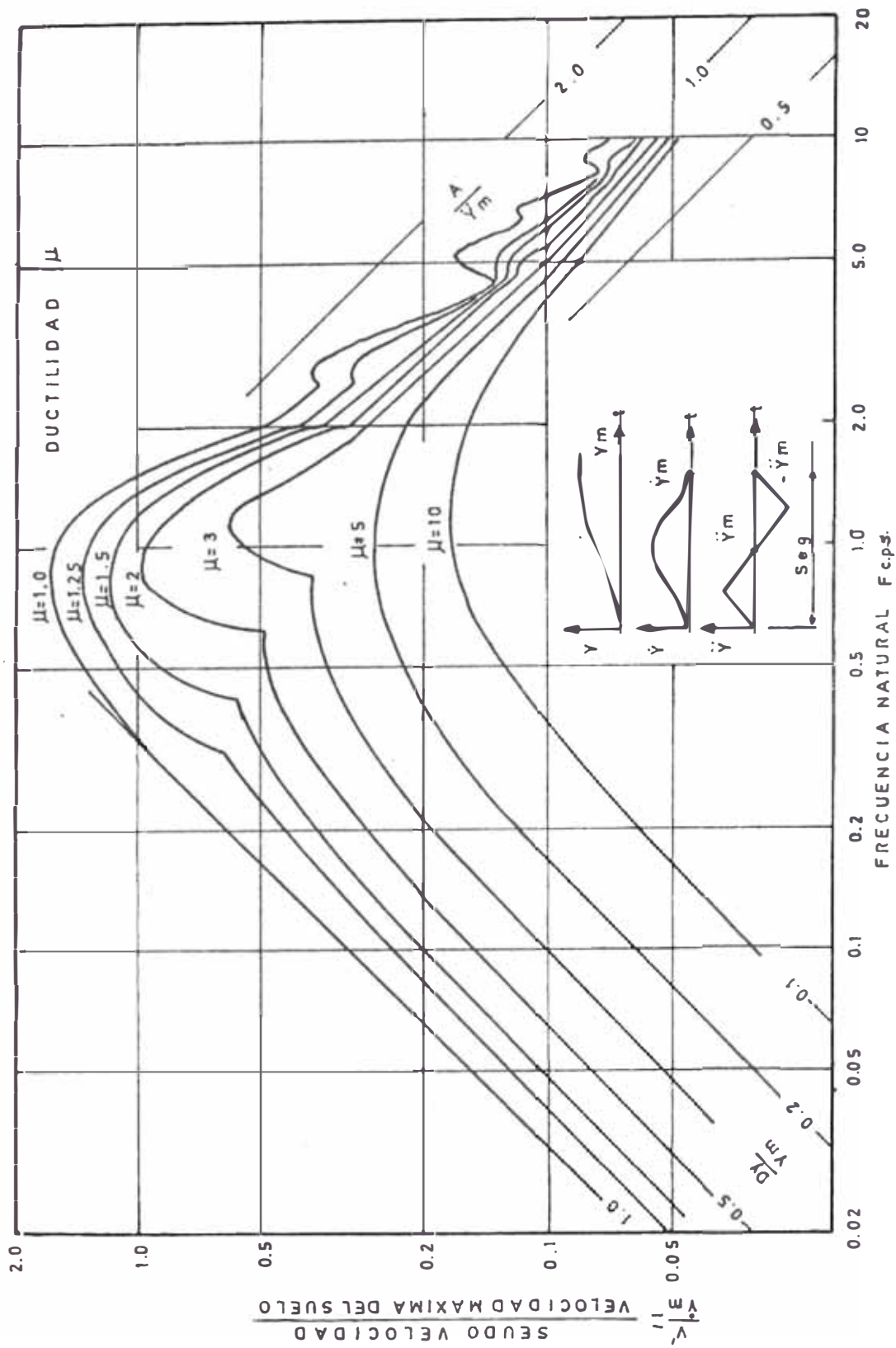
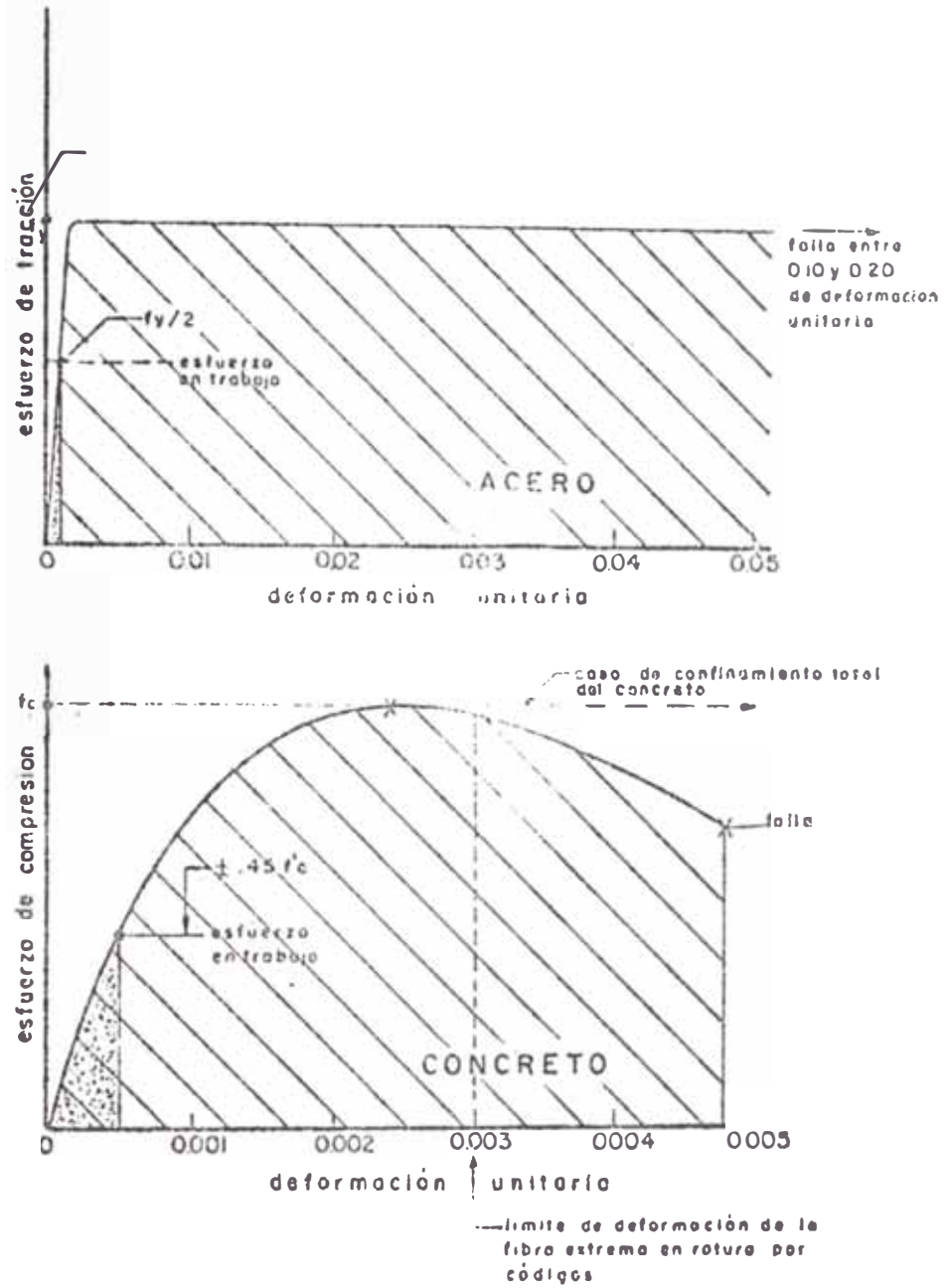


FIG.IV-7 ESPECTRO DE ACELERACIÓN DE UN SISTEMA ELASTO PLASTICO
 CON AMORTIGUAMIENTO CRITICO DEL DOS POR CIENTO DEL
 SISMO DE EL CENTRO DE 1940



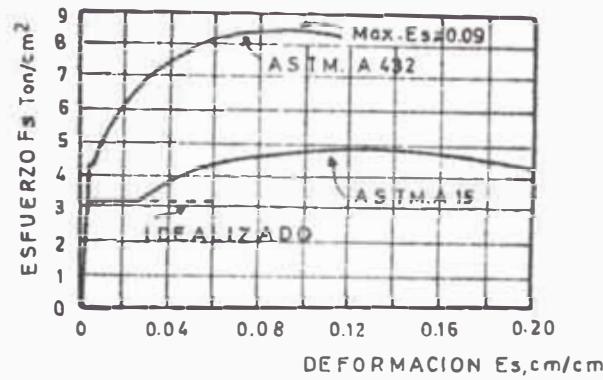
FIGIV-8.ESPECTRO DE ACELERACION SIN AMORTIGUACION DE UN SISTEMA ELASTO-PLASTICO

FIG. IV-9



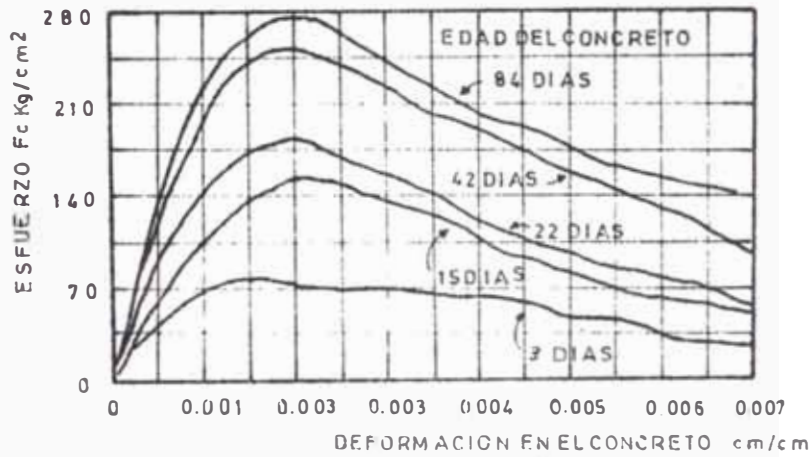
RELACIONES TIPICAS ESFUERZO - DEFORMACION

FIG.IV-10



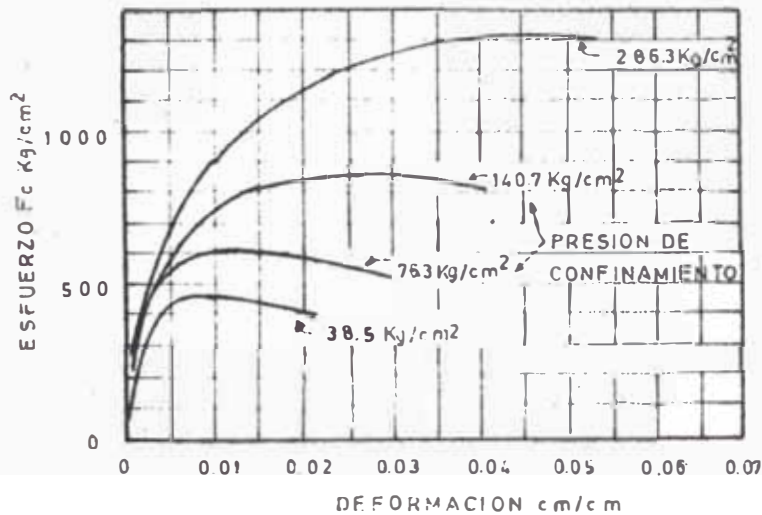
RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION PARA DOS TIPOS DE ACERO

FIG.IV-11



RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION A PARTIR DE PRUEBAS DE CILINDROS DE CONCRETO

FIG.IV-12



CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION A PARTIR DE ENSAYOS DE CILINDROS DE CONCRETO CONFINADO

FIG.IV-13

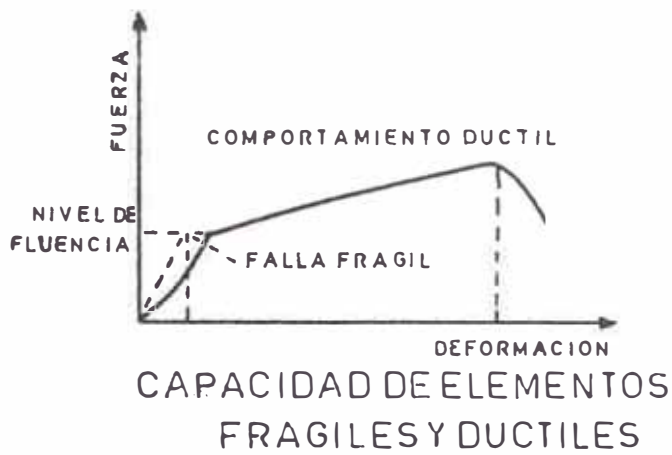
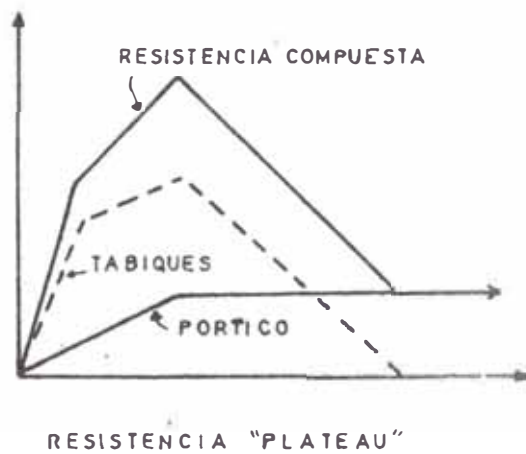
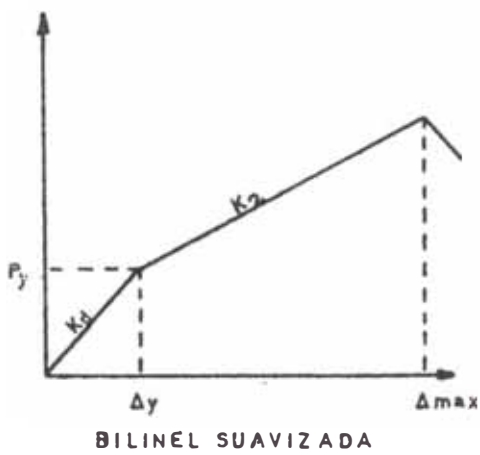
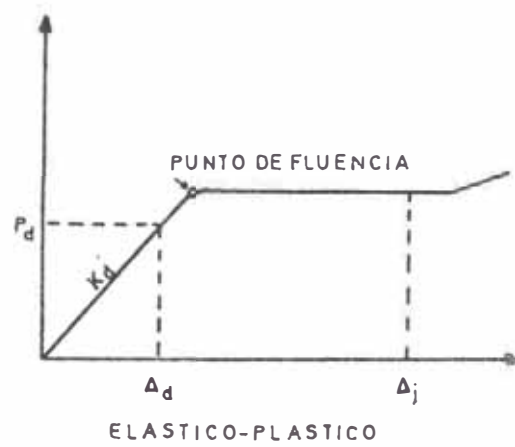
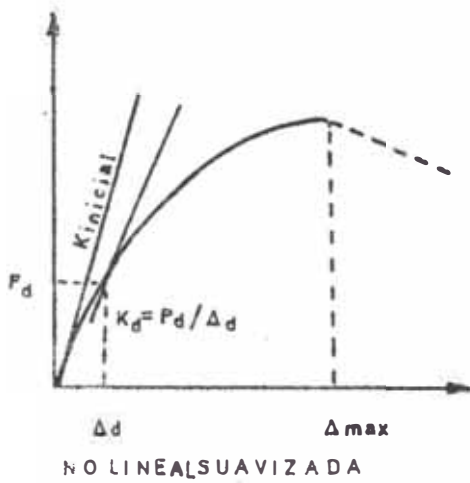
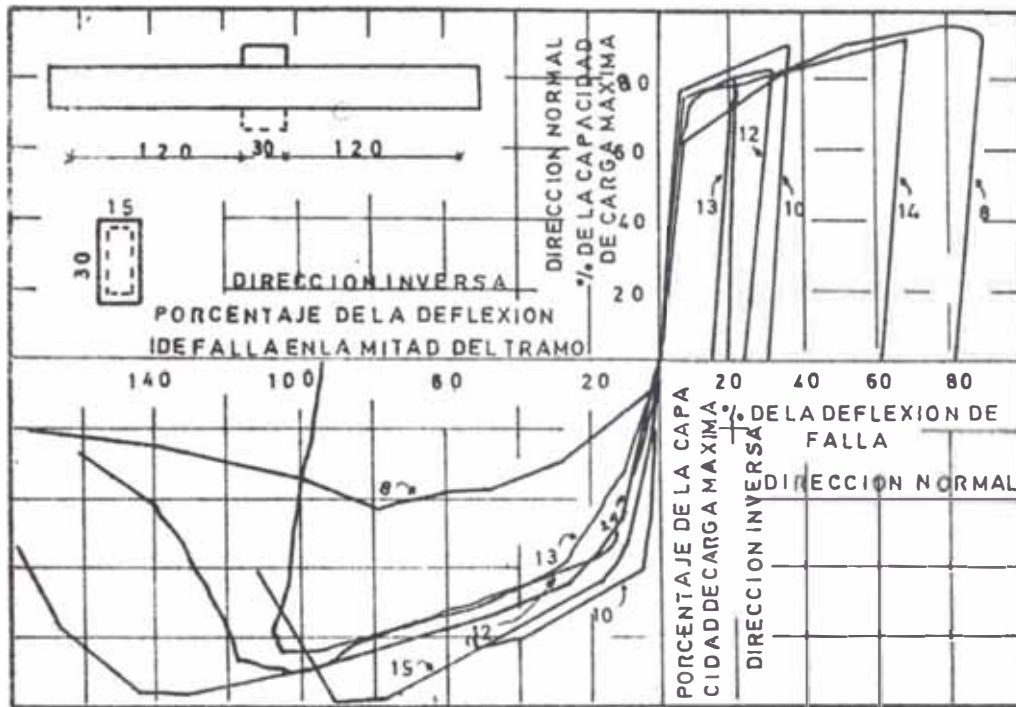


FIG.IV-14



TIPOS COMUNES DE INELASTICIDAD

FIG. IV-15



VIGAS DE CONCRETO REFORZADO CARGADAS EN EL RANGO DE COMPORTAMIENTO INELASTICO Y SOMETIDAS POSTERIORMENTE A CARGA INVERSA

C A P I T U L O V

V.0.- INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Los daños sísmicos en edificios son influenciados por las características del suelo en el área afectada; en algunos casos el daño es causado por una mala estabilidad del suelo, resultando un largo y permanente movimiento de la superficie del suelo y asociado con la distorsión de la estructura, así por Ejm. depósitos granulares sueltos pueden ser compactados por vibración de la tierra inducidos por un sismo, resultando un gran asentamiento y asentamiento diferenciales en la superficie del terreno.

Así se conoce, que debido al sismo Chileno de 1960, una isla cerca a Valdivia fue parcialmente sumergido como resultado de la combinación de efecto del movimiento tectónico y asentamiento del terreno debido a la compactación del suelo.

En casos en que las condiciones del suelo consiste de material granular suelto y saturado, la tendencia a compactarse

resulta de la excesiva presión hidrostática de suficiente magnitud causando la licuefacción del suelo, resultando asentamientos e inclinación de la estructura; un Ejm. de ello lo tenemos en el sismo de Niigata (Japón 1964).

También en caso de combinación de esfuerzos dinámicos con los inducidos por las presiones de poros en depósitos de arcilla blanca y arena puede resultar mayor en terrenos resbaladizos, tal como el ocurrido en Turnagain Heights área de Anchorage (Alaska).

Por los ejemplos precedentes se puede deducir que uno de los más importantes problemas de una respuesta sísmica de una estructura depende de los efectos del comportamiento dinámico del suelo, principalmente depósitos aluviales blandos durante un sismo.

En años recientes se están haciendo investigaciones en el campo de la Ingeniería Antisísmica, en la que es un factor importante el fenómeno de interacción suelo - estructura en el comportamiento de estructuras durante excitación sísmica, siendo propuestos muchos métodos en la que se incorpora los efectos de interacción en el análisis y diseño de sistemas estructurales.

Como se sabe las cimentaciones de Ingeniería están inevitablemente relacionadas con la interacción suelo y/o roca y la estructura; en la que la cimentación y la formación geológi-

ca soporta todo o parte de la carga móvil, así como la super estructura del edificio siendo cierto esto cuando las cimentaciones son superficiales y si los pilotes son flotantes o transmiten cargas por adherencia. En caso de pilotes profundos, la carga es transmitida a las formaciones estratificadas; siendo en este caso las deformaciones pequeñas y pueden tener efectos no significativos en la estructura misma. Por lo tanto cuando se hacen cimentaciones superficiales, estas se van a diseñar para resistir las deformaciones debidas a la carga del edificio, y la interacción suelo - estructura resulta importante.

El profesor Seed en un informe presentado en uno de los últimos congresos de Sismología e Ingeniería Antisísmica expuso que los efectos del suelo sobre la respuesta del edificio a sismos puede ser separado conceptualmente en dos partes:

- 1° La rigidez y espesor de los estratos del suelo afectan el movimiento de la superficie del suelo, este efecto se debe generalmente a la amplificación de las ondas en el suelo.
- 2° La deformabilidad del suelo inmediatamente debajo del e edificio afecta la respuesta al movimiento de la superficie.

Por eso en forma general cuando los investigadores usan la frase de interacción suelo - estructura se refieren al segun

do punto. Para el profesor Seed el efecto más importante en la respuesta suelo - estructura es el factor de amplificación, pero en caso de plantas de fuerza nuclear, mayor importancia es dada por el factor de interacción.

Por todo lo expuesto podemos decir que el suelo es un elemento importante en la interacción suelo - estructura.

Como se sabe, el suelo como elemento de cimentación es muy variable en cuanto a su comportamiento de allí que es muy complejo el diseño, esto no sucede cuando diseñamos una viga, ya que si bien esta formada por dos elementos distintos, sus propiedades como su resistencia, módulo de elasticidad, rigidez etc., son conocidos; esto no sucede en el suelo, ya que ella se presenta en estados no homogéneos, tan es así que en una zona se ve roca y a pocos pasos se ve suelo suelto, a su vez su disposición del sub-suelo es por capas o estratos no necesariamente horizontales, presentando características diferentes en caso de ser activado por el sismo o no ser activado por el sismo; por ejemplo en los estudios hechos por las misiones técnicas japonesas y francesas, en la ciudad de Chimbote después de ocurrido el sismo que azotó dicha zona en 1970, se encontró que las diversas propiedades del suelo variaron después del sismo, así por ejemplo: el módulo de elasticidad estático y el dinámico, el módulo de Poisson, el coeficiente de fricción interna, la cohesión,

el coeficiente de compresibilidad etc. cambiaron de valor despues de ocurrido el sismo.

Barkan hizo numerosos estudios teóricos y experimentales de la variación de dichas propiedades, las cuales son analizadas posteriormente. Por lo tanto para tener en cuenta la interacción suelo - estructura es necesario evaluar las propiedades del suelo tanto estáticas y dinámicas, más aun la respuesta dinámica de un suelo depende de las condiciones de carga y de las distribuciones de deformación desarrollada en la masa del suelo.

Se determinó que los factores que afectan el período predominante de vibración de los suelos depende de las propiedades del suelo, espesor de las capas del suelo y las condiciones de borde; cuando los espesores de las capas del suelo difiere, el período del primer modo es menor para las capas delgadas que para las gruesas.

Como es imposible presentar una discusión concisa que describa todas las situaciones presentadas en los suelos, el propósito del capítulo es describir algunos problemas asociados con la respuesta de los suelos a las cargas dinámicas y estáticas.

V.1.- INTERACCION ESTATICA DE SUELO - ESTRUCTURA

La vasta mayoría de importantes problemas de interacción suelo - estructura involucra comportamiento bajo cargas estáticas, además la mayoría de trabajos hechos hasta la fecha es concerniente al problema estático.

Suponiendo que una cimentación descansa sobre un suelo blando, el análisis de la interacción es complicada por la no linealidad y comportamiento del suelo dependiente del tiempo; siendo la carga y asentamientos dependientes del tiempo, el Ingeniero debe estimar cual de los dos factores es más conveniente para su fin específico.

Diferentes métodos de analizar la interacción suelo - estructura se distinguen por la forma de representar la estructura y al suelo.

Como se ve, la interacción suelo - estructura depende de las propiedades del suelo y de como se produce el mecanismo de falla bajo la aplicación de cargas. En primer lugar vamos a resumir dichas propiedades, para posteriormente analizar bajo un comportamiento dinámico, considerando que suelo y la estructura constituyen un solo sistema.

a) PROPIEDADES ELASTICAS DE LOS SUELOS

Considerando un cuerpo isotrópico y homogéneo sin esfuerzos

inicial, Hooke dedujo las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_x = \lambda e + 2u \epsilon_x$$

$$\tau_{yx} = u \gamma_{xy}$$

$$\sigma_y = \lambda e + 2u \epsilon_y$$

$$\tau_{zx} = u \gamma_{xz}$$

$$\sigma_z = \lambda e + 2u \epsilon_z$$

$$\tau_{zy} = u \gamma_{yz}$$

De donde se obtienen:

$$E = u(3\lambda + 2u) / (\lambda + u)$$

$$\lambda = \nu E / [(1 + \nu)(1 - 2\nu)]$$

$$\nu = \epsilon_x / \epsilon_z = \epsilon_y / \epsilon_z = 1/2(\lambda + u)$$

$$u = F / 2(1 + \nu)$$

En la que:

λ, u : Constantes de Lamé

E : Módulo de Young

ν : Relación de Poisson

Por lo tanto para aplicar estas ecuaciones a los suelos, se debe cumplir las condiciones anteriores. De una serie de investigaciones se desprende que los suelos pueden ser considerados homogéneos, solo en elementos de volumen que tienen dimensiones muchos mayores que las partículas del suelo y como las partículas son distribuidos al azar se considera que las propiedades elásticas de los suelos son las mismas en todas las direcciones; por esta razón al suelo se le puede considerar como isotrópico, pero en caso de suelos estratificados, se considera el suelo isotrópico dentro de los límites de la capa.

A su vez como el suelo presenta esfuerzos iniciales como fuerza de cohesión, fuerza de fricción interna y fuerzas capilares, no se podría aplicar dichas ecuaciones; pero considerando que las fuerzas anteriores son muchas veces menores que los esfuerzos aplicados, se puede despreciar las fuerzas iniciales; por lo tanto si hacemos estas consideraciones para los suelos podemos aplicar las ecuaciones para determinar sus módulos respectivos.

Pero experimentalmente se demostró que las fuerzas iniciales no se pueden despreciar y por lo tanto representan gran influencia en la obtención de dichos módulos; por ejemplo considerando deformaciones elásticas, la relación esfuerzo-deformación del suelo, es más complicada que lo que estipula la ley de Hooke, si asumimos una relación complicada, conduciría a la necesidad de emplear una teoría de elasticidad no lineal, para lo cual la solución se realiza mediante ecuaciones diferenciales no lineales, llevando la solución de dichas ecuaciones a dificultades considerables.

Numerosas son las investigaciones hechas sobre diversos suelos para hallar valores de la relación de Poisson y el módulo de Young.

Terzaghi despues de una serie de experimentos obtuvo para arena $\nu=0.30$, para arcilla $\nu=0.41$; de este modo cada investigador da diferentes valores para ambos casos, llegándose a

La conclusión de que el módulo de Poisson de la arena siempre es menor que el de la arcilla. Para arcilla se considera un promedio de $\nu = 0.5$, en caso de arena $\nu = 0.30$ a 0.35 . D.D. Barkan realizó investigaciones en el laboratorio del módulo de Young para diversos suelos, para lo cual sometió una muestra a un consolidómetro y sometida a cargas repetidas y descargas, obteniéndose curvas como la Figura V-1, de la cual la pendiente de la curva está relacionada con ambos módulos de la siguiente manera:

$$\alpha = (1-\nu)E / (1+\nu) (1-2\nu)$$

La Fig. V-2, nos muestra que para diferentes contenidos de humedad de un tipo de arena, el valor del módulo de elasticidad es constante, esto sucede generalmente en arenas puras; mientras que en suelos cohesivos (Fig. V-3), al variar el contenido de humedad hay una variación del módulo de elasticidad, de dicha figura se deduce la siguiente fórmula empírica:

$$E = E_0(1 - W^2/W_0^2)$$

En la que:

E_0 : Módulo de Young para la muestra de arcilla con contenido de humedad igual a cero.

W_0 : Contenido de humedad de la arcilla para el cual el módulo de elasticidad es pequeño.

También conforme la relación de vacíos varía, el valor del módulo de elasticidad como se aprecia en la Fig. V-4 depende de ella.

De los experimentos anteriores deducimos que en arenas el módulo de elasticidad depende en poca proporción de las propiedades físico-mecánicas de los suelos, dependiendo su valor del tamaño de los granos, fundamentalmente del contenido de humedad; por lo cual para usar un valor del módulo de elasticidad (E), para diseño se debe realizar pruebas de suelos inalterados, ya que los datos obtenidos no son suficientes.

De las investigaciones en laboratorio y en el campo se obtuvo los siguientes valores de "E", el cual se muestra en la tabla V-1.

TABLA V-1

Descripción del suelo	E (Kg/cm ²)
Arcilla limosa plástica con arena y limo orgánico	360
Arcilla limosa saturada marron con arena	440
Arena con mediana humedad	540
Arena ploma con grava	540
Arena saturada y fina	830
Arena mediana	830
Loess	1000-1300
Suelo Loessial	1200

b) COEFICIENTE DE CORTE ELASTICO DEL SUELO

Si en un ensayo una cimentación es sometida a una fuerza aplicada en el nivel de la base, se producirá un deslizamiento en la dirección de la fuerza y dependerá de la misma. Una vez cesado la fuerza queda un desplazamiento residual de la cimentación, el cual no es diferente al asentamiento producido por la compresión del suelo; por lo cual podemos considerar que hay una relación lineal entre el deslizamiento de una cimentación y el esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo del área de contacto de la base de ci -

mentación. Esto es:

$$\tau_{av} = C_{\tau} \cdot S_e$$

En la que

τ_{av} = Esfuerzo cortante promedio en el suelo.

C_{τ} = Coeficiente de corte uniforme elástico.

S_e = Parte elástica del deslizamiento total horizontal.

Considerando el problema de la deformación de un sólido a aplicada en su superficie se encontraron relaciones de C_{τ} con "E", relación Poisson y forma de la base de cimentación, siendo una de las más usuales:

$$C = (K_{\tau} / A) \cdot E / (1 - \nu^2)$$

En la figura V-5, se presentan curvas que relacionan el deslizamiento y las fuerzas horizontales.

Experimentalmente se estableció que aumentando la presión normal sobre el suelo, se produce un aumento del Coeficiente de corte (C_{τ}) siendo este variable con el tiempo que dura la acción de la fuerza, manteniéndose constante la presión normal; esto lo podemos observar en las Fig. V-6, V-7. Se observa en la Fig. V-8, que el valor de C_{τ} aumenta proporcionalmente con el crecimiento de la presión normal (P_z) sobre el suelo.

El hecho de que la magnitud del corte elástico dependa no

solo del esfuerzo cortante sino también de la presión normal, indica que la ley de independencia de fuerzas no puede ser aplicado en casos de amplios rangos de variación en la magnitud de cargas externas.

Para cimentación sobre loess se encontró que para áreas pequeñas (hasta 10 m^2), el valor de C_T es una función del área; esto lo observamos en la Fig. V-9.

c) HIPOTESIS DEL MECANISMO DE FALLA EN LA ROTURA DEL SUELO

Para determinar la capacidad de carga de los suelos, para el cual se produciría la falla se realizaron numerosos estudios teóricos, los cuales tienen su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento del suelo y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. Pero en general todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi - infinito homogéneo e isótropo bajo condiciones de deformación plana; esta solución es desarrollada en el marco de la teoría de la Plasticidad, supone al medio rígido plástico perfecto. Se dice que un suelo está en estado de equilibrio plástico, según Rankine si cada uno de los puntos de la masa se encuentra al borde de la rotura.

El estado general de equilibrio plástico se produce cuando to

do el material de la masa semi - infinita es sometido ya sea a una expansión o contracción, en un estado real no es posible que se produzca un estado tal de equilibrio.

Para que un suelo esté en su estado de equilibrio plástico, su estado de tensión depende de:

- a) Condiciones de deformación.
- b) Condiciones de borde, o sea las características de la superficie en contacto.

1) TEORIA DE PRANDTL

Esta define tres zonas para su estudio:

- I.- Similar a la zona cónica de punzonamiento que se produce en un ensayo de compresión simple, siendo la deformación en esta zona muy pequeña en comparación con la zona II y generalmente se considera como parte del cimiento que se mueve hacia abajo como una unidad.
- II.- Zona plástica.- Todos los planos radiales trazados a partir del punto A y B (Fig. V-10), son considerados planos de falla, teniendo como limite una espiral logarítmica.
- III.- Zona de estado pasivo.- Este es forzado hacia arriba por la presión pasiva y hacia afuera como una u-

nidad. Estando los planos de falla comprendidos entre $(45^\circ \pm \phi/2)$, de los planos principales. La sección es simétrica, puede fallar a la derecha o a la izquierda.

La resistencia del suelo al corte es:

$$S = C + \sigma \operatorname{Tg} \phi \quad \text{con } C = \text{Constante}$$

Luego de una serie de operaciones matemáticas Prandtl obtuvo la siguiente expresión:

$$q_u = \gamma D_f (1 + \operatorname{Sen} \phi / 1 - \operatorname{Sen} \phi) \exp (\pi \operatorname{Tg} \phi) + C \operatorname{cotg} \phi \left\{ \left[\frac{1 + \operatorname{Sen} \phi}{1 - \operatorname{Sen} \phi} \right] \exp (\pi \operatorname{Tg} \phi) - 1 \right\}$$

En la que introduciendo los factores N_q, N_c de Terzaghi se reduce a:

$$q_u = \gamma D_f \cdot N_q + C \cdot N_c$$

En la que:

q_u : Capacidad de carga última

σ : Esfuerzo normal

γ : Peso específico del suelo

D_f : Profundidad de cimentación

ϕ : Angulo de fricción interna

C Cohesión interna

N_c, N_q, N_γ Coeficientes adimensionales dependientes del angulo de fricción interna del suelo, denomi-

nados "factores de capacidad de carga" debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo.

2) TEORIA DE TERZAGHI

Esta teoría parte de la solución de Prandtl, e introduce algunas modificaciones. Para el desarrollo establece dos teorías de falla:

- a) Corte general.- Se presenta en suelos densos o compactos en la que el punto de falla es bien definida y es llamada falla Frágil (Fig. A-a).
- b) Corte local.- Se presenta en suelos sueltos o blandos donde no se aprecia el punto de falla, es llamado falla plástica, en la que para definir la capacidad de carga debe tomarse el punto en que la curva se hace recta (Fig. A-b).

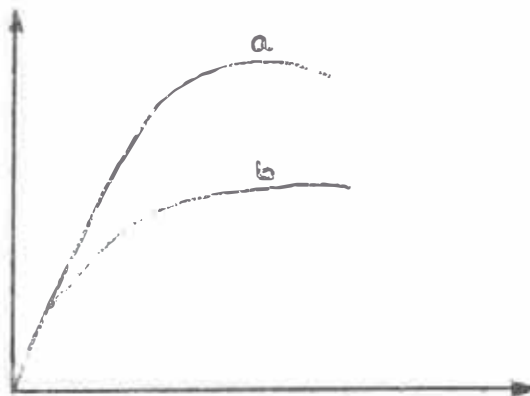


Fig. A

El mecanismo de falla depende del tipo de superficie de contacto con el suelo, ya sea lisa o rugosa.

Para el caso de una superficie lisa Fig. V-11, el suelo cargado falla por desplazamiento plástico a lo largo de la superficie de falla supuesta. Presenta 5 zonas, en la que dos zonas son simétricas.

La zona I se encuentra en el estado activo de Rankine (K mínimo debido a la expansión lateral), y la zona II en estado pasivo de Rankine (K máximo debido a la contracción lateral), como consecuencia los límites deberán formar ángulos de $45^\circ - \phi/2$ con la dirección horizontal.

La zona II es denominada zona de corte radial, la que está formada por dos conjuntos de líneas que constituyen sus esquemas de desplazamientos. El primer conjunto formado por líneas radiales partiendo de la base de la arista de fundación, el otro conjunto se asemeja a espirales logarítmicas siendo ubicado el centro en el punto de origen de los radios.

Considerando el peso unitario y despreciando la fuerza de fricción interna, se tienen líneas y arcos de círculo para la zona de equilibrio plástico, siendo su capacidad en este caso expresado por:

$$q_u = (2 + \pi) C = 5.14C$$

Para el caso de una superficie de contacto rugosa, la fricción y la adherencia entre el suelo y la superficie de la zapata impiden el desplazamiento horizontal de la zona I, haciendo que permanezca en estado elástico pasando a formar parte de la zapata y punzonando el suelo como si fuera cuña. En este caso como se ve en la Fig. V-12, las caras de las cuñas que forman un ángulo ϕ con la horizontal, son planos de corte radial.

Para el caso de $\phi=0$, las líneas de desplazamiento son arcos de círculo y la capacidad de carga viene dada por:

$$q_u = 5.70C$$

Las suposiciones para el análisis hecho por Terzaghi son:

Zapata larga.

- Se desprecia la resistencia al corte del suelo situado sobre la base de la cimentación.
- El suelo situado dentro de la cuña permanece en estado elástico.
- La cuña penetrará en el suelo solo cuando la presión en los lados alcance la presión pasiva del suelo adyacente.

El suelo encima de la cota de fundación se reemplaza por una sobrecarga unitaria igual a γD_f

Por lo tanto sin hacer simplificaciones la capacidad de cor

te dado es:

$$q_{\lambda} = \gamma D_F \cdot N_q + C N_c + 1/2 \gamma B N_{\gamma}$$

En la que:

$$N_q = a^2 / 2 \cos^2 (45 + \phi/2) \quad ; \quad N_c = \left[a^2 / 2 \cos^2 (45 + \phi/2) - 1 \right] \cot \phi$$

$$N_{\gamma} = \text{Tg} \phi K_{p_c} / 2 \cos^2 \phi \quad a = \exp(3\pi/4 \phi/2) \text{tg} \phi$$

K_{p_y} = Término de corte general, valor dado por Terzaghi.

Para el caso de rotura local por corte, se usa la misma fórmula, pero se reemplaza:

$$C' = 2/3 C \quad y \quad \text{tg} \phi' = 2/3 \text{tg} \phi$$

Los factores de Terzaghi se determinan gráficamente, ver Fig. V-13.

V.2.- INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO EN LA RESISTENCIA DE LAS CIMENTACIONES

Entre las propiedades del suelo que influyen fundamentalmente en la resistencia tenemos:

- a) Cohesión. - Es una propiedad fundamental de los suelos finos, ya sea si está en estado elástico o plástico permitiendo resistir tensiones tangenciales o de corte; la cohesión en las partículas se debe a la resistencia entre capas absorbidas. Se sabe que

la superficie de las partículas presentan una carga eléctrica negativa dependiendo ello de sus propiedades mineralógicas, las manifestaciones físicas y químicas de dicha superficie; Estos constituyen la actividad de superficie del mineral.

Toda partícula de suelo está rodeado de agua, cuyas moléculas están polarizadas, atrayendo la carga negativa del suelo a los iones positivos (hidrógeno); las moléculas de agua situadas dentro de la zona de influencia de los fenómenos de superficie constituye la "capa absorbida de la partícula", siendo las propiedades dentro de ella diferentes a la que tendría dicha agua normalmente y a la misma temperatura. Después de una serie de estudios realizados variando el contenido de humedad al suelo, se llegó a la conclusión que la cohesión aumenta al disminuir el contenido de humedad.

- b) *Angulo de fricción interna.*- El coeficiente de fricción interna viene a ser la relación entre la presión normal y la fuerza de corte a los que se encuentra sometido una muestra de suelo. Es decir la relación entre las fuerzas anteriores nos da el valor de $Tg\phi$ y al ángulo ϕ se le denomina ángulo de fricción interna.

Este ángulo " ϕ " para las arenas depende de:

- 1) Compacidad.- Si es alta se produce gran trabazón entre los granos y por lo tanto el ángulo de fricción (ϕ) aumenta.
- 2) Forma de Granos.- Granos angulosos se traban mejor que los redondeados, ya que estos se deslizan más fácilmente.
- 3) Granulometría.- Aún siendo no muy importante, en caso de arenas bien graduadas (SW) tiene un valor más alto de ϕ ; que una arena pobremente graduada (SP).
- 4) Relación de Vacíos.- Se comprobó experimentalmente que la variación en la relación de vacíos que se origina por corte, es función de la carga vertical y de la densidad relativa de la arena.
- 5) Densidad Relativa.- Para suelos arenosos su densidad esta expresado por:

$$D_r = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_{min}}$$

En la que:

e_0 : Relación de vacíos del suelo en su estado más suelto.

e_{min} : Relación de vacíos en su estado más denso.

e : Relación de vacíos en su estado natural.

Para el caso de arenas secas, de los ensayos de corte directo en ella, se determinaron gráficas relacionando las presiones normales (P), y las tensiones tangenciales (S), siendo el resultado una recta de ecuación:

$$S = P \operatorname{Tg} \phi$$

Si estos granos están unidos por algún cementante la resistencia al corte está dado por:

$$S = C + P \operatorname{Tg} \phi$$

En arenas ligeramente húmedas las fuerzas capilares producidos por el agua intersticial comunican a la arena una cohesión aparente, que lo hace aparecer resistente aún bajo cierta presión normal; aumentando el grado de saturación de la arena disminuyen los efectos capilares que llegan a anularse cuando la saturación toma valores altos para que el aire contenido en los vacíos existan solo en burbujas aisladas, estableciéndose una continuidad en el agua intersticial que ya no permitan la generación de presiones capilares importantes sobre la estructura sólida del suelo. En este caso, es decir cuando está saturada la arena, del resultado de los ensayos se determinó que están relacionados por:

$$S = (P - U_w) \operatorname{Tg} \phi$$

En la que U_w es la presión en los poros o presión neutra; siendo el valor de \emptyset en este caso menor en 1° o 2° grados que el obtenido para una arena seca de igual densidad relativa.

Se ha establecido que la deformación bajo esfuerzo cortante en las arenas sueltas disminuye su volumen y en arenas densas aumenta; por lo tanto existe teóricamente un valor de la relación de vacíos en la cual la arena no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante, llamándose a este valor la relación de vacíos crítica.

El estudio de la relación de vacíos crítica es importante; por ejemplo cuando estudiamos la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones ocurran en caso de sollicitaciones muy rápidas; si la arena es compacta o densa, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y su relación de vacíos, haciendo que el agua exterior entre a la masa de arena; pero si la absorción no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión intersticial menor que la inicial, aumentando su resistencia al corte; en cambio si la arena es suelta y se

deforma aplicando cargas, rápidamente ocurre el fenómeno contrario y por lo tanto la arena disminuye su resistencia al corte. Esta disminución instantánea del cortante hasta cerca a cero se denomina *liquefacción*, en la cual la capacidad de carga es prácticamente nula.

La arena se considera suelta cuando su relación de vacíos es menor que la crítica y soporta una presión baja, estando propenso a fluir bajo un choque o sismo; para el caso de arena saturada esto puede ocurrir cuando su $D_r < 0.40$ a 0.50 .

Se observó que las arenas finas y los limos gruesos son propensos a *liquefactarse* sin haber recibido efectos exteriores; caso contrario sucede con las arenas sueltas ordinarias, los cuales tienen que recibir cargas exteriores (choque, sismos, etc.)

La posición de la Napa Freática es de suma importancia ya que ella hace variar las propiedades inherentes del suelo; por ejemplo influye en la determinación de la capacidad de carga a rotura del suelo, así como en su asentamiento.

V.3.- INFLUENCIA DEL GRADO DE RIGIDEZ DE LA CIMENTACION

Las presiones de contacto entre la cimentación y el terre-

no que las soporta depende de la distribución de la carga de la cimentación, de su rigidez, de la cantidad que cede el terreno y de su uniformidad. Por lo tanto una estructura o placa se denominará absoluta o perfectamente rígida, si se puede imaginar constituidos por delgadas láminas verticales fuertemente unidos entre sí que se comporta como una unidad, caso opuesto sería una estructura no rígida en el cual las laminas verticales no están unidos, de modo que cada uno de ellos puede desplazarse individualmente. El grado de rigidez de una estructura por lo expuesto es un valor comprendido entre los dos límites.

Considérese en primer lugar el caso de una área uniformemente cargada y totalmente flexible, debido a su flexibilidad, las presiones que el área cargada pasa al suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área; por otra parte el asentamiento no será uniforme, sino que es máximo al centro del área cargada y menor en la periferia.

Fig. C

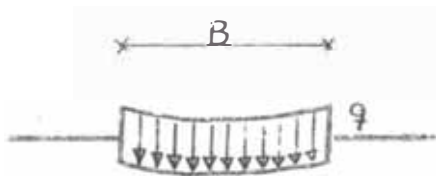
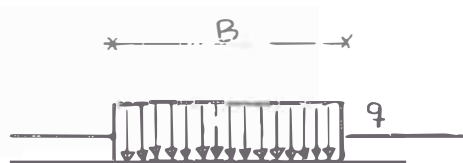


Fig. D



Suponiendo que el medio es semi-infinito, elástico y carga do uniformemente, en el caso de estar sobre una arcilla saturada adopta la forma de la Figura C; en cambio si el área flexible se apoya en arenas o gravas su perfil esta da en la Figura D, ya que estos materiales poseen la propiedad de que su rigidez aumenta con el confinamiento, el cual obviamente será máxima en la zona bajo el centro del área cargada.

Suponiendo ahora que la carga se trasmite al suelo a través de una placa infinitamente rígida; en este caso por su rigidez la placa se asentará uniformemente por lo que la presión de contacto entre placa y el terreno no podrá ser uniforme.

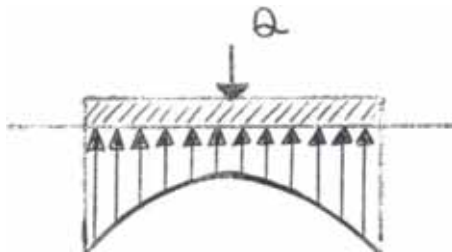


Fig. E

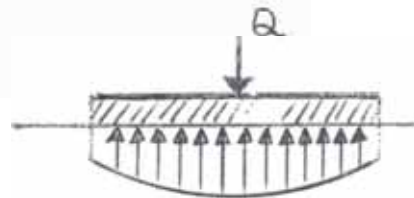


Fig. F

Para este caso en la arcilla se presentan formas como se indica en la Figura E, y la arena o grava según la Figura F, esto es cuando el suelo aumenta su rigidez al confinarse.

Estos son los casos extremos que puede tener el grado de

rígidez; los grados intermedios presentarán un comportamiento que se asemejará a uno de ellos (en menor escala), de acuerdo si es más o menos rígida Terzaghi propuso una forma de determinar el grado de rigidez para lo cual consideró un área de $b \times nb$ pies cuadrados, siendo ella una función del módulo de reacción (KS1), de una platea de 1 pie cuadrado; que en caso de arenas se expresa:

$$KS = KS1 \left(1 + b / 2b \right)^2$$

Para arcillas pesadas pre comprimidas

$$KS = KS1 \left(n + 0.5 / 1 + 5n \right) . 1 / b$$

Vesic dedujo que una viga de longitud grande y de gran profundidad de suelo con módulo constante de elasticidad presenta un valor del grado de rigidez (K), el cual es expresado como:

$$K = 0.65 \sqrt[12]{Es \cdot b^4 / Eb \cdot I} \cdot Es / 1 - \nu$$

En la que:

Es: Módulo de Young del suelo.

Eb: Módulo de Young de la viga.

b: Ancho de la viga.

I: Momento de inercia de la viga (sección recta).

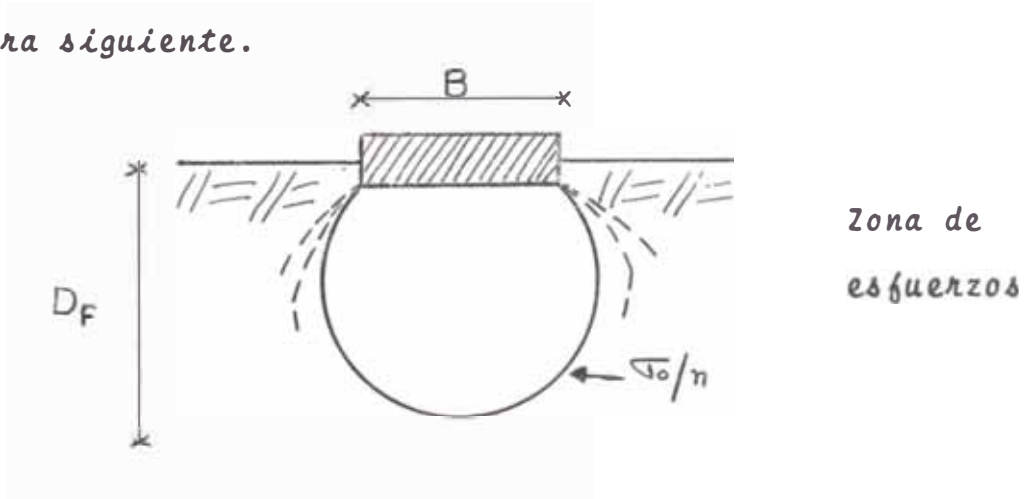
ν : Relación de Poisson del suelo.

V.4.- INFLUENCIA DE LA MASA DE LA CIMENTACION

Para considerar la influencia de la masa de la cimentación se va a considerar que:

- a) El plano de resistencia de la zapata es el área de contacto.
- b) El suelo es ideal y homogéneo a cualquier profundidad, aún encima o debajo de la napa freática.

Cuando se aplica una carga en una cimentación se puede obtener una variedad infinita de bulbos de presiones, valiendo cualquiera de ellos σ_0/n , siendo σ_0 el valor de la presión de contacto de la zapata o debajo de ella tal como la Figura siguiente.



Terzaghi expuso que a la profundidad D_f la isobara σ_0/n aumenta en forma directamente proporcional al ancho de la zapata o ancho B del área cargada.

Considerando dos zapatas cuadradas cuya relación de lados

es $A_1/A_2 = 1/n$ y cuyas isobaras estan en la misma relación; de la ecuación de Terzaghi para corte local se tiene:

$$q_u = 1.30 C.N_c + \gamma D_f.N_q + 0.80 \gamma B.N_\gamma$$

Por ser el suelo ideal cohesivo, por lo tanto:

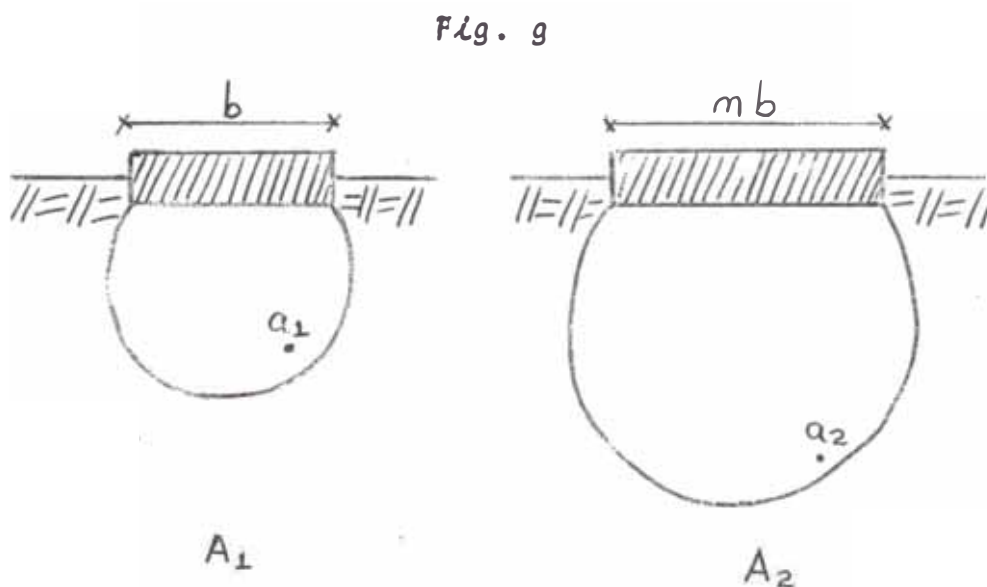
$$N_\gamma = 0 \quad \phi = 0 \quad N_q = 0$$

Resulta luego:

$$q_u = 1.30 C.N_c$$

Para este caso como se observa la capacidad resistente es independiente del tamaño de la cimentación.

En la siguiente Figura g, consideremos dos puntos homólogos situados en el bulbo de presiones tal como a_1 y a_2



Considerando que las resistencias son iguales; se ve que

el volumen deformado por la zapata mayor es "nb" y la otra "b" luego la deformación total o asentamiento será también mayor; por lo tanto la relación entre los asentamientos será la relación del tamaño del área de influencia, se dice entonces que en suelos cohesivos el asentamiento es proporcional a las dimensiones de la cimentación. En caso de suelo granular, cargado proporcionalmente a sus tamaños las presiones resultantes estarán en la relación de $1/n$ y bajo esas condiciones de carga los esfuerzos debidos al peso del suelo están en la relación de $1/n$; puesto que en suelos granulares las resistencias dependen directamente de las presiones normales, se concluye que en ellos la capacidad de resistencia es directamente proporcional a la dimensión de la zapata.

Se ha considerado para determinar la influencia de las masas los dos casos extremos, es decir para un suelo cohesivo y no friccionante y el otro para un suelo con gran fricción interna pero cohesión nula.

Para los otros estados intermedios, también su influencia en la masa de la cimentación depende del ancho de la zapata.

V.5.- INTERACCION DINAMICA DE SUELO - ESTRUCTURA

La interacción dinámica del suelo y estructura puede ser

iniciado por ciertos números de fenómenos, en la que se tiene las vibraciones de equipo, cargas de voladuras, efectos de vientos y sismos; siendo el efecto sísmico el que influye más que los otros factores.

Casi todos los Ingenieros sísmicos concuerdan que las condiciones del suelo tienen una gran influencia en los daños de la estructura durante un sismo; por lo cual mucho países avanzados tienen en su código de construcción antisísmica algunas previsiones para incorporar los efectos de las condiciones del suelo en el diseño de la estructura. Los efectos del suelo pueden dividirse en dos áreas: Amplificación e interacción.

La amplificación se refiere al efecto de las capas del suelo sobre las señales sísmicas antes de llegar al edificio; por Ejm. en la Fig. V-14; una señal sísmica tiende a propagarse de la roca a través del suelo hasta llegar a la superficie, el resultado de dicho movimiento patrón en la superficie es afectado por las propiedades del suelo y es verdaderamente diferente del movimiento de otra onda, el cual no se desplaza en una roca firme. Mientras que Interacción se refiere al efecto de la presencia de un edificio sobre el suelo debido al movimiento sísmico; en otras palabras el edificio y suelo juntos son un sistema más complicado que el edificio solo sobre una cimenta -

ción rígida ó el suelo de cimentación solo con la estructura fuera de ella.

Hay una infinidad de ejemplos de estructuras deterioradas en mayor o menor grado por efectos del cambio de las diferentes propiedades del suelo durante los sismos.

Se va a considerar que el mecanismo de falla en la rotura del suelo cuando se aplica cargas estáticas, es el mismo que cuando está sometido a una serie de vibraciones de tal manera que los parámetros de resistencia del suelo son los mismos, pero tendrán distintos valores.

Experimentalmente se ha demostrado que las vibraciones modifican las propiedades principales de los suelos, tales como las fuerzas de cohesión, fuerza interna de fricción y de viscosidad; fuerzas de fricción externas; así mismo influye en las propiedades hidrodinámicas, tales como el coeficiente de permeabilidad y la presión de poros, además alteran las características tanto elásticas como plásticas como por ejem. los módulos de Young y de corte.

a) CAPACIDAD PORTANTE DINAMICA DE LOS SUELOS.

En la introducción del capítulo se mencionó que el probable mecanismo de falla en la rotura del suelo debido a las vibraciones se podría aproximar al producido por cargas es

tdticas, lo cual sería la primera restricción, la segunda sería a que los experimentos realizados para estudiar los parámetros de resistencia de los suelos, fueron hechos con la idea de estudiar las cimentaciones de máquinas. Los posibles cambios de las propiedades de los suelos debidos a este tipo de vibraciones son diferentes a los cambios producidos por las ondas sísmicas, la cual queremos determinar; por lo tanto como una primera aproximación se va a simular los estudios realizados por D.D. Barkan a la capacidad de los suelos de acuerdo a la teoría de Terzaghi. Se sabe que la ecuación que da la capacidad de carga del suelo según Terzaghi es:

$$Q_u = B(C.N_c + \gamma D_f.N_q + 0.50 \gamma B.N_\gamma)$$

Como se ve ella es una función de la cohesión, peso específico, profundidad de zapata, ancho de ella, y de los coeficientes unidimensionales N_c , N_q , N_γ ; se dedujo anteriormente que dichos coeficientes son funciones de la cohesión. Por lo tanto para la capacidad unitaria se tiene:

$$q_u = C.N_c + \gamma D_f.N_q + 0.50 \gamma B.N_\gamma$$

Esta puede ser expresada como una función de la fricción interna y de la cohesión es decir:

$$q_u = F(\phi, C, N_c, N_q, N_\gamma)$$

Experimentalmente se ha demostrado que el coeficiente de fricción interna decrece con el aumento de la energía cinética de las vibraciones, de tal manera que dicho coeficiente es mayor en el estado estático.

Algunos resultados experimentales se presentan en la Fig. V-15; de ella deducimos la importancia de las vibraciones sobre el coeficiente de fricción.

En general se puede decir que la pendiente de la curva esfuerzo cortante - deformación, es más pequeña con vibraciones que sin ellas. Como el coeficiente de corte elástico es proporcional a dicha pendiente, la resistencia elástica de un suelo al corte es menor durante las vibraciones que en su ausencia, aumentando la aceleración el valor del coeficiente de fricción interna disminuye en forma asintótica a un límite dependiente de las propiedades del suelo.

También se hicieron experimentos en arenas con un contenido de humedad de 10% a 12%, siendo establecido que las vibraciones causan menores disminuciones en el coeficiente de fricción en suelos húmedos que en suelos secos, el cual puede atribuirse a que las fuerzas de cohesión son más altas cuando presentan humedad, que cuando están secas ya que ellas tienen aire en sus vacíos, aumentando estas fuerzas cohesivas, disminuye la influencia de las vibraciones sobre las propiedades de los suelos.

De la figura V-16 se deduce que el coeficiente de fricción de la arena disminuye cuando aumenta la amplitud de vibración.

La relación entre las aceleraciones de las vibraciones y $Tg\phi$ se muestra en la figura V-17, deduciéndose de ella la siguiente fórmula empírica:

$$Tg\phi = Tg\phi_{\infty} + (Tg\phi_{st} - Tg\phi_{\infty}) \exp(-Bn) \quad \text{-----} \quad (a)$$

En la que :

$Tg\phi_{st}$ = Valor del coeficiente de fricción sin vibración.

$Tg\phi_{\infty}$ = Valor límite del coeficiente de fricción.

n = Aceleración de vibración/Aceleración de la gravedad.

$Tg\phi$ = Valor del coeficiente de fricción con vibración.

B = Coeficiente que determina los efectos de las vibraciones. (En arena seca $B = 0.23$).

En la Fig. V-18 podemos observar la relación entre $Tg\phi$ y "n"

En la Fig. V-19, se puede observar la influencia del contenido de humedad en el valor de $Tg\phi$, siendo esa variación pequeña; el valor de $Tg\phi$ depende a su vez del tamaño del grano sobre el efecto de las vibraciones, por ejemplo en la Fig. V-20 se observa la relación entre el efecto de las vibraciones ($\bar{\epsilon}$) y el diámetro del grano, en la que:

$$\bar{\epsilon} = Tg\phi_{st} - Tg\phi / Tg\phi_{st} \quad \text{-----} \quad (b)$$

En ella se ve que el efecto de vibración es mayor cuando au

menta el diámetro del grano. En la Fig. V-21, V-22; se muestra la relación entre "e - n" y "δ - w"

Una forma aproximada de calcular la capacidad portante del suelo afectado por las vibraciones se puede determinar en función de la ecuación (a), en ella suponiendo: $Tg\phi_{st} = 0$ y $B = 0.23$; se transforma en:

$$Tg\phi = Tg\phi_{st} \times \exp.(-B.n) \text{ ----- (c)}$$

En base a ella y para diversos valores de $Tg\phi_{st}$ y "n" se va a determinar las Fig. V-23, V-24, V-25; en la que se observa la variación de la capacidad portante en función de sus parámetros (N_c, N_q, N_γ).

En la tabla V-1 se observa la tabulación de datos para obtener dichas gráficas en función de ϕ .

T A B L A V-1

ϕ_{st}	n = 0.1	n = 0.5	n = 1	n = 1.5	n = 2	n = 3
5°	4° 30'	4°	4°	3° 30'	3°	2° 30'
10°	9° 30'	8° 30'	8°	7°	6° 30'	5°
15°	14° 30'	13°	12°	11°	9° 30'	7° 30'
20°	19° 30'	17° 30'	16° 30'	14° 30'	13°	10° 30'
25°	24° 30'	21° 30'	20° 30'	18° 30'	16° 30'	13°
30°	29° 30'	26°	24° 30'	22° 30'	20°	16°
35°	34° 30'	31°	29°	26° 30'	24°	19° 30'
40°	39° 30'	35° 30'	33° 30'	31°	28°	22° 30'
45°	44° 30'	40° 30'	38° 30'	35° 30'	32° 30'	27°

b) PARAMETROS ELASTICOS Y AMORTIGUADORES DE LOS SUELOS
DE CIMENTACION.

Una forma de determinar las propiedades viscosas del suelo es mediante el estudio de la caída de una esfera, el cual es posible si la intensidad de vibración es lo suficientemente grande como para que el suelo pierda una parte considerable de su resistencia al cortante y se comporta como un cuerpo viscoso, estas propiedades de los suelos son las llamadas propiedades de amortiguamiento.

Las propiedades de amortiguamiento del suelo producen esfuerzos que dependen no solo de la deformación, sino están en proporción a ella, por lo tanto las reacciones del suelo contra las cimentaciones, no solo depende del asentamiento sino que son proporcionales.

A fin de simplificar los cálculos, se asume que los suelos son cuerpos elásticos-viscosos, deformables linealmente y los esfuerzos están linealmente relacionados con las deformaciones y son proporcionales a ella.

La determinación de estas propiedades de los suelos se realizan por varios métodos:

- 1°.- De observaciones del amortiguamiento de vibraciones libres en muestras de suelos.
- 2°.- De la amplitud de vibraciones forzadas bajo condiciones de resonancia.

3°.- De la fase alterada entre la fuerza periódica y la deformación del suelo.

4°.- De la curva de Histéresis.

Experimentalmente se ha demostrado que aún, si los esfuerzos son pequeños y menores que el límite elástico, la relación entre esfuerzos y deformaciones no es lineal, ni tiene un solo valor, para los mismos valores de deformación que son diferentes bajo condiciones de carga y descarga; la curva de histéresis elástica nos representa la carga y descarga de ciclos sucesivos, el cual no es una línea recta sino una curva cerrada.

En la curva de histéresis el área bajo ella y las propiedades de amortiguamiento nos refleja la no homogeneidad de un material discontinuo; cuanto mayor es el amortiguamiento mayor es el área de la curva, por lo tanto la extensión de la curva es la capacidad de absorber el trabajo mecánico, en forma irreversible por transformación en calor. Este trabajo ΔW es igual al área de la curva de histéresis; si W es el trabajo total realizado durante la carga para producir la máxima deformación entonces:

$$\psi = \Delta W / W$$

En la que ψ es el coeficiente de absorción, el cual determina la cantidad de energía absorbida por el material por unidad de energía gastada para la deformación por ciclo.

Este coeficiente es relacionado con el coeficiente de resistencia a las vibraciones el cual está dado por la relación entre la reacción del suelo y la velocidad de vibración.

Asumiendo que el diagrama de libres vibraciones de una cimentación es de una curva periódica (Fig. V-26), tomando dos deflexiones sucesivas máximas en estado de equilibrio de la cimentación, con amplitudes A_1 , A_2 ; la energía de vibración de dicha cimentación, estará en función de "K", que es el coeficiente de rigidez del suelo.

Luego la energía absorbida por período de vibración, por el suelo es:

$$\Delta W = K A_1^2 (1 - A_2^2/A_1^2), 0.50$$

De donde:

$$\Psi = 1 - A_2^2/A_1^2$$

Para cimentaciones con un grado de libertad " Ψ " se puede expresar como:

$$\Psi = 1 - e^{-2ct} \quad , \quad \epsilon = c/Fn - \ln(1-\Psi)/4\pi$$

En la que:

c = Constante de amortiguamiento

t = Período de vibración

F_n = Frecuencia natural de vibración de la cimentación

ϵ = Coeficiente de amortiguamiento de las vibraciones.

Los valores de ψ hallados en el laboratorio demostró que en las arenas y arcillas no depende de la carga, ni de la frecuencia de cambios en la carga, ni de los máximos esfuerzos en la curva de histéresis; llegándose a la conclusión que suelos que experimentan deformaciones por corte el valor de su contenido de humedad tiene poca influencia sobre ψ en arenas; caso contrario sucede en arcillas naturales con contenido de arena o limo. Fig. V-27.

En la Fig. V-28, se observa que el fenómeno de histéresis en suelos bajo condiciones estáticas es diferente de las dinámicas.

Los valores de " ψ " estima solo ciertas propiedades del suelo para determinar ϵ

Pero el verdadero valor de ϵ depende esencialmente de la transmisión de la energía de vibraciones de la cimentación; área en contacto con el suelo, peso de la cimentación y de las propiedades del suelo, como un medio en el cual las ondas elásticas son propagadas, siendo tomadas los valores de " ϵ " de los resultados de vibraciones sobre modelos o cimentaciones existentes.

En el laboratorio de Whitman y Richart (1967), se determinó los valores mostrados en la tabla V-2.

TABLA V-2

Suelos	Amortiguamiento
Arena saturada y arena seca	1 - 7
Arena limosa	3 - 10
Arcilla	2 - 5

Usándose en la práctica un valor de 5%, cuando no se tiene datos.

c) CARACTERISTICAS DE DEFORMACION Y DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS BAJO CARGAS REPETIDAS.

En general los suelos reducen su resistencia al corte ante la presencia de cargas repetidas, en solo un número pequeño de ciclos; siendo las ondas "S" las causantes principales de las deformaciones sísmicas. Si bien es cierto que los sismos causan aceleraciones verticales del orden de 3% g, se ha establecido que no son suficientes para producir densificaciones del suelo, siendo las aceleraciones horizontales las que causan los esfuerzos de corte que producen diferentes efectos en los distintos tipos de suelo. Analizando un elemento de suelo del terreno sujeto a cargas, éste sufre cambios en su estado de esfuerzos, dicho cambio de esfuerzo involucra variación en la presión hidrostática y en

el esfuerzo cortante.

Skempton (1960), expresó las deformaciones volumétricas correspondientes al cambio en ambos esfuerzos, en la siguiente fórmula:

$$\frac{\Delta V}{V} = -\frac{C}{3} (\Delta \sigma'_1 + \Delta \sigma'_2 + \Delta \sigma'_3) + D \sqrt{(\Delta \sigma'_1 - \Delta \sigma'_2)^2 + (\Delta \sigma'_2 - \Delta \sigma'_3)^2 + (\Delta \sigma'_3 - \Delta \sigma'_1)^2} \quad (1)$$

$$\frac{\Delta V}{V} = -C \Delta \sigma'_m + D \Delta \tau_{oct} \quad (2)$$

Donde:

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$: Son los esfuerzos principales

σ'_m : Esfuerzo efectivo medio, positivo en compresión

τ_{oct} : Esfuerzo de corte octaédrico

ΔV : Incremento de volumen, positivo en expansión

C : Coeficiente de compresibilidad

D : Coeficiente de dilatancia

Llevando esto a un ensayo triaxial y haciendo:

$$\sigma'_2 = \sigma'_3 \quad \text{y} \quad \tau_{oct} = 0.50 (\Delta \sigma'_1 - \Delta \sigma'_3)$$

Se tiene luego:

$$\Delta V/V = -C/3 (\Delta \sigma'_1 + 2 \Delta \sigma'_1) + DV/2 (\Delta \sigma'_1 - \Delta \sigma'_3) \quad (3)$$

En un ensayo de compresión isotrópico, el segundo término de (3), desaparece; luego "C" es una función del nivel de esfuerzos impuestos y disminuye con esfuerzos efectivos cre

cientes. Analizando un elemento de arena cuyo estudio se realiza, su compresión consiste de una parte elástica y plástica, y una vez descargado se mantiene una deformación residual como el mostrado en la Fig. V-29.

Aplicando una carga a fin de mantener constante el $\nabla^1 m$, el primer termino en la ecuación (3), desaparece; por lo tanto "D" depende también del nivel de esfuerzos impuesto sobre un elemento de arena y podría ser ya sea negativo (compresión), o positivo (expansión), dependiendo de la relación de vacíos de la arena y del nivel de esfuerzos impuesto.

Estos cambios de volumen no ocurre cuando la relación de vacíos es crítica " e_{cr} "; este valor disminuye en magnitud con valores crecientes de $\nabla^1 m$. En la Fig. V-30, nos muestra los resultados de una prueba en arena en donde permaneció $\nabla^1 m$ constante, desde que la arena probada fue más densa que " e_{cr} ", la expansión de volumen tuvo lugar cuando el esfuerzo de corte aumentó, luego se descargó recuperando su volumen inicial de tal manera que cuando la carga se repite en la misma magnitud el volumen no variará con el número de ciclos de carga, lo cual significa que " e_{cr} " no es afectado por la repetición de cargas. De los dicho anteriormente se desprende que la repetición de carga afecta de diferente manera a los valores de $C, \Delta \nabla^1 m, D, \zeta$ oct de la ecuación (3).

Cuando se aplica una carga axial manteniendo una presión de confinamiento constante, se incrementa el esfuerzo cortante y el σ'_m ; en la Fig. V-31, se observa un ejemplo de ello; desde que la arena ensayada es de nuevo más densa que " e_{cr} ", el segundo término de la ecuación (3) es positivo; para cargas menores de 2.7 Kg/cm^2 el espécimen se contrae, porque el primer término de la ecuación (3), es mayor que el segundo bajo esos esfuerzos, pese a que " $e < e_{cr}$ ". Se expande dicho espécimen para esfuerzos igual o mayor que 2.7 kg/cm^2 debido a que la dilatación producida por el corte sobrepasa la compresión hidrostática, cuando se descarga después de una carga máxima de 6 kg/cm^2 , al descargarse todavía queda una deformación residual.

Se extiende de los experimentos que el comportamiento de deformacional de la arena sujeta a cargas repetidas, depende de la relación de vacíos, nivel de esfuerzo cortante y el número de repeticiones de carga. Fig. V-31.

En el caso de las arenas a la aplicación de cargas repetidas se produce el fenómeno de licuación; cuando la arena saturada se somete a una vibración pierde su resistencia llegando a un estado similar al líquido.

A pesar de la permeabilidad alta de las arenas cuando ocurre las perturbaciones sísmicas el fenómeno suscitado ocurre en la condición no drenada, al compactarse la arena, dado que su compresibilidad es alta comparada con la del agua incrementará la presión de poros, trayendo consigo una automática

disminución del esfuerzo efectivo que soportan los granos de arena, en ese instante se dice que la arena se ha licuado, en unos casos el agua es forzado a ir hacia arriba reduciendo la resistencia de los estratos superiores (Niigata). Flg. V-32; V-33; V-34.

Para el caso de arcilla limosa la relación entre el esfuerzo permanente, esfuerzo cíclico y número de ciclos de esfuerzo que causan la falla de dicho suelo dependen:

- a) Naturaleza de la condiciones de carga
- b) Frecuencia y duración de esfuerzos pulsarios
- c) Número de pulsaciones
- d) Forma de pulsaciones.

En el caso de una arcilla limosa compacta con 95% de saturación, se obtuvieron como conclusiones que a frecuencia y duración constantes de los esfuerzos pulsatorios, la magnitud de las deformaciones dependen:

- 1.- Magnitud de esfuerzos sostenidos
- 2.- Magnitud del esfuerzo cíclico superpuesto
- 3.- Número de pulsaciones aplicadas.

Ver Fig. V-35.

V.6 PROGRAMA GENERAL DE INVESTIGACIÓN PARA TOMAR EN CUENTA LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA.

A fin de tener en cuenta el fenómeno de la interacción, en el diseño de las estructuras para que el suelo y la estructura se comporten como un solo sistema, se deben realizar o ejecutar el siguiente programa.

- 1.- Estudio Geológico, Geomorfológico, Geodinámico y Geohidrológico de la zona en estudio; planteando los modelos físicos y matemáticos cuando sean necesarios.
- 2.- Estudio de la Dinámica de los suelos y/o rocas; analizando sus propiedades físico-mecánicas y comportamiento de los suelos ante efectos dinámicos, sismos, vibraciones, impactos, etc., realizando:
 - a) Programa y Ensayos de campo (Dinámicas)
 - b) Pruebas de laboratorio Dinámicas.
- 3.- Estudio de la Regionalización y Microzonificación sísmica mediante:
 - a) A través de las características de los suelos (Estudio Geotécnico).
 - b) A base de instrumentación acompañados con estudios Geotécnicos.
 - c) A través de estudios de Evaluación de Daños.

Los métodos a escoger para este estudio estarán en función:

- 1.- De la Importancia del Proyecto (Nivel)

2.- De la Disponibilidad Técnica y Económica que exista.

V.7 LIMITACIONES DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE SUELO

Basado en la consideración de que el suelo es un material homogéneo linealmente isotrópico se hace necesario discutir las limitaciones de un modelo elástico lineal, mencionando los factores que afectan en cierto modo y limitan la aplicabilidad de la teoría de elasticidad lineal al comportamiento dinámico de los suelos naturales, entre ellos tenemos:

a).- Se observa que los parámetros elásticos son función del nivel de esfuerzo, así el "E" bajo ciertas condiciones es una función creciente de los esfuerzos efectivos, tanto en suelos cohesivos como en friccionantes; según Barkan el módulo de rigidez y la relación de Poisson no son constantes dependiendo de los esfuerzos normales actuantes.

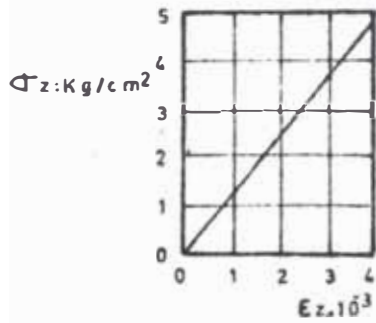
Weissman y R.R. Hart indican que "E" se incrementa cuando los esfuerzos alternativos decrecen y decrece cuando las presiones estáticas de confinamiento disminuyen.

b).- Estructura de los suelos.- Se determina que los suelos sufren cambios estructurales de tipo irreversible irre recuperable, lo que afecta a las propiedades elásticas y amortiguadoras de ellos, siendo impor -

tante esto en suelos arcillosos de origen sedimentario. Sea supuesto que el suelo no presenta una dirección preferente de orientación, pero por los procesos de formación de los suelos, consolidación u otros procesos, hacen que las partículas presenten orientaciones perpendiculares a los esfuerzos normales.

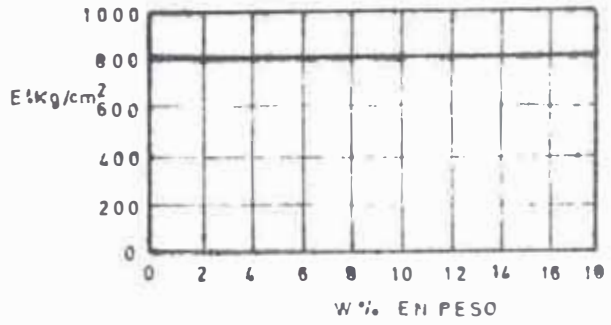
- c).- *Historia de carga.*- Los esfuerzos irreversibles en la estructura del suelo hacen que sus propiedades elásticas no solo dependan de los esfuerzos soportados, sino en la trayectoria completa de cargas previas.
- d).- *Efecto del tiempo.*- Las deformaciones elásticas de un suelo dependen del período de tiempo durante el cual es aplicable la carga, siendo marcadamente esto en suelos cohesivos; para esfuerzos repetitivos las propiedades elásticas del suelo dependen de la velocidad de aplicación de las cargas.

FIG.V-1



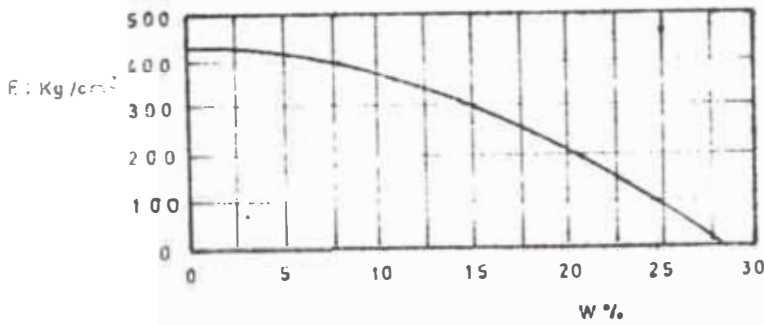
RELACION E OBTENIDA DE LA CURVA DE HISTERISIS

FIG V-2



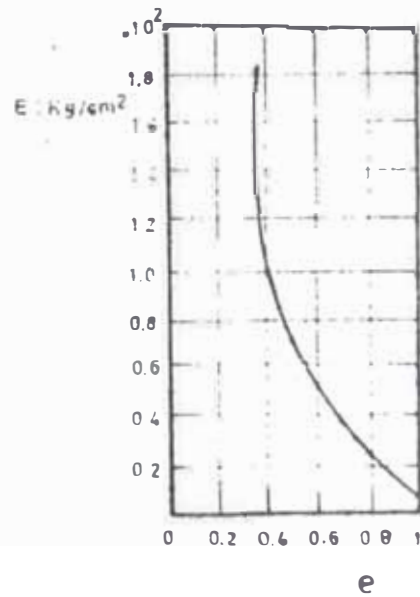
RELACION ENTRE MODULO DE YOUNG Y CONTENIDO DE HUMEDAD EN ARENAS

FIG.V-3



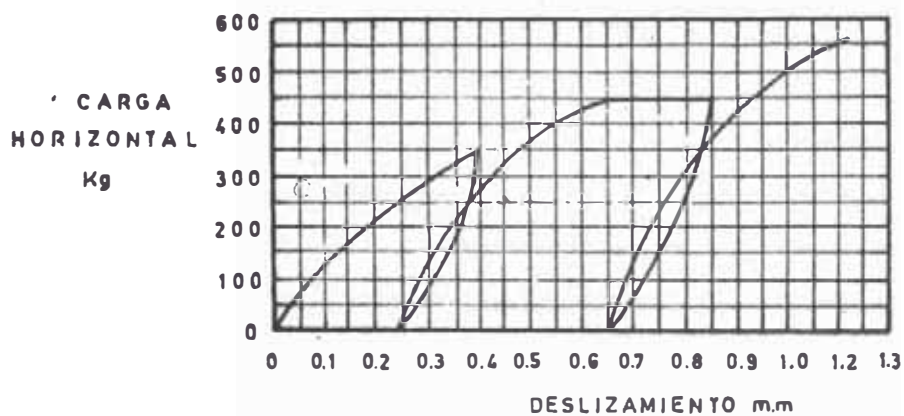
RELACION E-W PARA ARCILLAS

FIG V-4



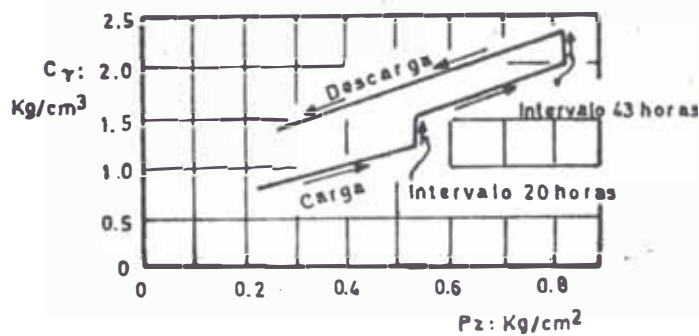
RELACION E-e PARA ARCILLAS

FIG.V-5



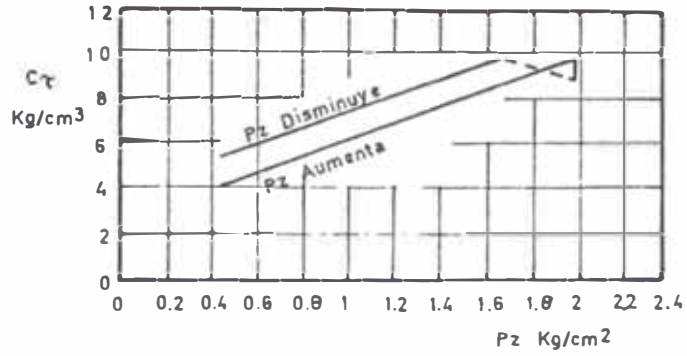
RESULTADO DE UNA PRUEBA DE CARGA HORIZONTAL SOBRE LIMO SATURADO

FIG.V-6



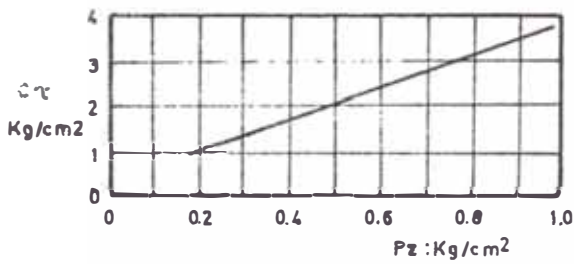
VARIACION DE C_τ EN UN ÁREA DE 1MT^2 SOBRE ARCILLA DURANTE UNA PRUEBA DE CARGA

FIG.V-7



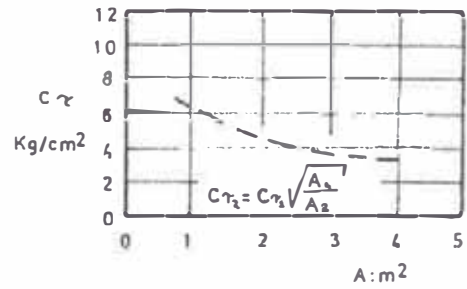
VARIACION DE C_{τ} DURANTE UNA PRUEBA DE CARGA HORIZONTAL SOBRE LOESS

FIG.V-8



VARIACION DE C_{τ} EN UNA PRUEBA DE CARGA HORIZONTAL SOBRE UN AREA DE $4M^2$ EN ARENA SATURADA

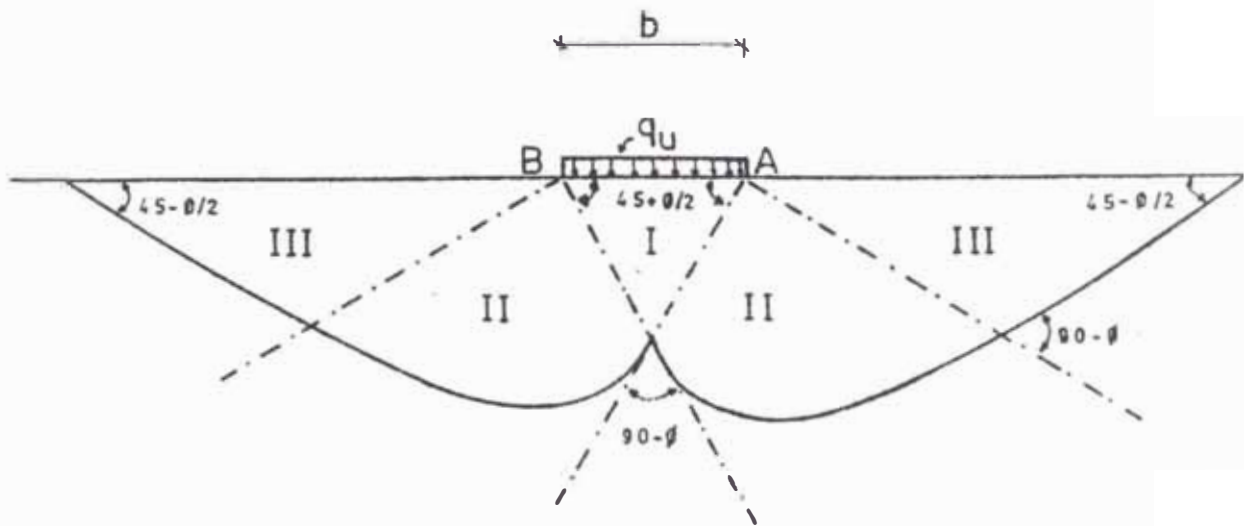
FIG.V-9



DEPENDENCIA DE C_{τ} SOBRE EL AREA CARGADA EN LOESS

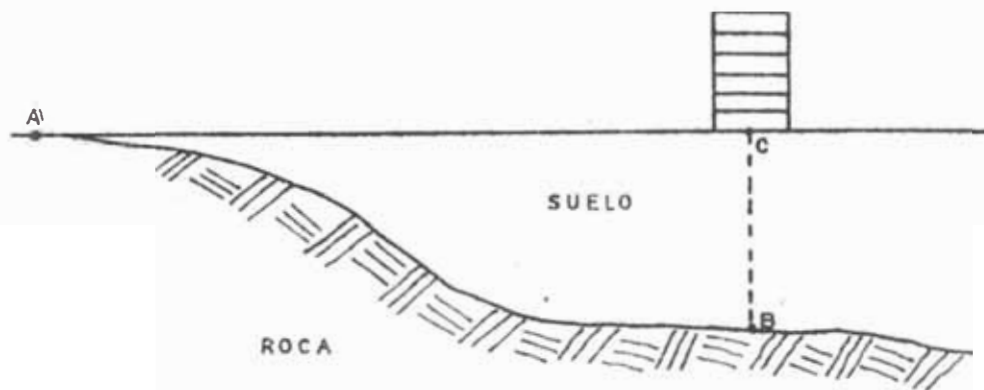
FIG.V-10

SOLUCION DE PRANDTL



CAPACIDAD DE CARGA EN ZAPATAS LARGAS

FIG.V-14



PROBLEMA DE AMPLIFICACION

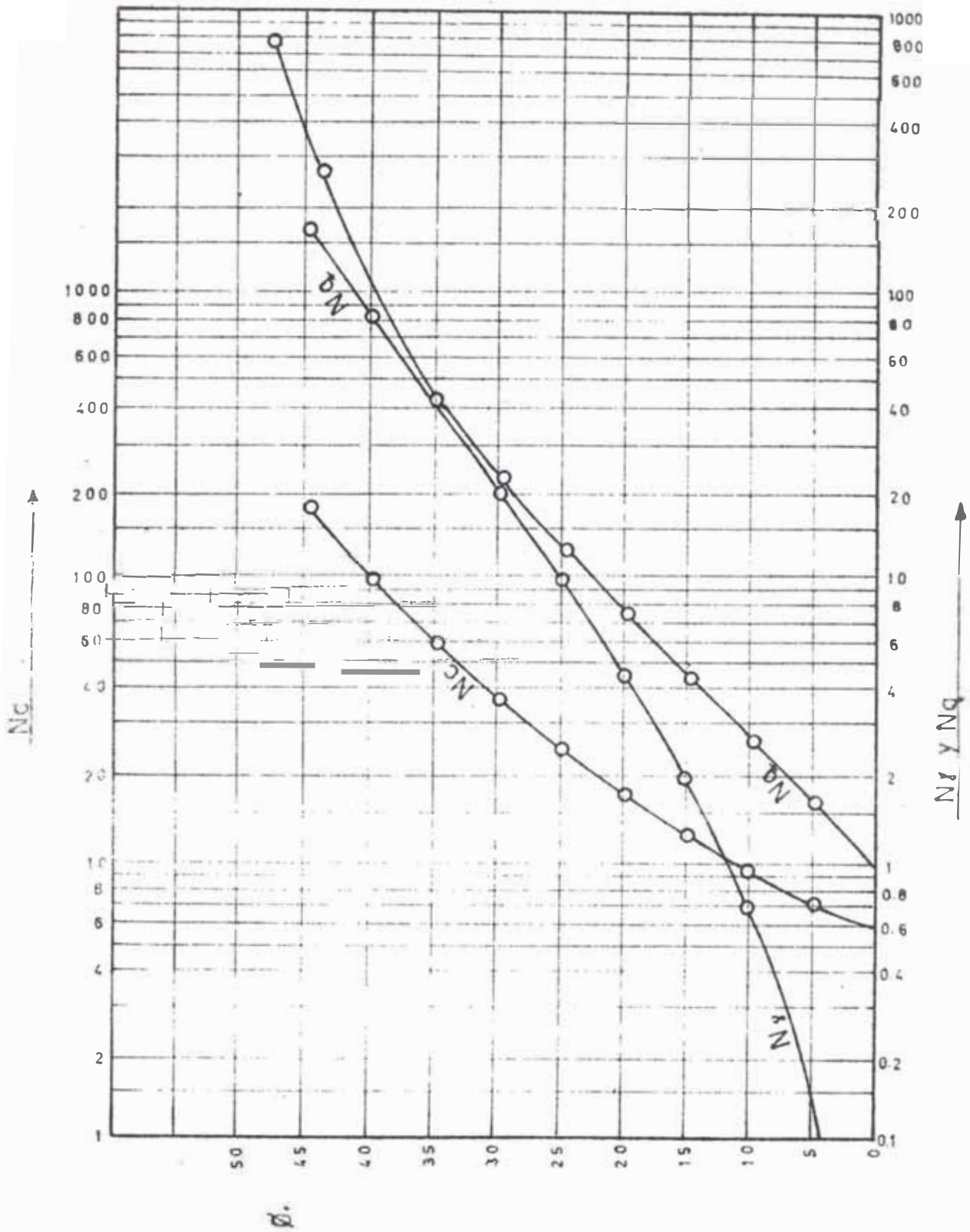
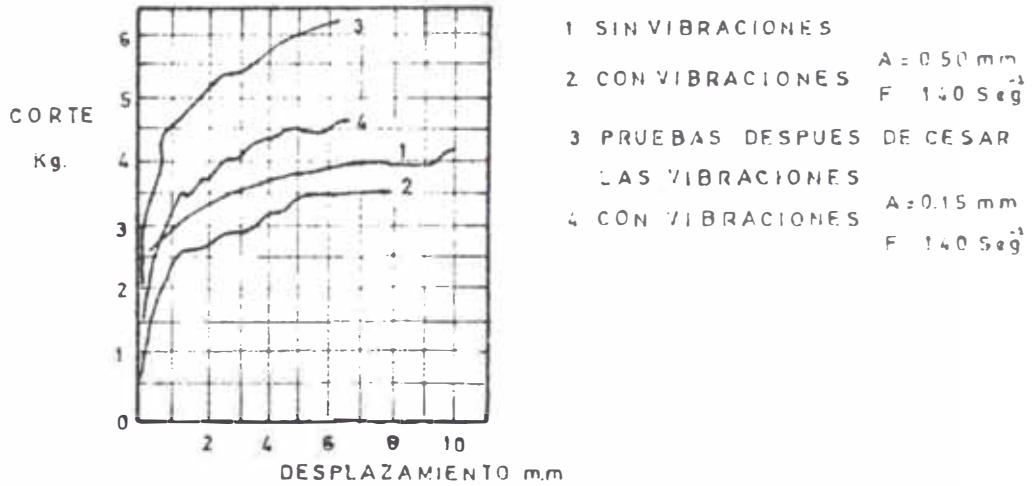


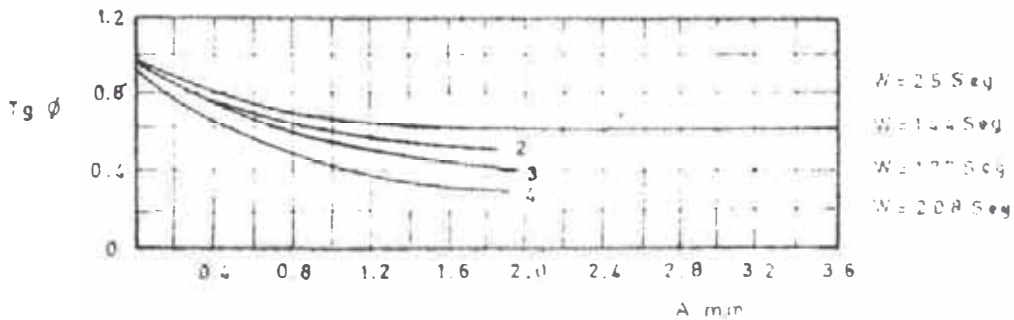
FIG.V-13 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHY PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES

FIG. V-15



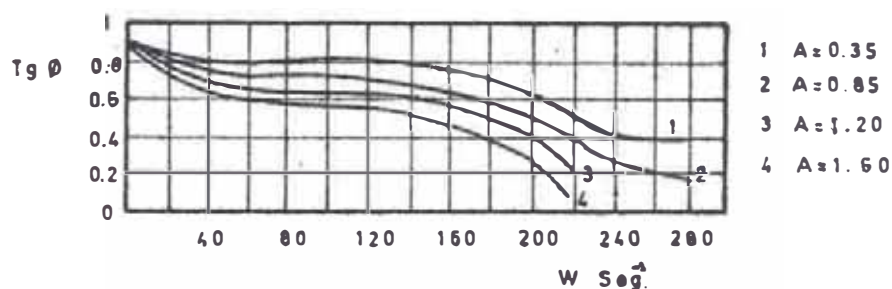
INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES EN LA RELACION ESFUERZO CORTANTE DESPLAZAMIENTO EN ARENAS

FIG. V-16



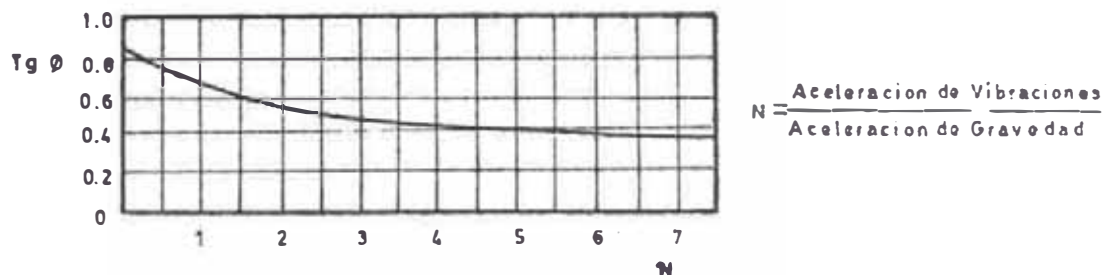
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA Y LA AMPLITUD DE LAS VIBRACIONES EN ARENAS

FIG.V-17



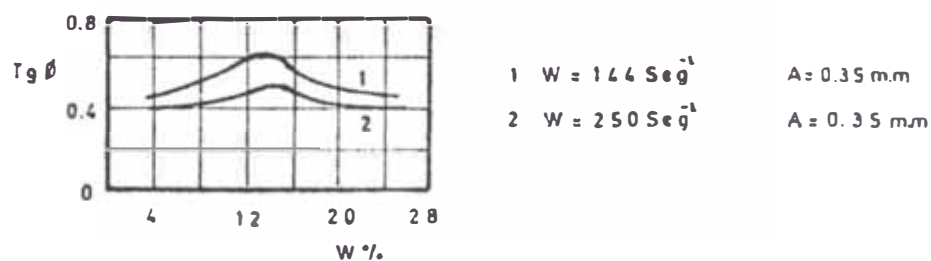
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA Y LA FRECUENCIA DE VIBRACION EN ARENAS

FIG.V-18



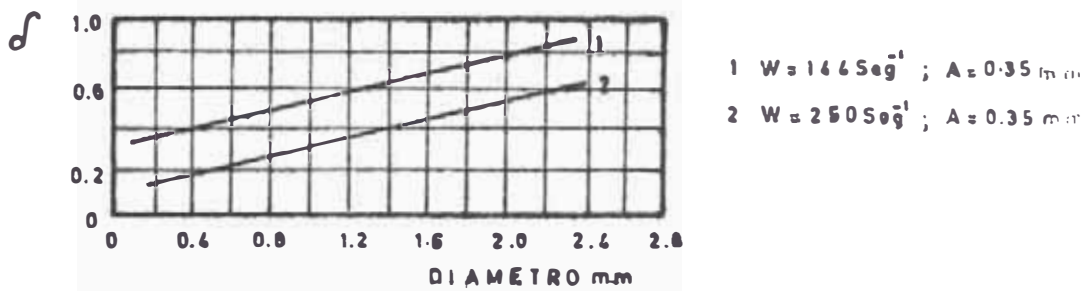
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA Y N

FIG.V-19



RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD EN ARENAS

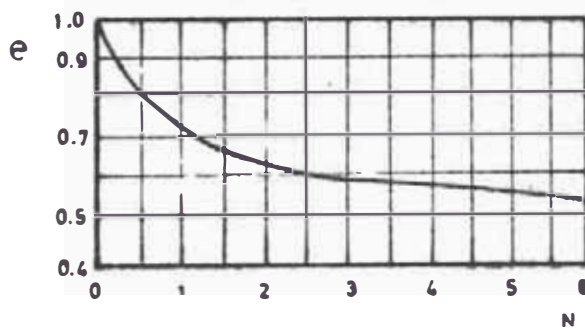
FIG.V-20



RELACION ENTRE EL EFECTO DE LAS VIBRACIONES Y EL DIAMETRO DE GRANOS DE ARENAS "δ"

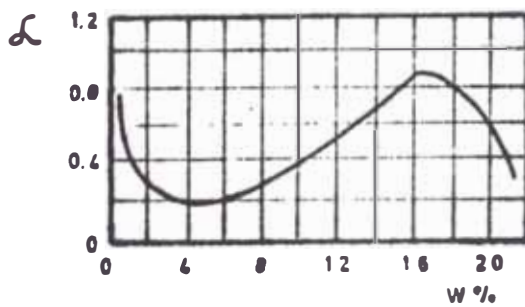
$$\delta = \frac{Tg \rho_{st} - Tg \rho}{Tg \rho_{st}}$$

FIG.V-21



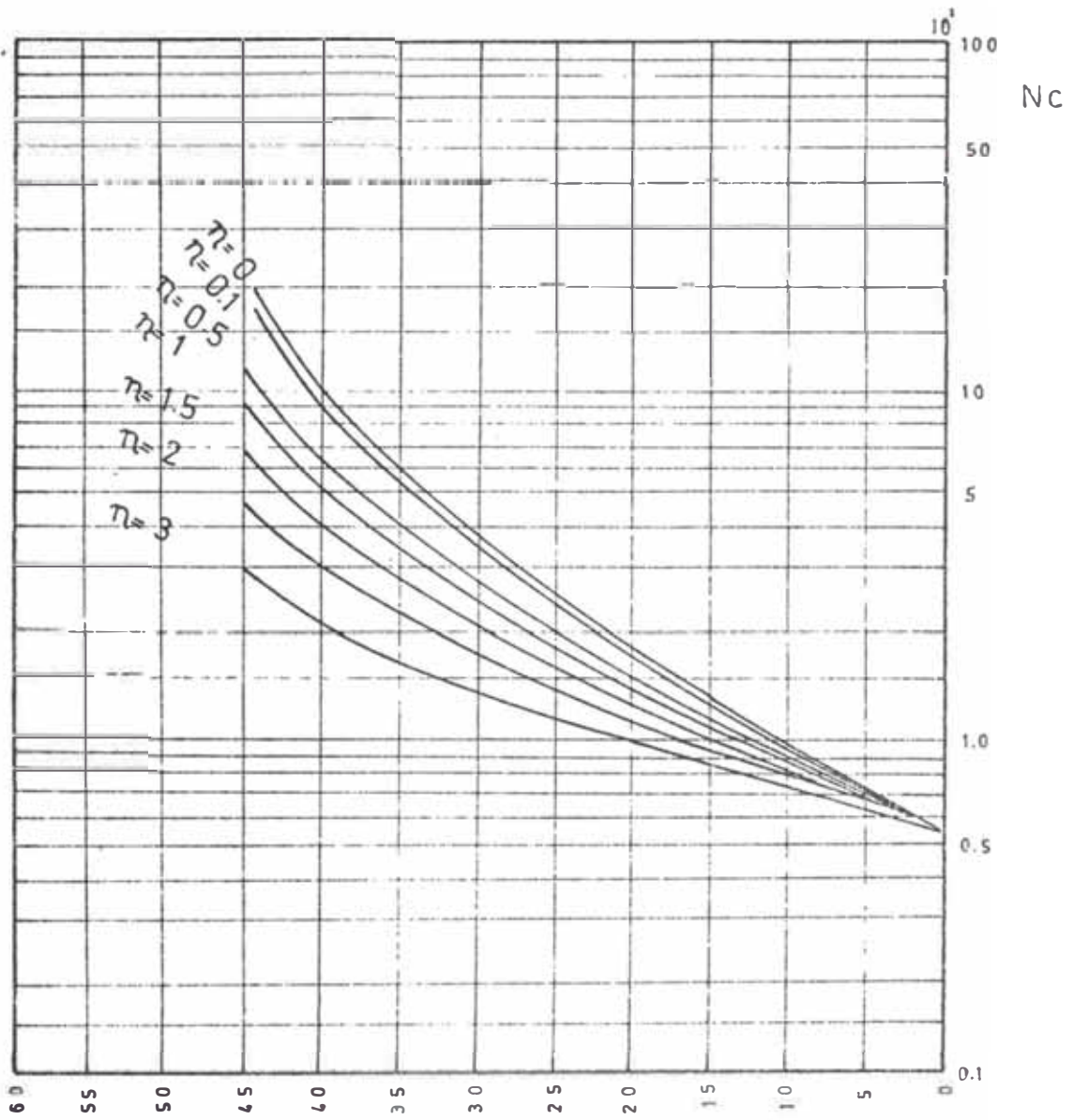
CURVA DE CONSOLIDACION VIBRATORIA DE UN TERRAPLEN DE ARENA

FIG.V-22



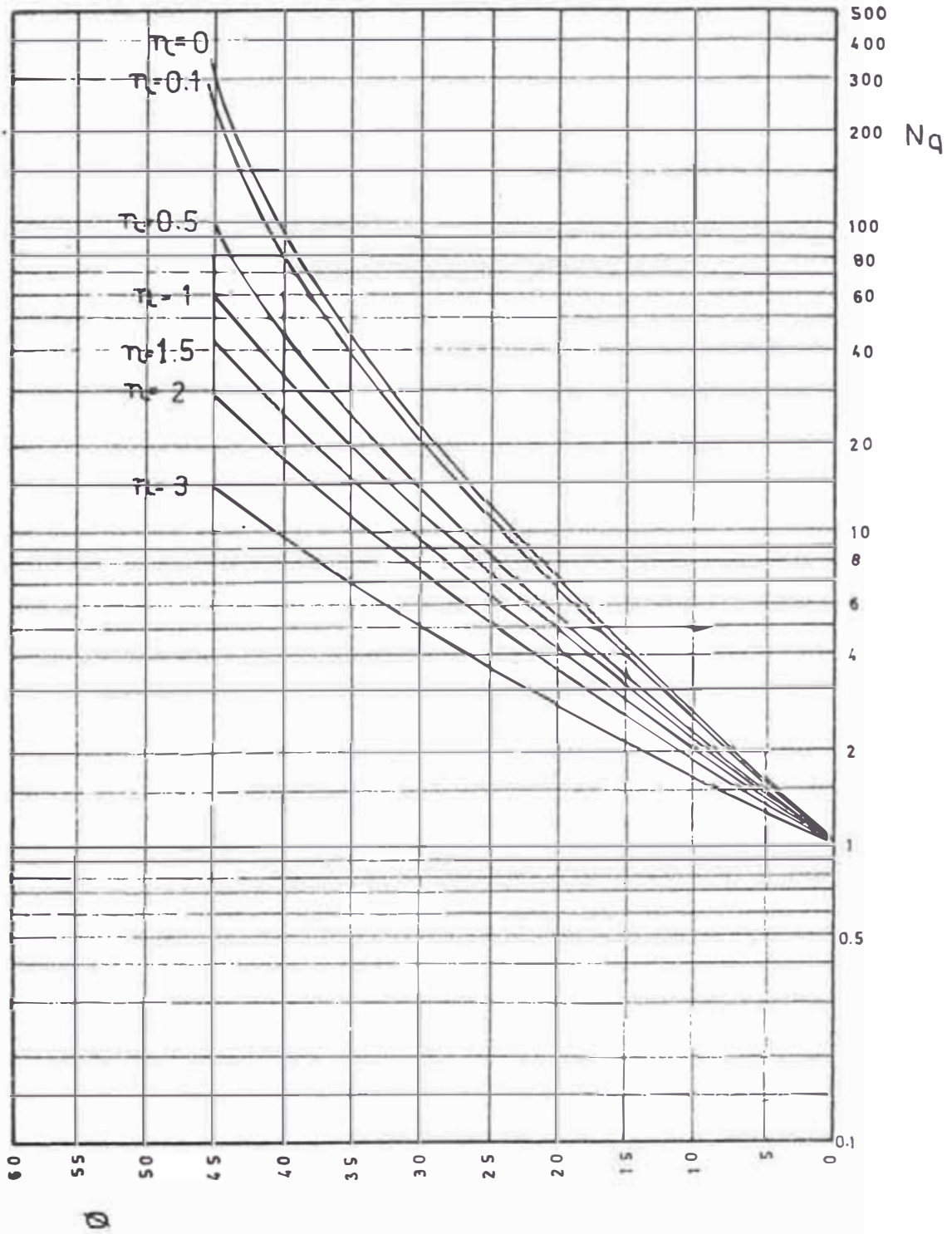
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE COMPACTACION VIBRATORIA "α" Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD

FIG.V-23



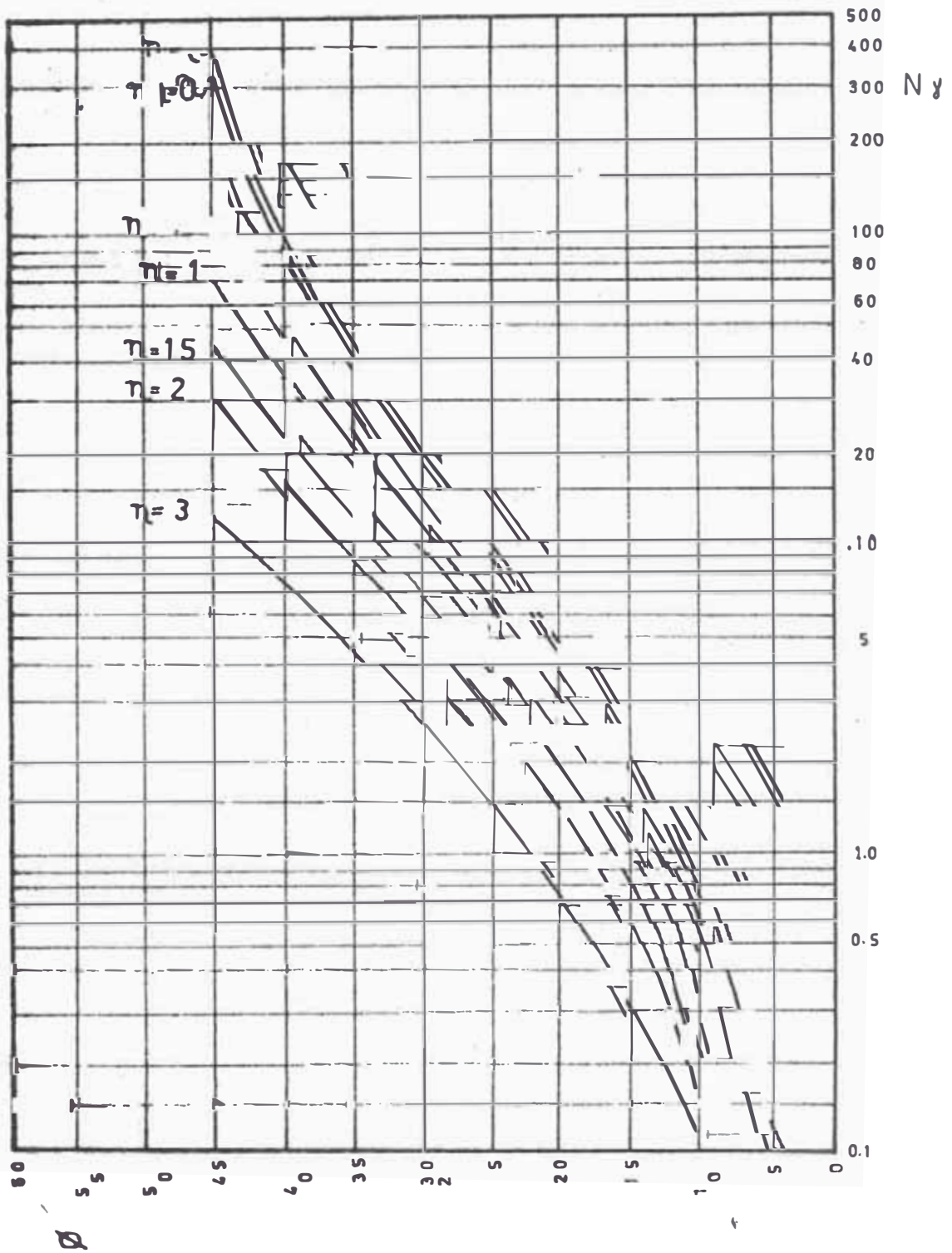
INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES SOBRE EL FACTOR N_c DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHY

FIG. V-24



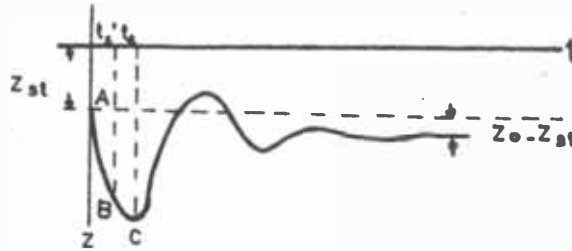
INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES SOBRE EL FACTOR N_q DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHY

FIG.V-25



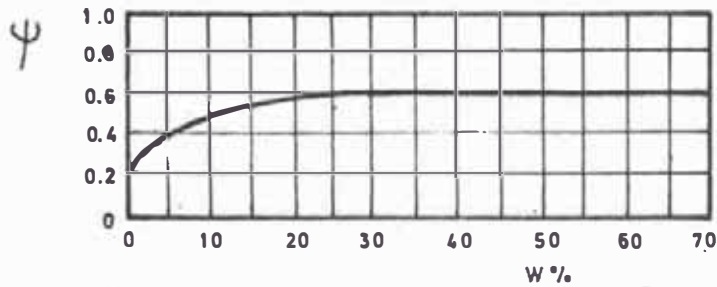
INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES SOBRE EL FACTOR N_γ DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHY

FIG.V-26



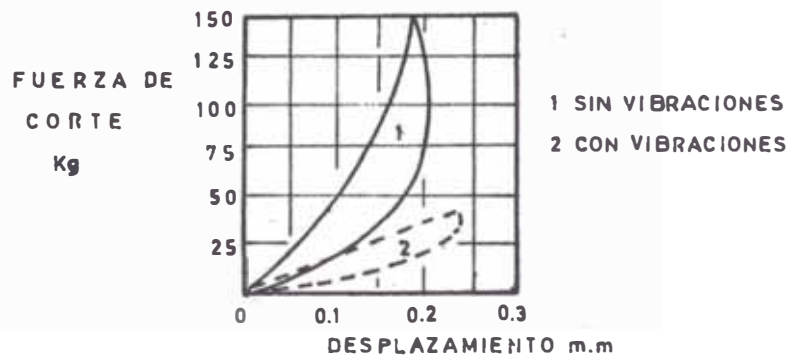
VIBRACIONES AMORTIGUADAS
DEBIDO A IMPACTOS

FIG.V-27



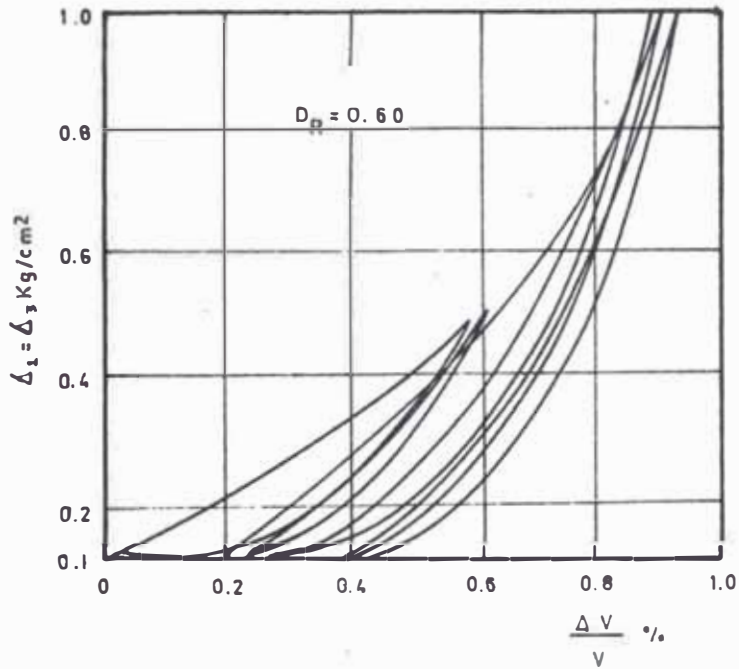
RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE
ABSORCION "ψ" Y EL CONTENIDO DE
HUMEDAD DE ARCILLAS

FIG.V-28



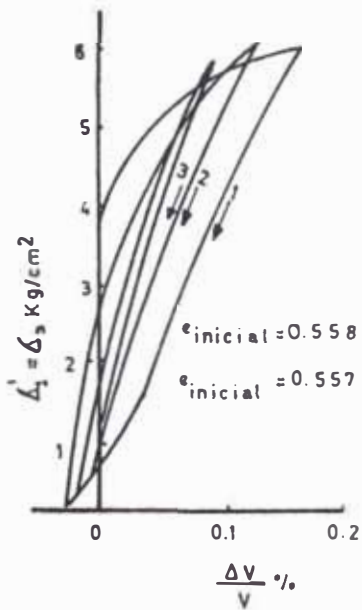
CURVA DE HISTERISIS DE UNA ARENA

FIG. V-29

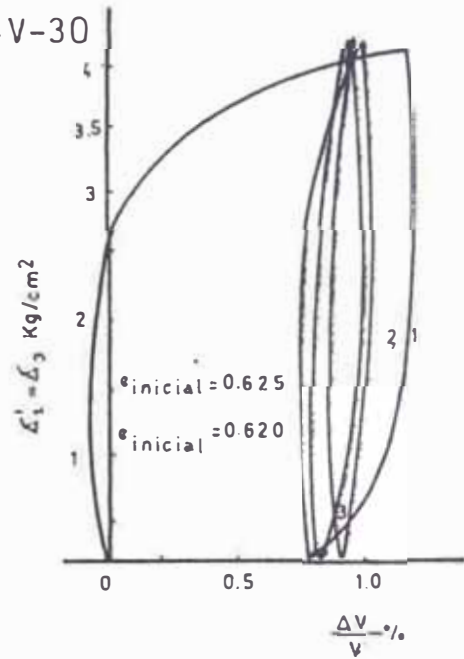


d) PRUEBA COMPRESION ISOTROPICA
(ARENA NIIGATA)

FIG. V-30

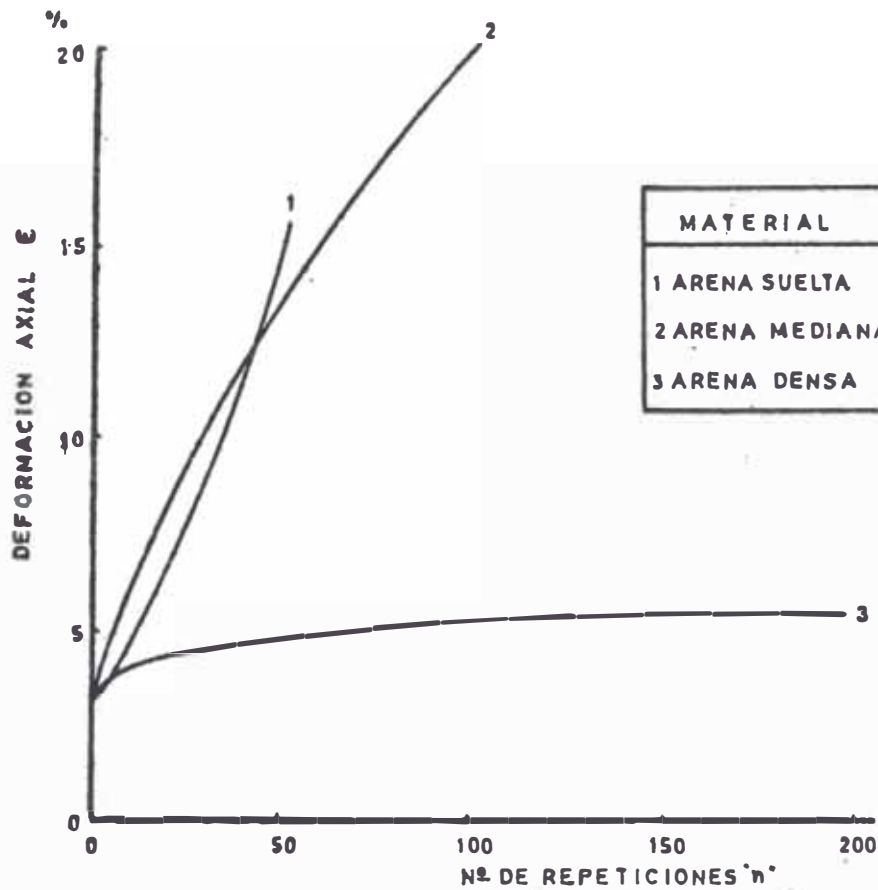


b) $\Delta'_m = \text{constante}$



c) $\Delta_3 = \text{constante}$

FIG.V-31



RELACION ENTRE DEFORMACION AXIAL PRESION DE PORO Y EL NUMERO DE CICLOS DE CARGAS EN DIVERSOS ESTADOS DE LA ARENA

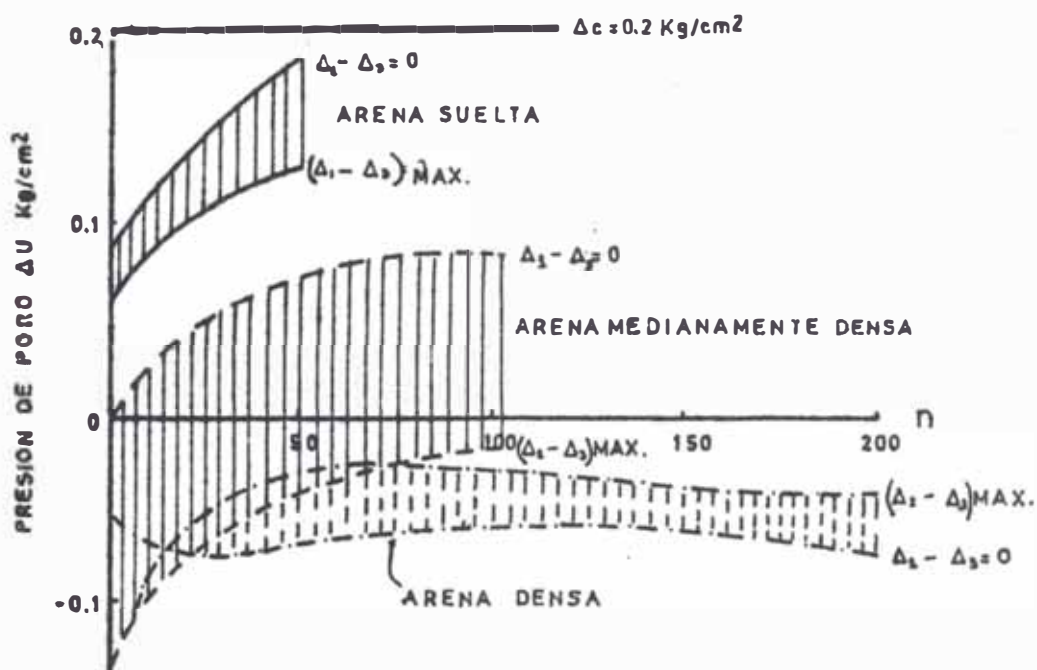
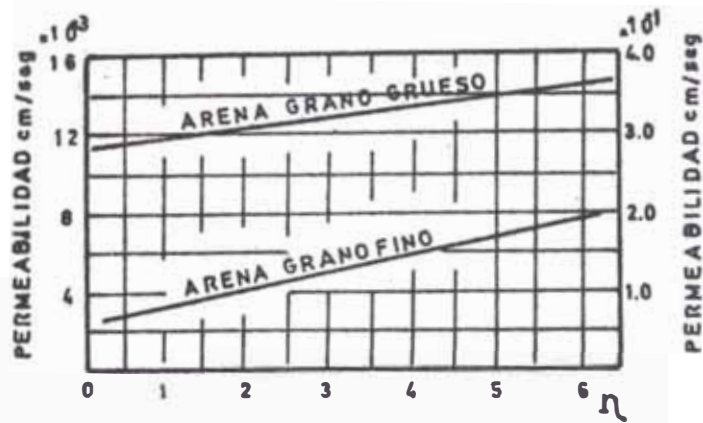
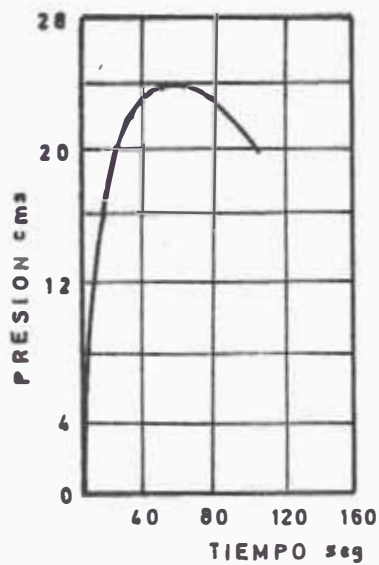


FIG. V-32



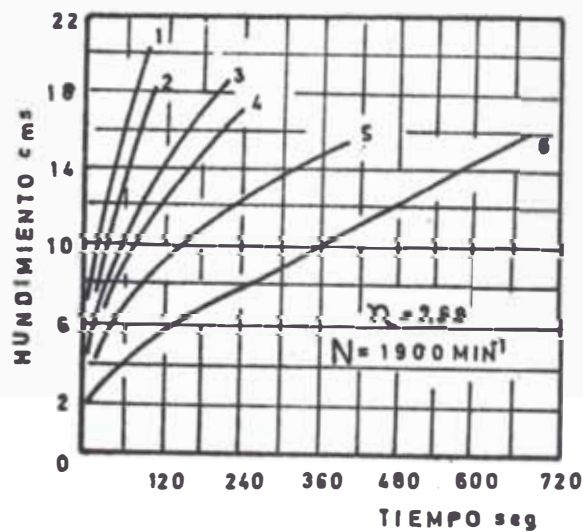
RELACION ENTRE LA PERMEABILIDAD Y n

FIG. V-33



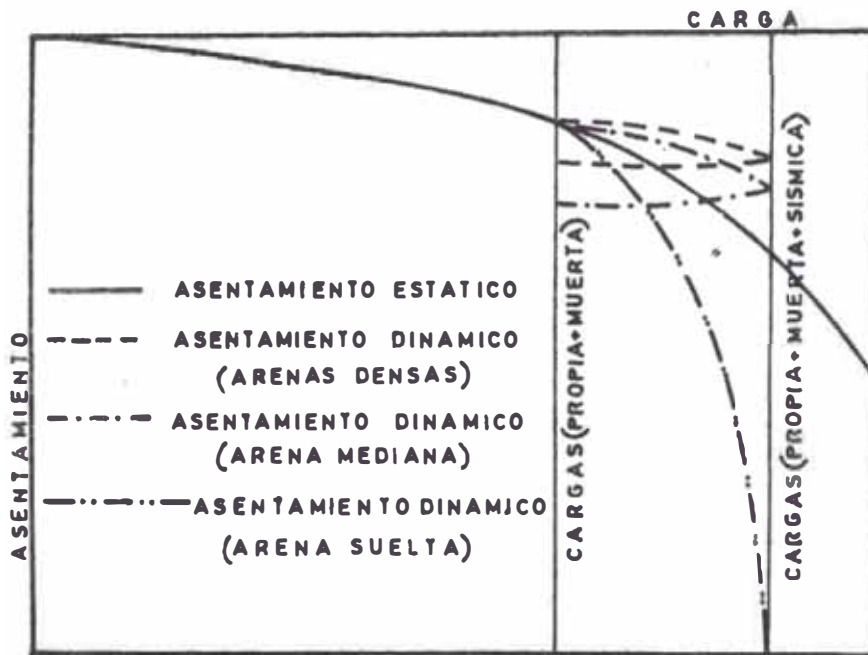
CAMBIOS A TRAVES DEL TIEMPO DE LA PRESION HIDRAULICA DINAMICA EN ARENA VIBRADA

FIG. V-34



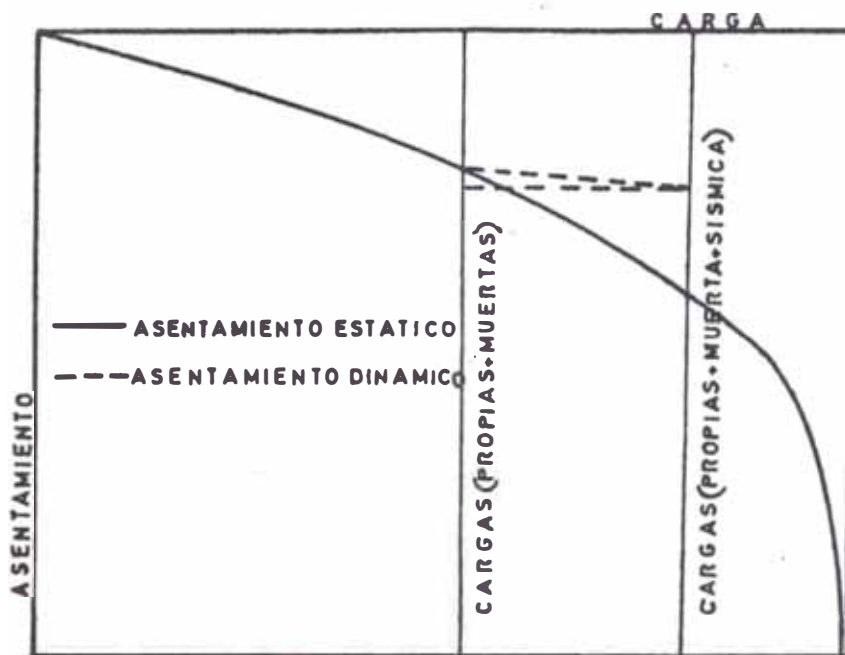
RELACION ENTRE LA PROFUNDIDAD DE HUNDIMIENTO DE UNA ESFERA EN ARENA Y EL TIEMPO

FIG.V-35



SUELO ARENOSO

SUELOS ARCILLOSOS



CURVAS CARGA-ASENTAMIENTO

C A P I T U L O VI

VI.0 APLICACIONES Y EJEMPLOS

Para mostrar la influencia de los factores Suelo (Interacción Suelo-Estructura) y Ductilidad (Comportamiento Inelástico de la Estructura), se va a estudiar el modelo estructural que se muestra en las Fig. VI-1, VI-2, el que representa a 33 edificios de concreto armado de 10 pisos cada uno, cuyos elementos estructurales están compuestos de vigas, columnas y muros de concreto, de ellos tres edificios están formados únicamente por vigas y columnas. Estos elementos (vigas, columnas y muros de concreto) son los que resistirán los efectos de las fuerzas horizontales debido a sismos, siendo estas fuerzas las únicas que consideraremos en el análisis.

Se ha considerado espaciamiento de ejes de columnas de 4, 6, y 8 mt., por ser estos espaciamientos los usados normalmente en nuestro medio.

Como cada tipo de suelo tiene propiedades diferentes, a su

vez en una misma localidad se puede tener diversos tipos de suelos, su influencia en la respuesta dinámica de la estructura será distinta para cada uno de ellos. Para lo cual se ha considerado ubicado el modelo estructural en cuatro zonas del Perú, cuyas características de las condiciones del suelo se han estimado apropiadamente. Se han escogido suelos ubicados en las localidades de Arequipa, Lima, Moyobamba y Piura.

Zona 1 Arequipa-Yanahuara

Esta presenta un suelo Aluvional constituido en su mayor parte por grava con alto porcentaje de material orgánico, extendiéndose hasta una profundidad de 10 mt., debajo de la cual se encuentra un Tufo volcánico blanco; para esta zona el Nivel Freatico es profunda.

Zona 2 - Lima-Maranga

Formado por un conglomerado Fluvio-Aluvional el cual está constituido mayormente por una grava pobremente graduado; presentando este suelo una potencia de unos 20 mt., siendo la superficie de un material arcilloso con una capa de unos 0.50 mt. a 1 mt. de espesor, el nivel freatico presente en la zona es en promedio medianamente profunda.

Zona 3 - Moyobamba

Presenta un suelo constituido por una arcilla de baja compresibilidad, medianamente sensitiva; presentando un nivel freático variable.

Zona 4 - Piura

Formada mayormente por una arcilla arenosa de densidad relativa baja de poca compresibilidad presentando una capacidad portante media; con una potencia aproximada de unos 4 mt., siendo los primeros 0.30 mt. de suelo de cultivo.

Los valores que indican las características de las zonas es cogidas se muestra en la Tabla VI-1.

TABLA VI - 1

Factor	<u>Zonas</u>			
	Arequipa	Moyobamba	Lima	Piura
Vo (cm/seg)	30	35	25	20
Z	0.95	1.00	0.90	0.85
I	1.00	1.00	1.00	1.00
M ₂	0.70	0.70	0.70	0.70
M ₁	1.00	1.00	1.00	1.00
E	1.25	1.30	1.00	1.25
Duct.	2.00	2.00	2.00	2.00
T _g (seg)	0.25	0.40	0.50	0.35

Igualmente se analiza la influencia de los muros de concreto en el "Modelo Estructural" en cada zona considerada. Para el factor de Ductilidad se ha considerado un factor constante de dos.

Los resultados de este estudio se presentan mediante cuadros donde se aprecian los períodos y formas de modos de vibración correspondientes a los 10 modos, las fuerzas cortantes y los desplazamientos de piso de cada edificio; y gráficos comparativos de fuerzas cortantes y de desplazamientos de piso de los 33 edificios analizados, mediante los métodos de análisis de Fuerza Estática Equivalente y de diseño Espectral del Reglamento Peruano de Diseño Antisísmico, el método de diseño espectral usando Envolventes Sísmicas de velocidades considerando las cuatro zonas escogidas. Como se aprecia cada edificio se ha analizado para 6 condiciones diferentes, lo que da un total de 198 análisis de edificios de concreto de 10 pisos cada uno.

VI.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

Los modelos analizados consisten en edificios de 10 pisos con placas al centro en forma de crucetas y con columnas en

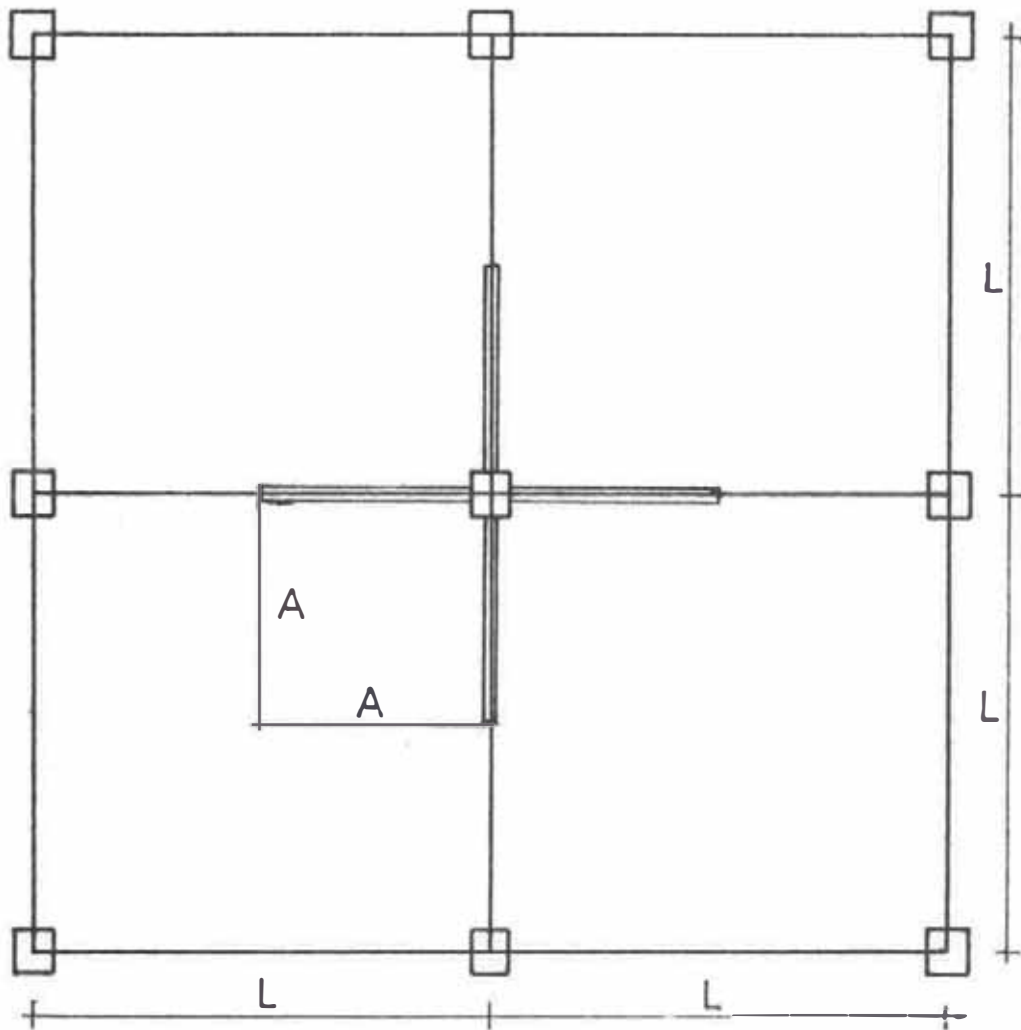
el perímetro.

Las placas van en aumento cada décimo de luz, variando las luces en valores usuales en nuestro medio, dando así una combinación de 33 edificios.

En cuanto a la determinación de las masas y rigideces, éstas se han tomado de las halladas en la tesis hecha en la U.N.I. titulada "Influencia de placas como elementos rigidizantes de estructuras de concreto armado" de Carlos Rodríguez.

FIG. VI-1

PLANTA

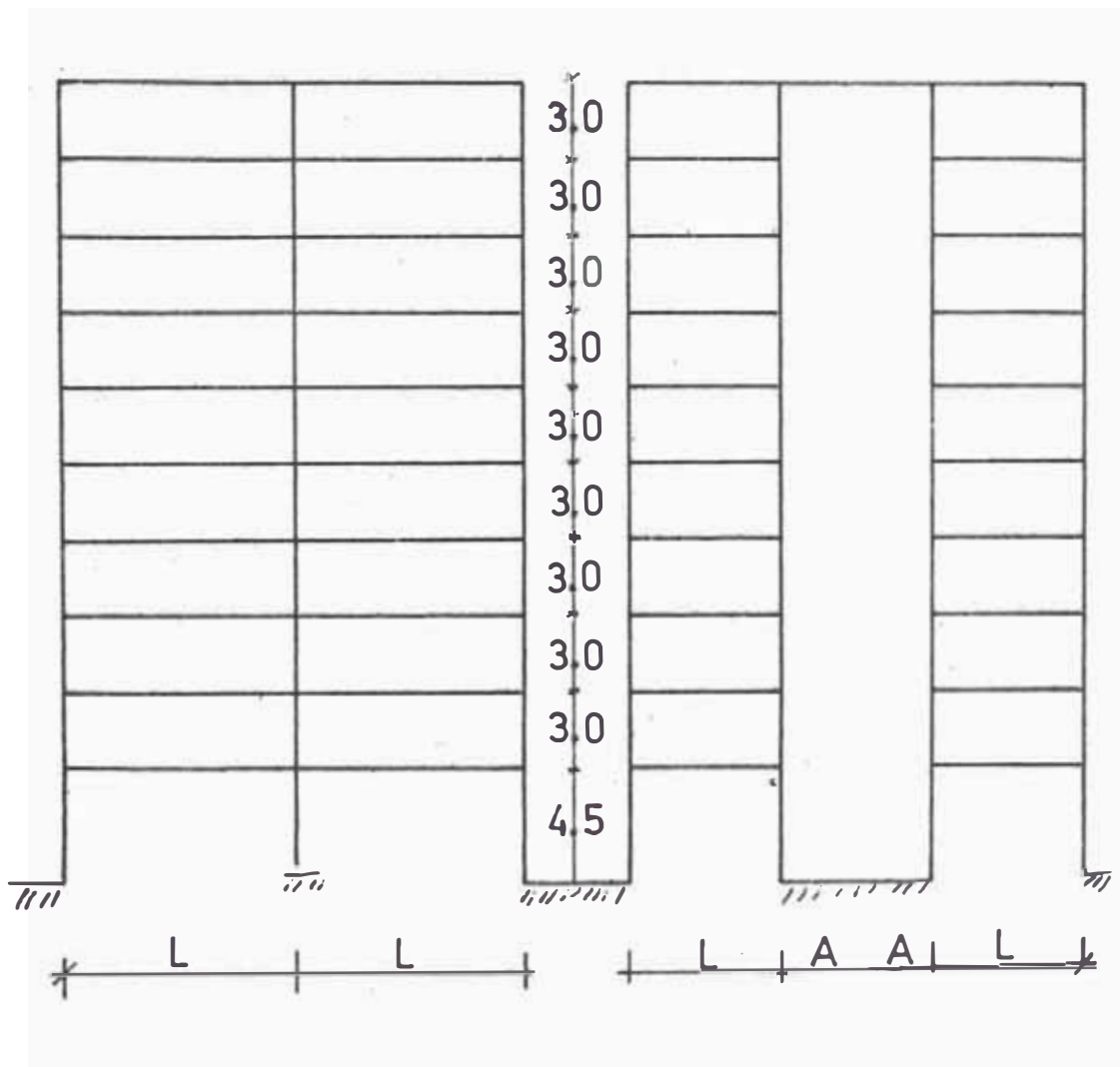


$L = 4, 6, 8 \text{ mt}$

$A = 0, L/10, 2L/10, \dots, L$

FIG. VI-2

ELEVACIONES



VI.2 VALORES PROBABLES DE LOS FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA OBTENCION DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO.

Se sabe que la velocidad de diseño, es el factor fundamental para el diseño, de estructuras según el método de "Envolventes Sísmicas".

La velocidad de diseño está dada por:

$$V_d = Z.I.E.S_v$$

$$S_v = M_1.M_2.S_r.V_0$$

$$S_r = r \quad \text{si} \quad 0 \leq r \leq 1$$

$$S_r = 1 \quad \text{si} \quad r > 1$$

Para evaluar esos parámetros se da algunos valores.

FACTOR Z

Este depende de si la zona es de mayor o menor sismicidad; en la que ella puede variar entre:

$$0.80 \leq Z \leq 1.00$$

FACTOR M1

T_g (seg.)	\bar{T}_g (seg.)	M1
$T_g \leq 0.5$	0.5	1.0
$0.5 < T_g \leq 1.5$	1.0	1.5
$T_g \geq 1.5$	2.0	2.0

FACTOR M2

Amortiguamiento h	M2
$h \leq 0.01$	1.0
$h = 0.05$	0.7
$h = 0.20$	0.4
$h \geq 0.50$	0.2

FACTOR I

Edificios	I
Estaciones radiale, televisión, hospitales y reservorios.	1.50
Estaciones telegráficas, telefónicas, bomberos.	1.30
Oficinas gubernamentales, edificios escolares, edificios muy altos ($h \geq 60$ m.), edificios de grandes plantas ($A \geq 10000$ m ²)	1.20
Otros	1.00

FACTOR DE DUCTILIDAD (u)

<i>Edificio</i>	<i>u</i>
<i>Estaciones de radio, hospitales, almacenes peligrosos en el área urbana.</i>	<i>1.0</i>
<i>Parte baja del edificio</i>	<i>1.0 a 1.5</i>
<i>Estaciones telegráficas, telefónicas, bomberos, oficinas administrativas, edificios escolares, estructuras grandes.</i>	<i>1.0 a 2.0</i>
<i>Otras estructuras dúctiles</i>	<i>2.0 a 3.0</i>

PERIODO PREDOMINANTE DEL SUELO

<i>Suelo</i>	<i>Periodo Tg (seg.)</i>
<i>Roca, terreno duro</i>	<i>0.1 a 0.2</i>
<i>Firme aluvional</i>	<i>0.2 a 0.4</i>
<i>Suave aluvional</i>	<i>0.3 a 0.6</i>
<i>Suave de gran potencia</i>	<i>0.2 a 1.0</i>

		F A C T O R E						
CONDICION DEL		E D I F I C I O D E:						
SUELO		Madera	Albañi- leria.	Port.de concreto armado.	Paredes de conc. armado	Estruc- turas mixtas.	Acero	Pbrt.de c. armado con perñ.
Suelo muy estable y duro (Roca, Grava, Arena gra- vosa)	0.7	1.5	1.0	1.3	1.5	1.0	0.9	0.9
Suelo bueno (Arenosa, gravosa, Arena dura).	1.0	1.3	1.1	1.2	1.3	0.9	1.0	1.0
Suelo estable (Arcilla arenosa y gravos y mixtos)	1.3	1.0	1.2	1.0	1.2	0.9	1.0	1.2
Suelo malo y blando	1.5	1.9	1.3	0.9	1.2	0.9	1.1	1.3

VI.3 DIMENSIONAMIENTO Y METRADOS

En esta parte sólo se va a proporcionar los cuadros de las dimensiones y el resultado del metrado.

Siendo:

t = espesor del aligerado

b = ancho de viga

h = peralte de viga

L (m.)	b (m.)	h (m.)	t (m.)
4	0.25	0.30	0.20
6	0.30	0.50	0.25
8	0.40	0.70	0.35

CUADRO DE COLUMNAS

L (m.)	Pisos	Tipo I (cm.)	Tipo II (cm.)	Tipo III (cm.)
4	1 ^{ro} -5 ^{to}	50 x 50	40 x 40	35 x 35
	6 ^{to} -10 ^{mo}	30 x 30	30 x 30	30 x 30
6	1 ^{ro} -5 ^{to}	70 x 70	60 x 60	45 x 45
	6 ^{to} -10 ^{mo}	45 x 45	40 x 40	30 x 30
8	1 ^{ro} -5 ^{to}	90 x 90	75 x 75	55 x 55
	6 ^{to} -10 ^{mo}	60 x 60	50 x 50	40 x 40

METRADOS

A continuación presento la tabulación de las masas y rigideces por piso de todos los edificios.

$$m = \frac{kg - Sg^2}{Cm.}$$

$$k = \frac{Mg.}{Cm.}$$

P I S O	EDIFICIO					
	1	2	3	4	5	
1	m	71.285	72.000	72.735	73.169	74.204
	k	57020	60203	81057	131750	214630
2	m	68.724	69.316	69.908	70.500	71.092
	k	192436	202916	266816	403551	601744
3	m	68.724	69.316	69.908	70.500	71.092
	k	192436	202916	266816	403551	601744
4	m	68.724	69.316	69.908	70.500	71.092
	k	192436	202916	266816	403551	601744
5	m	66.653	67.245	67.037	68.429	69.020
	k	192436	202916	266816	403551	601744
6	m	64.571	65.163	65.766	66.347	66.939
	k	62370	72850	136750	273485	471678
7	m	64.571	65.163	65.766	66.347	66.939
	k	62370	72850	136750	273485	471678
8	m	64.571	65.163	65.766	66.347	66.939
	k	62370	72850	136750	273485	471678
9	m	64.571	65.16	65.766	66.347	66.939
	k	62370	72850	136750	273485	471678
10	m	68.939	69.235	69.531	69.827	78.122
	k	62370	72850	136750	273485	471678

P I S O	EDIFICIO NUMERO					
	6	7	8	9	10	
1	m	74.939	75.673	76.408	77.143	77.878
	k	328364	466328	622401	789931	965347
2	m	71.684	72.276	72.867	73.459	74.051
	k	839920	1100764	1371892	1650781	1924824
3	m	71.684	72.276	72.867	73.459	74.051
	k	839920	1100764	1371892	1650781	1924824
4	m	71.684	72.276	72.867	73.459	74.051
	k	839920	1100764	1371892	1650781	1924824
5	m	69.612	70.204	70.796	71.388	71.980
	k	839920	1100764	1371892	1650781	1924824
6	m	67.531	68.122	68.714	69.306	69.898
	k	709854	970698	1241826	1520715	1794758
7	m	67.531	68.122	68.714	69.306	69.898
	k	709854	970698	1241826	1520715	1794758
8	m	67.531	68.122	68.714	69.306	69.898
	k	709854	970698	1241826	1520715	1794758
9	m	67.531	68.122	68.714	69.306	69.898
	k	709854	970698	1241826	1520715	1794758
10	m	70.418	60.714	71.010	71.306	71.609
	k	709854	970698	1241826	1520715	1794758

P I S O	EDIFICIO NUMERO					
		11	12	13	14	15
1	m	78.612	161.224	162.551	103.878	165.204
	k	1147262	233857	246446	323113	287195
2	m	74.643	156.224	157.245	158.265	159.286
	k	2196488	789271	829587	1042609	1422750
3	m	74.643	156.224	157.245	158.265	159.286
	k	2196488	789271	829587	1042609	1422750
4	m	74.643	156.224	157.245	158.265	159.286
	k	2196488	789271	829587	1042609	1422750
5	m	72.571	150.561	151.531	152.551	153.531
	k	2196488	789271	829587	1042609	1422750
6	m	70.490	144.898	145.918	146.938	147.959
	k	2066422	150411	190727	403749	783890
7	m	70.490	144.898	145.918	146.938	147.959
	k	2066422	150411	190727	403749	783890
8	m	70.490	144.898	145.918	146.938	147.959
	k	2066422	150411	190727	403749	783890
9	m	70.490	144.898	145.918	146.938	147.959
	k	2066422	150411	190727	403749	783890
10	m	71.989	145.357	145.918	146.429	146.940
	k	2066422	150411	190727	403749	783890

P I S O	EDIFICIO					
	16	17	18	19	20	
1	m	166.531	167.857	169.184	170.510	171.837
	k	725027	1010837	1323850	1649202	1982232
2	m	160.306	161.327	162.347	163.368	164.388
	k	1879265	2369310	2868137	3360222	3853105
3	m	160.306	161.327	162.347	163.368	164.388
	k	1879265	2369310	2868137	3360222	3853105
4	m	160.306	161.327	162.347	163.368	164.388
	k	1879265	2369310	2868137	3360222	3853105
5	m	154.592	155.612	156.633	157.653	158.673
	k	1879265	2369310	2868137	3360222	3853105
6	m	148.980	150.000	151.020	152.041	153.061
	k	1240405	1730450	2229277	2721362	3214245
7	m	148.980	150.000	151.020	152.041	153.061
	k	1240405	1730450	2229277	2721362	3214245
8	m	148.980	150.000	151.020	152.041	153.061
	k	1240405	1730450	2229277	2721362	3214245
9	m	148.980	150.000	151.020	152.041	153.061
	k	1240405	1730450	2229277	2721362	3214245
10	m	147.450	147.960	148.470	148.980	149.490
	k	1240405	1730450	2229277	2721362	3214245

P I S O	EDIFICIO NUMERO					
	21	22	23	24	25	
1	m	173.163	174.490	324.184	326.429	328.673
	k	2312720	2638717	579940	615996	816367
2	m	165.408	106.428	316.327	318.112	319.898
	k	4313523	4780948	1957298	2068868	2571261
3	m	165.408	166.428	316.327	318.112	319.898
	k	4313523	4780948	1957298	2068868	2571261
4	m	165.408	166.428	316.327	318.112	319.898
	k	4313523	4780948	1957298	2068868	2571261
5	m	159.694	160.714	307.959	309.745	311.531
	k	4313523	4780948	1957298	2068868	2571261
6	m	154.082	155.102	299.694	301.480	303.265
	k	3674663	4142088	412376	523946	1026339
7	m	154.082	155.102	299.694	301.480	303.265
	k	3674663	4142088	412376	523946	1026339
8	m	154.082	155.102	299.694	301.480	303.265
	k	3674663	4142088	412376	523946	1026339
9	m	154.082	155.102	299.694	301.480	303.265
	k	3674663	4142088	412376	523946	1026339
10	m	150.000	150.510	290.714	291.582	292.449
	k	3674663	4142088	412376	523946	1026339

P I S O	EDIFICIO NUMERO					
	26	27	28	29	30	
1	m	330.918	333.163	335.408	337.653	339.898
	k	1193902	1678904	2215303	2766654	3317810
2	m	321.684	323.469	325.255	327.041	328.827
	k	3319791	4144014	4963376	5789308	6554922
3	m	321.684	323.469	325.255	327.041	328.827
	k	3319791	4144014	4963376	5789308	6554922
4	m	321.684	323.469	325.255	327.041	328.827
	k	3319791	4144014	4963376	5789308	6554922
5	m	313.316	315.102	316.888	318.673	320.459
	k	3319791	4144014	4963376	5789308	6554922
6	m	305.051	306.837	305.622	310.408	312.194
	k	1774869	2599092	3418454	4244385	5010000
7	m	305.051	306.837	305.622	310.408	312.194
	k	1774869	2599092	3418454	4244385	5010000
8	m	305.051	306.837	305.622	310.408	312.194
	k	1774869	2599092	3418454	4244385	5010000
9	m	305.051	306.837	305.622	310.408	312.194
	k	1774869	2599092	3418454	4244385	5010000
10	m	293.316	194.184	295.851	296.918	296.786
	k	1774869	1599092	3418454	4244385	5010000

P I S O	EDIFICIO			NUMERO
	31	32	33	
1	m	342.143	344.388	346.633
	k	3869356	4411946	4940908
2	m	330.612	332.398	334.184
	k	7339985	8088514	8922200
3	m	330.612	332.398	334.184
	k	7339985	8088514	8922200
4	m	330.612	332.398	334.184
	k	7339985	8088514	8922200
5	m	322.245	324.031	325.816
	k	7339985	8088514	8922200
6	m	313.980	315.765	317.551
	k	5795063	6543592	7377278
7	m	313.980	315.765	317.551
	k	5795063	6543592	7377278
8	m	313.980	315.765	317.551
	k	5795063	6543592	7377278
9	m	313.980	315.765	317.551
	k	5795063	6543592	7377278
10	m	297.653	298.520	299.388
	k	5795063	6543592	7377278

VI.4 PROGRAMA DE COMPUTACION

Para el análisis estructural de nuestro modelo considerando las fuerzas horizontales debido a sismos se ha efectuado un programa de computación.

El programa comprende análisis usando el método espectral del Reglamento Peruano y el método espectral de las Envolventes Sísmicas de Velocidades.

El programa consta de una parte principal y de varios sub programas.

PROGRAMA PRINCIPAL

Este programa determina:

- Los periodos y las formas de modo correspondientes a cada modo de vibración de los edificios analizados.
- Las fuerzas de inercia, las fuerzas cortantes y los desplazamientos de pisos.

Presentando los resultados en forma gráfica, en los cuales se aprecia comparativamente la influencia del factor suelo y ductilidad que considera el método de Envolventes Sísmicas de Velocidades con los resultados obtenidos por los métodos de Fuerzas Estáticas Equivalentes y Espectral del Reglamento Peruano.

Datos de Entrada

En cuanto a la estructura considera su factor ductilidad, masas y constantes de rigideces de pisos.

En cuanto al suelo donde estard la estructura toma en cuenta sus caracterlsticas (Período predominante del suelo, velocidad standar, factor de ubicación del edificio, factor dependiente de la relación suelo-estructura, factor dependiente del amortiguamiento)

SUB-PROGRAMAS

- 1.- SUBROUTINA EIGEN.- Este nos determina las frecuencias y formas de modo de la estructura (Eigen Values y Eigen Vectores).*
- 2.- SUBROUTINA MATMUL.- Esta sobrutina multiplica matrices.*
- 3.- SUBROUTINA POLO.- Es un programa que interpola linealmente "M" puntos, entre "N" puntos de un vector tomando los de dos en dos.*
- 4.- SUBROUTINA DIBUJA.- Con ésta subrutina se obtienen los gráficos, formando vectores de 55 valores para posteriormente dibujarlos.*

```

//A 681230 JOB T 015CCI,SAVTOS,RICARDO,CLASS=B
// EXEC PGM=HITC
XXPO EXEC PGM=HITC=C
XXSYSPRINT DD SYSDUT=A
XXWATLIA DD DSN=ATFIV,FUNLI8,VOL=SER=PCP196,UNIT=2314,DISP=OLD
XXFT06F001 DD UNIT=SYSDA,DISP=(NEW,DELETE),SPACE=(TRK,(10,2)),
XX DCB=(RECFM=VS,LRECL=84)
XXFT05F001 DD DCB=(RECFM=VSIN
XXFT05F001 DD SYSDUT=(A,.,45)
XXFT03F001 DD UNIT=SYSDA,DISP=(NEW,DELETE,DELETE),SPACE=(TRK,(10,2)),
XX DCB=(RECFM=VS,LRECL=34)
XXFT02F001 DD DSN=ATFIV,DISP=OLD,UNIT=2314,VOL=SER=PCP196
XXFT09F001 DD DSN=RM2,DISP=OLD,UNIT=2314,VOL=SER=PCP196
//PP,SYSDUT *
OS/PCP 74.217 13.46.54
IEF2361 ALLOC FOR A1687231 PP
IEF2371 130 ALLOCATED TO WATLIA
IEF2371 131 ALLOCATED TO FT04F001
IEF2371 130 ALLOCATED TO FT05F001
IEF2371 131 ALLOCATED TO FT03F001
IEF2371 130 ALLOCATED TO FT09F001

```

```

00000010
00000020
00000030
00000040
00000050
00000060
00000070
00000080
00000090
00000100
00000110

```

\$\$\$JOB

TIME=20.00, PAGES=300, LINES=60, RUN=FREE

```

*****
TFSIS DE GRADO
*****
DISEÑO ANTISISMICO DE 33 EDIFICIOS DE 10 PISOS CADA UNO PUESTO
EN CUATRO ZONAS VARIANCO POR LO TANTO LAS PROPIEDADES DEL SUELO
LOS RESULTADOS OBTENIDOS SON A NIVEL DE "ANTE-PROYECTO"
HECHO POR RICARDO RAMIRO SANTOS RODRIGUEZ
ASESORADO POR LOS INGS. ROBERTO MORALES M. Y FIDEL RAMIREZ A.
ASESOR DE COMPUTACION HERNAN SANDARRIA SOTELO
DEFINICIONES DE LOS PARAMETROS EMPLEADOS
*****
AMASS ARREGLO DE MASAS
EVAL VALORES
ENVTR EIGEN VECTORS
DESPL DESPLAZAMIENTO DEL NUEVO MFTODO
FUERZA FUERZA DE INERCIA DEL NUEVO METODO
CORTAN FUERZA CORTANTE DEL NUEVO METODO
PERIOD PERIODO DE VIBRACION
EP FACTOR DE PARTICIPACION
VO VELOCIDAD DE DISEÑO
MASFFE MASA EFECTIVA
V CRTTE ESPECTRAL DE LA BASE
SA ACELERACION ESPECTRAL EN LA BASE
FI FUERZA DE INERCIA ESPECTRAL
CORFSP CORTANTE ESPECTRAL
N NÚMERO DE PISOS
COST CORTANTE ESTÁTICO
DEST DESPLAZAMIENTO ESTÁTICO
ZONA 1 AREQUIPA
ZONA 2 LIMA
ZONA 3 MCVCBANBA
ZONA 4 PIURA
*****
DIMENSION AMASS(10),ARIG(10,10),EGNTP(10,10),EGVAL(10,10),VALMASSMS
(10,10),PRCJUC(10,10),SEUDOT(10,10),PERIND(10),FP(10),VD(10),SA(10)
,VA(10),MASEFEL(10),FI(10),CORFSP(10),YMAX(10),Z(4),USOI(4),E(4),TG(4)
4),TG(4),VO(4),DUCT(4),XM(4),XM2(4),DESPL(4),FUERZA(10,4),CORT
AN(10,4),DEST(10),COST(10),CORCAR(4),DESCAR(4)
REAL K(10)
DATAIN,IOUT,N,NPROB,DESCAR/5,6,10,33,DESP,LAZA,MIEN,ITOS/
,CCRCAR,CCPT,ANTE,S,
LFE VALORES DE FACTORES DE DIFERENTES ZONAS
READ914,(Z(1),USOI(1),E(1),TG(1),VO(1),DUCT(1),XM1(1),XM2(1),I=1,

```

2
3
4


```

C      POSICION LCS MODOS.
50      N1=N-1
51      DO 90 J=1,N1
52      M=J+1
53      DO 90 L=M,N
54      IF(PERIOD(J) -PERIOD(L) )85,85,90
55      TEMP:=PERIOD(J)
56      PERIOD(L) =TEMP1
57      DO 99 I=1,N
58      TEMP2=EGNVT2(I,J)
59      EGNVTR(I,J)=EGNVTR(I,L)
60      EGNVTR(I,L)=TEMP2
61      DO 90 CONTINUE
62      I4PRIME RESULTADOS DE LOS PERIODOS Y MODOS
63      PRINT 56
64      FORMAT(1H0,34X,PERIODOS DE VIBRACION ( EN SEGUNDOS )' / )
65      PRINT 58,(PERIOD(I) ,I=1,N)
66      FORMAT(1H ,5X,(DF10.3)
67      PRINT 70
68      FORMAT(1H),48X,'FORMAS DE MODOS' / )
69      DO 71 I=1,N
70      PRINT 59,(EGNVTR(I,J),J=1,N)
71      C      HALLAR LCS FACTORES DE PARTICIPACION.
72      DO 99 J=1,N
73      F12MAS=0.
74      F12MAS=0.
75      DO 95 I=1,N
76      F12MAS=F12MAS+AMASS(I) *EGNVTR(I,J)
77      FP(J)=F12MAS/F12MAS
78      C      CALCULO DE CERTANTE PARA FL METODO ESPECTRAL TEORICO DEL R.P.
79      SA(J)=(0.05/PERIOD(J) )**0.33)*980.
80      VMAX(J)=FP(J)*SA(J)/1000.
81      MASEFE(J)=F12MAS
82      DO 140 I=1,N
83      FI=0.
84      Y=0.
85      DO 142 J=1,N
86      Y=Y+(VMAX(J)*EGNVTR(I,J))**2
87      F1=F1+(V(I,J)*AMASS(I) *EGNVTR(I,J))/MASEFE(J)**2
88      D(I)=SORT(Y)
89      FI(I)=SORT(F1)
90      CPRESP(N)=FI(N)
91      DO 144 I=2,N
92      L=N-I+1
93      CCRESP(L)=CORESP(L+1)*FI(L)
94      PRINT 101
95      FORMAT(1H0,34X,*** FACTORES DE PARTICIPACION ***' / )
96      PRINT 59 ,(FP(J),J=1,N)
97      PRINT 111
98      FORMAT(T25,'PISO C. ESP.(TN) D. ESP.(CM) C. EST.(TN) D. EST.(CM)
99      EST.(CM)'/)
100      DO 1520 I=1,N
101      PRINT 397,I,CORESP(I),D(I),CFST(I),DEST(I)
102      FORMAT(T24,I3,4(4X,F10.3)
103      DO 126NTX=1,4
104      C      CALCULO DE VELOCIDAD MAXIMA DE DISENO VD
105      DO 139 I=1,N

```

```

104 SR=PERIOD(I) /TG (NTX)
105 IF (SR.GT.E 1.0) SP=1.0
106 SV=X*(NTX)*XM*(NTX)*SR*V0(NTX)
107 VD(I)=Z(NTX)*USDI(NTX)*E(NTX)*SV
139 C CALCULO DE DESPLAZAMIENTO Y FUERZA SISMICA EN CADA PISO PARA
C PARA EL NUEVA METODO DE DISENO.
DO 1,5 I=1,N
108 U=0.
109 F=0.
110 DO 112 J=1,N
111 U=U+(F*(J)*E*GVNTR(I,J)*VD(J)*PERIOD(J) )/6.2832)**2
112 F=F+((1/MASS(I)*EP(J)+EGNTR(I,J)*0.0062832*VD(J))/PERIOD(J))**2
113 DESPL(I,NTX)=SRT(U)/DUCT (NTX)
114 FUERZA(I,NTX)=SRT(F)
115 C CALCULO DE CORTANTES POR PISO
DO 1,25 I=2,N
116 CORTAN(I,NTX)=FUERZA(N,NTX)/DUCT(NTX)
117 L=N-I+1
118 CORTAN(L,NTX)=CORTAN(L+1,NTX)+FUERZA(L,NTX)/DUCT(NTX)
119 PRINT 1,50.0,(I,I=1,4)
120 FORMAT(/750,'RESULTADOS DEL NUEVO METODO'//T17,'ZONA',I3,3(23X,
121 'ZONA',I3)'/ PISO'/'+',4(18X,'F.O.I.',6X,'C.',8X,'D.',1)
DO 721 I=1,N
122 POINT 1,28,1,(FUERZA(I,NTX),CORTAN(I,NTX),DESPL(I,NTX),NTX=1,4)
123 FORMAT(1H,I3,12F(10,3)
124 C ESTA PARTE VA SER UNA COMPARACION DE LOS METODOS DE DISENO DADAS EN EL
C REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES Y EL NUEVO METODO JAPONES
C COMPARACION DE CORTANTES
CALL D19UJA(CORRESP,CEST,CORTAN,N,0,CORCAR)
125 C COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS
CALL D18UJ(J1,0,DEST,DESPL,N,30.,DESCAR)
126 STOP
127 END
128
129 C PROGRAMA PARA CALCULAR LOS EIGEN VALUES Y EIGEN VECTORS
C DIAGNALIZACION DE JACOBI
130 SUBROUTINE EIGEN (A,D,N)
131 DIMENSION A(10,10),D(10,10)
132 FUNC1(F,P,Q)=P*C+Q*S
133 FUNC2(F,P,Q)=Q*C-P*S
134 E=1.0F-10
135 H=0.
DO 10 J=1,N
136 DO 10 K=J,N
137 IF (J.K)=1.0
138 D(J,K)=1.0
139 DO TO 10
140 H=H+(A (J,K))**2
141 D(J,K)=Q.
142 D(K,J)=0.
143 CONTINUE
144 B=SRT(2.*H)
145 BF=(B*E)/ N
147 B=D/ N
148 DO 5 J=2,N
149 I=J-1
150 DC 5 K=1,I
151 IF (ABS(A(J,K)-D(J,J))-3)5,5,8
152 P=(A(K,K)-D(J,J))/(2.*A(J,K))

```

```

153 IF(P)J,2,3
154 C=1./SQRT(2.)
155 S=C
156 GOTJ 14
157 C2=ABS(P)/SQRT(1.+P**2)
158 C=SQRT((1.+C2)/2.)
159 S=C2/12.*P*C
160 DO 27 L=1,N
161 P=A(K,L)
162 Q=A(J,L)
163 A(K,L)=FUNC1F(P,Q)
164 A(J,L)=FUNC2F(P,Q)
165 CONTINUE
166 DO 47 L=1,N
167 P=A(L,K)
168 Q=B(L,J)
169 A(L,K)=FUNC1F(P,Q)
170 A(L,J)=FUNC2F(P,Q)
171 P=D(L,K)
172 Q=D(L,J)
173 O(L,K)=FUNC1F(P,Q)
174 O(L,J)=FUNC2F(P,Q)
175 40 CONTINUE
176 A(J,K)=O.
177 A(K,J)=O.
178 5 CONTINUE
179 IF(B-9F161.61,31
180 RETURN
181 END

182 SUBROUTINE MATMUL(N,A,B,C)
183 DIMENSION A(N,N),B(N,N),C(N,N)
184 DO 4 I=1,N
185 DO 4 J=1,N
186 C(I,J)=O.
187 DO 4 K=1,N
188 C(I,J)=C(I,J)+A(I,K)*B(K,J)
189 RETURN
190 END

191 SUBROUTINE DIBUJA(A,B,C,N,SCALA,CAR)
192 DIMENSION A(N),B(N),C(N),C(10,4),CC(6),AMAT(60),ANAT(55,6),VECTOR(128)
193 DATA BLANC,CC/1,1E1,15,11,12,13,14,1
194 XXX=SCALA
195 CALL POLO (A,AMAT,N,5)
196 DO 77 I=1,55
197 ANAT(I,1)=AMAT(I)
198 CALL POLO (B,AMAT,N,5)
199 DO 222 J=1,55
200 ANAT(I,2)=AMAT(I)
201 FORMAT(1,1,29A)
202 FORMAT(1,4(30(1,1),1))
203 DO 555 I=1,4
204 L=I+2
205 DO 444 J=1,N
206 V (J)=C(J,I) ,AMAT,N,5)
207 CALL POLO (V ,AMAT,N,5)
208 DO 555 J=1,55
209 ANAT(J,L)=AMAT(J)

```



```

210 SC=4,
211 IF(SCALA)13,19,18
212 SC=AM*XI(AMAT(1,1),AMAT(1,2),AMAT(1,3),AMAT(1,4),AMAT(1,5),AMAT(1,6))
,6))
213 SCALA=:25./SC
214 PRINT 5,CAR,SCALA
215 FC=MAT(I,PISJ,TSI,V/RIACION DE ,4A4, ESCALA:,FI4.5/)
216 SC=SC/4.
217 DO 17 I=1,4
218 UMERQ(I)=SC*I
219 PRINT 6
220 DO 199 I=1,55
221 DO 777 J=1,123
222 VECTOR(J)=BLANCO
223 L=55-I+1
224 DO 188 J=1,4
225 VECTOR(IFIX(AMAT(L,J)*SCALA +C.5))=CC(J)
226 PRINT 4,VECTOR
227 IF(MOD(I,61)-1)999,2020,999
228 KL=L/6+1
229 PRINT 2030,KL
230 CONTINUE
231 FC=MAT(+,+,13)
232 PRINT 5
233 PRINT 7,(UMERQ (J),J=1,4)
234 FC=MAT( , ,0.,4(25X,F5.1)/
235 SCALA=XXX
236 RETURN
237 END
C
C INTERPOLA LINEALMENTE M PUNTOS ENTRE (I) Y VECTOR (I+1)
C ALMACENANDO EN AMAT
238 SUBROUTINE POLO (VECTOR,AMAT,N,M)
239 DIMENSION VECTOR(N),AMAT(60)
240 NI=N-1
241 NI=N+NI*M
242 MM1=M+1
243 DO 2 I=1,NI
244 DELTA=(VECTOR(I+1)-VECTOR(I))/MM1
245 IM=(I-1)*MM1
246 DO 2 J=1,MM1
247 AMAT(IM+J)=VECTOR(I)+(J-1)*DELTA
248 AMAT(NM)=VECTOR(N)
249 RETURN
250 END
SENTRY

```

ZONA	Z	USOI	E	TG	VO	DUCT	XMI	X42
1	0.950	1.000	1.250	0.250	30.000	2.000	1.000	0.700
2	0.900	1.000	1.000	0.500	25.000	2.000	1.000	0.700
3	1.000	1.000	1.300	0.400	35.000	2.000	1.000	0.700
4	0.850	1.000	1.250	0.350	20.000	2.000	1.000	0.700

*** EDIFICIO NUMERO ** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

1		10		4.00		0.0	
PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)							
1.074	0.439	0.246	0.172	0.143	0.120	0.106	0.094
0.247	-0.671	-0.491	0.425	1.000	0.344	0.201	-0.873
0.317	-0.819	-0.518	0.661	0.533	0.096	-0.002	0.319
0.383	-0.907	-0.425	0.181	-0.234	-0.247	-0.203	1.000
0.445	-0.928	-0.233	-0.385	-0.891	-0.347	-0.147	0.079
0.511	-0.881	0.013	-0.768	-0.935	-0.106	0.094	0.755
0.655	-0.544	0.763	0.849	0.853	0.948	0.484	-0.046
0.787	-0.091	1.000	0.245	0.941	-0.697	-0.895	0.023
0.840	0.382	0.563	1.000	-0.846	-0.357	1.000	-0.004
0.967	0.773	-0.253	0.370	-0.947	1.000	-0.762	0.000
1.000	1.000	-0.898	-0.773	0.839	-0.490	0.262	-0.000

FORMAS DE MODO

1.0375	-0.488	-0.184	0.119	0.063	0.035	0.018	-0.053	-0.024	0.010
1	33.322	0.486	21.220	0.370	0.480	0.370	0.370	0.370	0.370
2	31.782	0.622	20.780	0.580	0.580	0.580	0.580	0.580	0.580
3	28.769	0.749	20.070	0.680	0.680	0.680	0.680	0.680	0.680
4	26.081	0.866	19.090	0.770	0.770	0.770	0.770	0.770	0.770
5	23.181	0.972	17.820	1.030	1.030	1.030	1.030	1.030	1.030
6	20.208	1.262	16.370	1.270	1.270	1.270	1.270	1.270	1.270
7	17.046	1.512	14.590	1.470	1.470	1.470	1.470	1.470	1.470
8	13.541	1.712	12.600	1.630	1.630	1.630	1.630	1.630	1.630
9	9.568	1.853	10.350	1.760	1.760	1.760	1.760	1.760	1.760
10	5.151	1.928	7.830						

** FACTORES DE PARTICIPACION **

PISO	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4
1	11.427	59.365	59.365	39.213
2	12.162	63.652	63.652	36.132
3	12.806	57.571	57.571	32.707
4	13.257	51.168	51.168	28.993
5	13.249	44.540	44.540	25.120
6	12.689	37.915	37.915	21.315
7	13.000	31.471	31.471	17.807
8	14.060	24.971	24.971	14.308
9	15.631	17.941	17.941	10.363
10	20.201	10.101	10.101	5.766

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

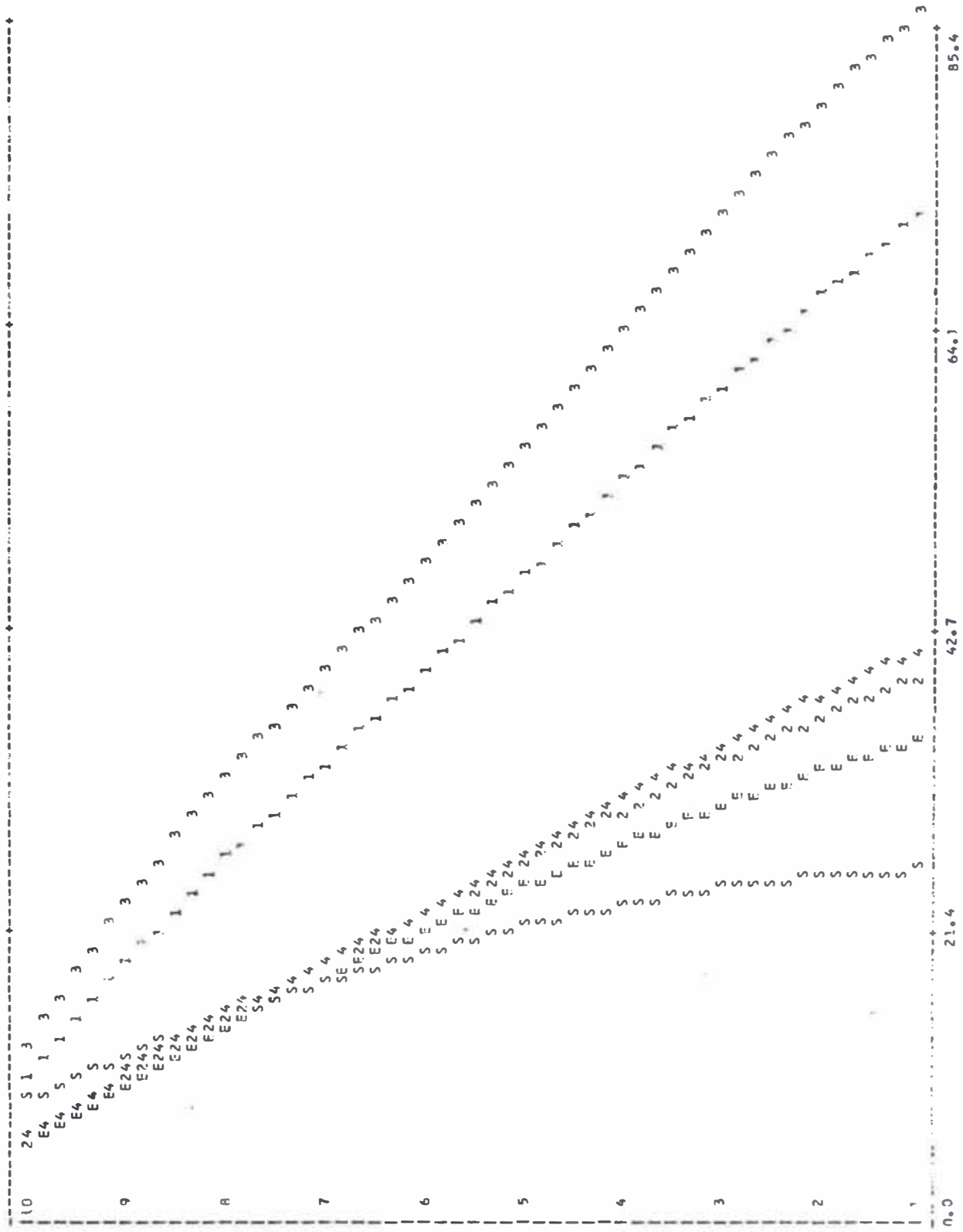
PISO	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4
1	F.I. 11.427	F.I. 59.365	F.I. 59.365	F.I. 39.213
2	F.I. 12.162	F.I. 63.652	F.I. 63.652	F.I. 36.132
3	F.I. 12.806	F.I. 57.571	F.I. 57.571	F.I. 32.707
4	F.I. 13.257	F.I. 51.168	F.I. 51.168	F.I. 28.993
5	F.I. 13.249	F.I. 44.540	F.I. 44.540	F.I. 25.120
6	F.I. 12.689	F.I. 37.915	F.I. 37.915	F.I. 21.315
7	F.I. 13.000	F.I. 31.471	F.I. 31.471	F.I. 17.807
8	F.I. 14.060	F.I. 24.971	F.I. 24.971	F.I. 14.308
9	F.I. 15.631	F.I. 17.941	F.I. 17.941	F.I. 10.363
10	F.I. 20.201	F.I. 10.101	F.I. 10.101	F.I. 5.766

PI(S)

VARIACION DE CORTANTES

ESCALA:

1:46350



0.0

21.4

42.7

64.1

85.4

*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

		4		10		4.00		0.3	
		PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)							
		FORMAS DE MODO							
PISO		0.135	0.099	0.076	0.064	0.057	0.051	0.048	0.043
0.668									
0.328		-0.724	1.000	0.699	-0.865	-0.522	-0.306	-0.577	0.307
0.429		-0.870	0.586	0.667	0.364	0.464	0.428	1.000	-0.773
0.524		-0.911	-0.244	0.983	0.464	0.464	0.444	-0.359	1.000
0.611		-0.842	0.085	-0.594	-0.046	-0.522	-0.455	-0.664	-0.919
0.689		-0.677	0.582	0.758	-0.998	-0.399	0.235	0.980	0.553
0.788		-0.306	1.000	0.000	0.000	0.996	0.374	-0.715	-0.200
0.870		0.112	0.909	0.201	1.000	-0.548	-0.844	0.505	0.072
0.914		0.517	0.930	-0.928	-0.323	-0.476	1.000	-0.334	-0.026
0.977		0.824	0.042	0.034	-0.894	1.000	-0.785	0.188	0.009
1.000		1.000	-0.895	0.736	-0.616	-0.475	0.278	-0.057	-0.002

*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

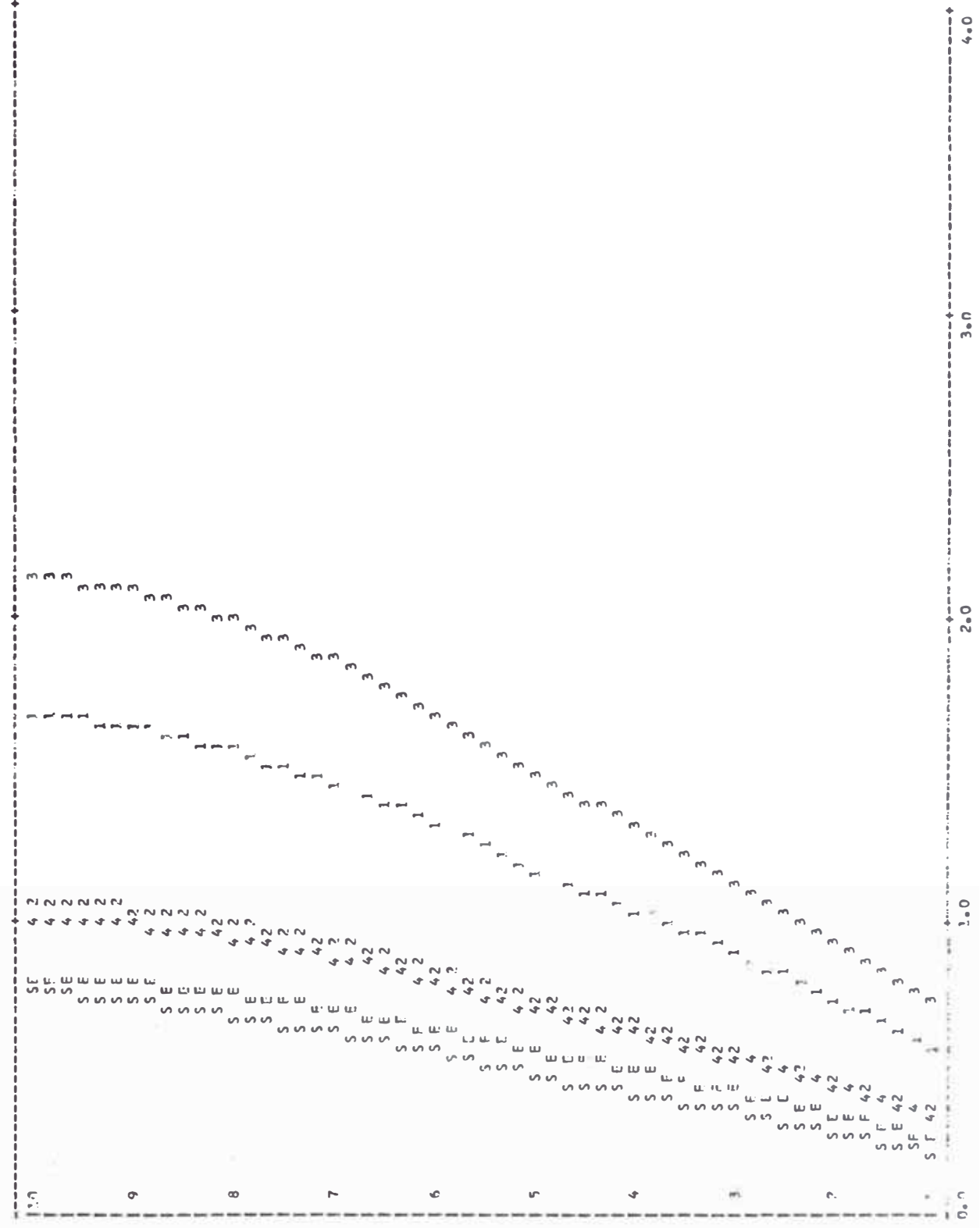
		PISO		D. ESP.(TN)		D. ESP.(CY)		C. EST.(TN)		D. EST.(CM)	
1.279		-0.374	-0.136	0.084	0.050	-0.034	-0.021	-0.013	-0.017	0.009	
2		39.645	0.767	0.350	28.030	0.210					
3		34.023	0.427	0.496	27.020	0.350					
4		30.659	0.559	0.559	25.600	0.470					
5		27.047	0.638	0.638	23.780	0.550					
6		23.237	0.705	0.705	21.620	0.620					
7		19.590	0.757	0.757	19.150	0.680					
8		15.105	0.792	0.792	16.290	0.730					
9		10.491	0.811	0.811	13.050	0.760					
10		5.539	0.811	0.811	9.440						

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

		ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
PISO	F.o.I.	C.o.	F.o.I.	C.o.	F.o.I.	C.o.	F.o.I.	C.o.	D.o.
2	18.042	97.872	6.488	51.262	14.869	102.702	0.717	7.570	52.648
3	19.079	97.673	7.558	48.019	17.000	101.268	0.938	8.571	48.863
4	19.357	73.112	9.348	44.240	18.821	92.762	1.142	9.355	44.578
5	18.578	63.434	9.708	39.965	20.123	83.352	1.330	9.857	39.900
6	17.771	54.245	10.251	35.291	20.462	73.290	1.495	9.875	34.972
7	18.690	45.259	10.338	30.437	21.013	63.059	1.708	10.010	30.034
8	20.582	35.914	10.477	25.311	22.821	52.502	1.886	10.756	25.029
9	23.536	25.914	10.537	19.730	24.839	41.092	2.025	11.741	19.651
10	27.610	13.805	10.664	13.688	27.002	28.682	2.121	12.904	13.781
			10.705	7.199	30.362	15.181	2.171	14.658	7.329

PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 300.00000



*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

		5		10		4.00		0.4	
		PERIODO DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)							
		FORMAS DE MODO							
PISO	C. ESP.(TN)	D. ESP.(CM)	0.083	0.050	0.032	-0.021	-0.015	-0.010	0.009
1-267	-0.354	0.160	0.083	0.050	0.032	-0.021	-0.015	-0.010	0.009
2	43.194	0.179	30.810	0.140					
3	40.211	0.239	30.120	0.190					
4	37.038	0.295	29.020	0.240					
5	33.336	0.346	27.430	0.280					
6	29.419	0.391	25.500	0.320					
7	25.272	0.442	23.150	0.370					
8	20.938	0.483	20.460	0.420					
9	16.275	0.516	17.350	0.450					
10	11.280	0.538	13.830	0.480					
	5.938	0.549	9.890	0.500					

** FACTORES DE PARTICIPACION **

PISO	F. I.	F. I.	F. I.	F. I.	F. I.	F. I.	F. I.	F. I.	F. I.
1	17.394	7.351	67.750	0.774	6.491	131.773	0.556	8.293	62.880
2	19.619	8.817	59.075	0.367	19.391	122.928	0.743	9.633	58.733
3	21.166	10.242	54.667	0.454	22.035	113.232	0.918	10.789	53.917
4	21.976	11.460	49.546	0.533	24.167	102.215	1.078	11.667	48.522
5	21.746	12.154	43.816	0.603	25.208	90.131	1.219	12.017	42.689
6	21.718	12.945	37.739	0.680	26.478	77.577	1.376	12.484	36.680
7	21.060	14.051	31.266	0.744	28.612	64.288	1.505	13.441	30.438
8	20.124	15.073	24.241	0.794	30.789	49.982	1.606	14.501	23.718
9	21.751	15.980	16.704	0.828	32.925	34.588	1.675	15.615	16.467
10	31.573	17.428	8.714	0.846	36.251	18.125	1.711	17.320	8.660

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

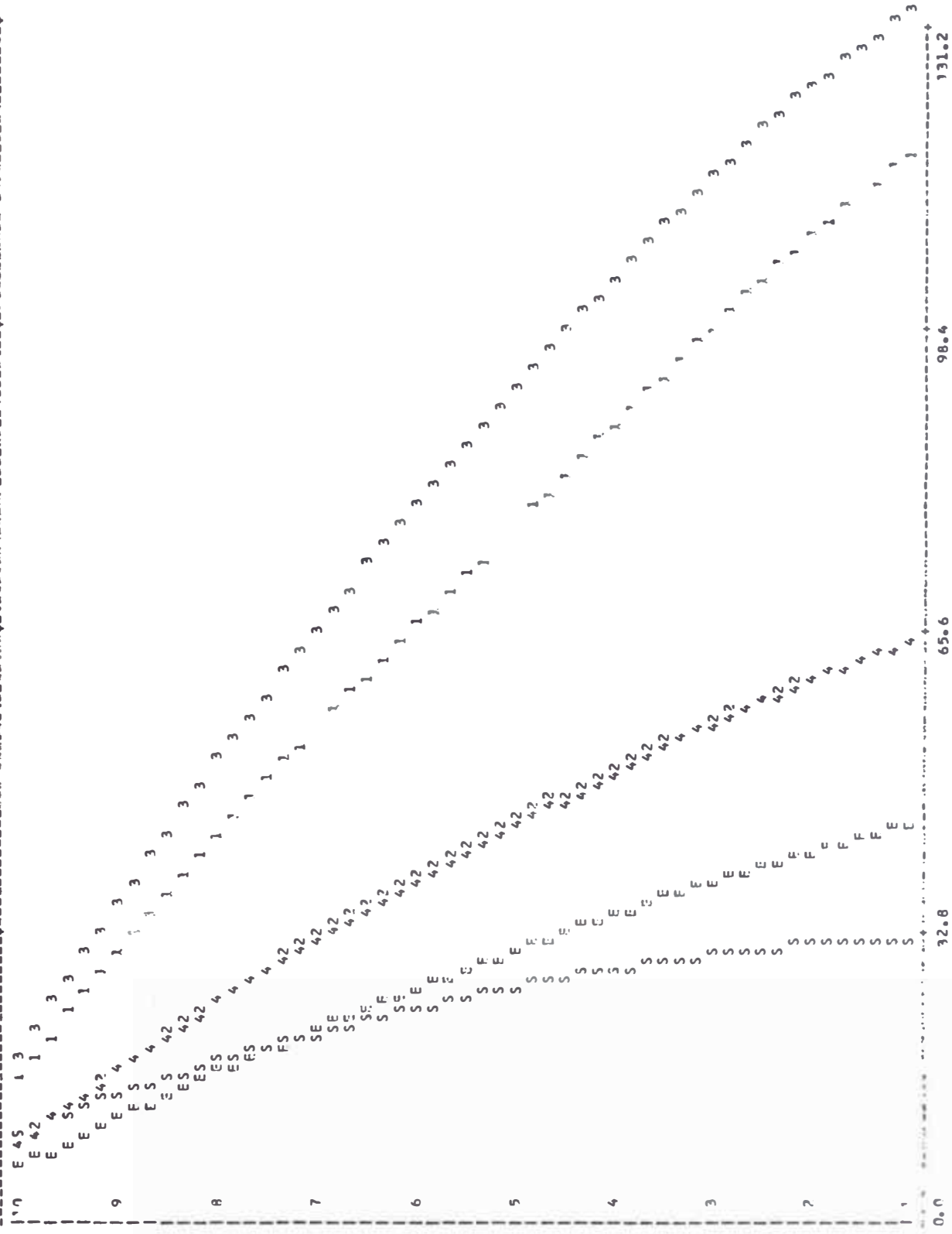
PISO	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4
1	115.567	67.750	131.773	62.880
2	136.868	59.075	122.928	58.733
3	97.058	54.667	113.232	53.917
4	96.475	49.546	102.215	48.522
5	75.437	43.816	90.131	42.689
6	64.614	37.739	77.577	36.680
7	51.754	31.266	64.288	30.438
8	42.224	24.241	49.982	23.718
9	29.662	16.704	34.588	16.467
10	15.787	8.714	18.125	8.660

PISO

VARIACION DE CORTANTES

ESCALA:

0.95294



 *** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)		°		4.00		0.5	
6	°	0.050	0.042	0.037	0.034	0.032	0.030
0.441	0.152	0.088	0.064	0.037	0.034	0.032	0.030
FORMAS DE MODOS							
0.310	-0.736	-0.919	1.000	-0.866	0.901	-0.581	-0.293
0.425	-0.912	-0.955	0.531	0.021	-0.534	0.701	0.622
0.533	-0.955	-0.439	-0.374	0.879	-0.955	0.243	-0.971
0.632	-0.860	0.176	-0.972	0.548	-0.436	-0.818	1.000
0.720	-0.640	0.716	-0.777	-0.525	1.000	0.152	-0.790
0.810	-0.272	1.000	0.195	-0.979	-0.513	0.866	-0.505
0.884	0.139	0.895	0.983	0.044	-0.941	-0.817	-0.317
0.941	0.528	0.223	0.869	1.000	0.671	-0.238	0.191
0.980	0.831	-0.465	-0.041	0.447	0.869	1.000	-0.101
1.000	1.000	-0.330	-0.913	-0.780	-0.721	-0.530	0.030

*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

PISO	C. ESP.(TN)	D. ESP.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)	-0.009	-0.008
1.263	-0.167	0.087	-0.053	0.032	-0.022	-0.015
1	46.545	0.125	39.940	0.120		
2	43.454	0.171	39.020	0.160		
3	39.921	0.214	37.540	0.210		
4	35.969	0.253	35.490	0.250		
5	31.662	0.288	32.820	0.290		
6	27.173	0.324	29.670	0.330		
7	22.485	0.354	26.060	0.370		
8	17.663	0.377	21.890	0.400		
9	12.095	0.392	17.160	0.420		
10	6.356	0.405	11.889	0.440		

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

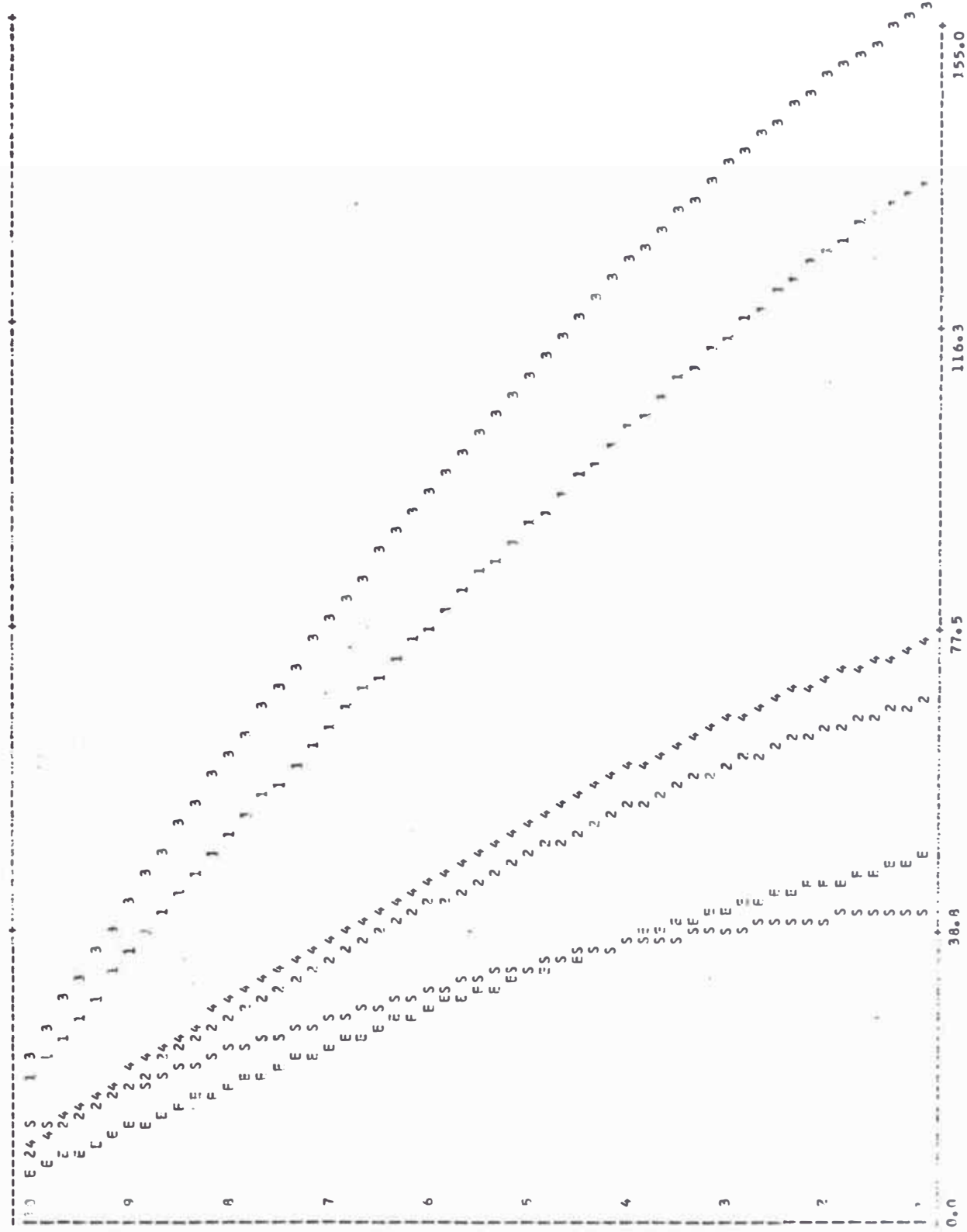
PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
	F. I.	C. Co	F. I.	C. Co	F. I.	C. Co	F. I.	C. Co
1	48.505	133.289	7.550	66.849	18.048	155.021	9.001	73.884
2	21.393	124.736	9.222	63.074	21.841	145.997	10.751	69.384
3	23.617	113.340	10.945	58.463	25.439	135.077	12.345	64.008
4	25.500	101.531	12.246	53.041	28.486	122.357	13.648	57.936
5	25.454	88.981	13.085	46.918	30.242	108.114	14.338	51.012
6	25.980	76.254	13.937	40.375	32.052	92.993	15.074	43.843
7	27.716	63.263	15.094	33.407	34.657	76.967	16.254	36.106
8	29.944	49.405	16.150	25.960	37.120	59.639	17.460	28.179
9	32.543	34.433	17.086	17.785	39.365	41.079	18.591	19.459
10	36.324	18.162	18.109	9.248	42.794	21.397	20.327	10.163

PIS^o

VARIACION DE CORTANTES

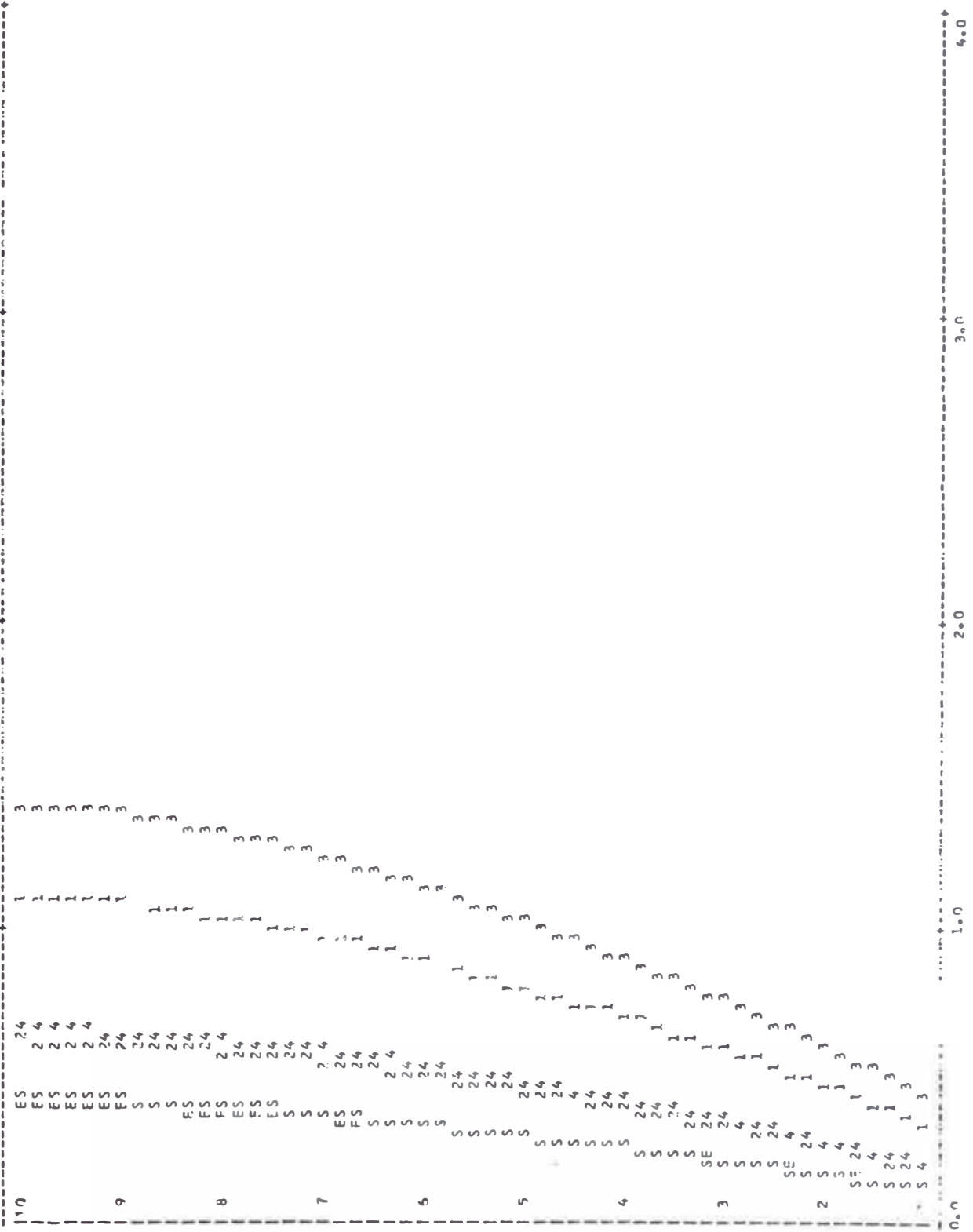
ESCALA:

0.-80634



VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000

PISJ



*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

7 4.00 0.6

PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)

FORMAS DE MODO

FORMAS DE MODO	0.055	0.043	0.036	0.032	0.029	0.027	0.026
0.375	0.029	0.075	0.055	0.043	0.036	0.032	0.029
0.299	-0.721	-0.928	0.993	-0.882	0.972	-0.640	-0.555
0.420	-0.909	-0.879	0.505	0.052	-0.629	0.816	0.283
0.533	-0.354	-0.437	-0.411	0.912	-0.986	0.169	-0.629
0.636	-0.850	0.215	-0.971	0.481	0.607	-0.913	0.651
0.728	-0.613	0.762	-0.687	1.000	0.358	-0.430	-0.337
0.817	-0.239	1.000	0.292	-0.908	0.732	0.784	-0.751
0.890	0.175	-0.751	1.000	-0.799	-0.917	-0.949	0.639
0.946	0.560	-0.137	0.779	1.000	0.836	-0.067	-0.951
0.982	0.851	-0.544	-0.165	0.298	0.822	1.000	0.328
1.000	1.000	-0.968	-0.956	-0.855	-0.930	-0.687	-0.196
							0.075

*** FACTORES DE PARTICIPACION **

PISO	C. ESP (TN)	0.092	-0.056	0.030	-0.022	-0.015	0.009	-0.007
	C. ESP (CM)	D. ESP. (CM)	C. EST. (TN)	D. EST. (TN)	D. EST. (CM)			
1.263	-0.371	-0.172	0.092	-0.056	0.030	-0.022	-0.015	0.009
1	49.899	0.097	42.080	0.090				
2	45.611	0.129	41.100	0.120				
3	41.842	0.163	39.530	0.160				
4	37.673	0.194	37.340	0.190				
5	32.992	0.222	34.530	0.220				
6	28.166	0.249	31.190	0.260				
7	23.132	0.271	27.350	0.280				
8	17.742	0.289	22.940	0.310				
9	12.993	0.300	17.920	0.330				
10	5.821	0.305	12.320	0.340				

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

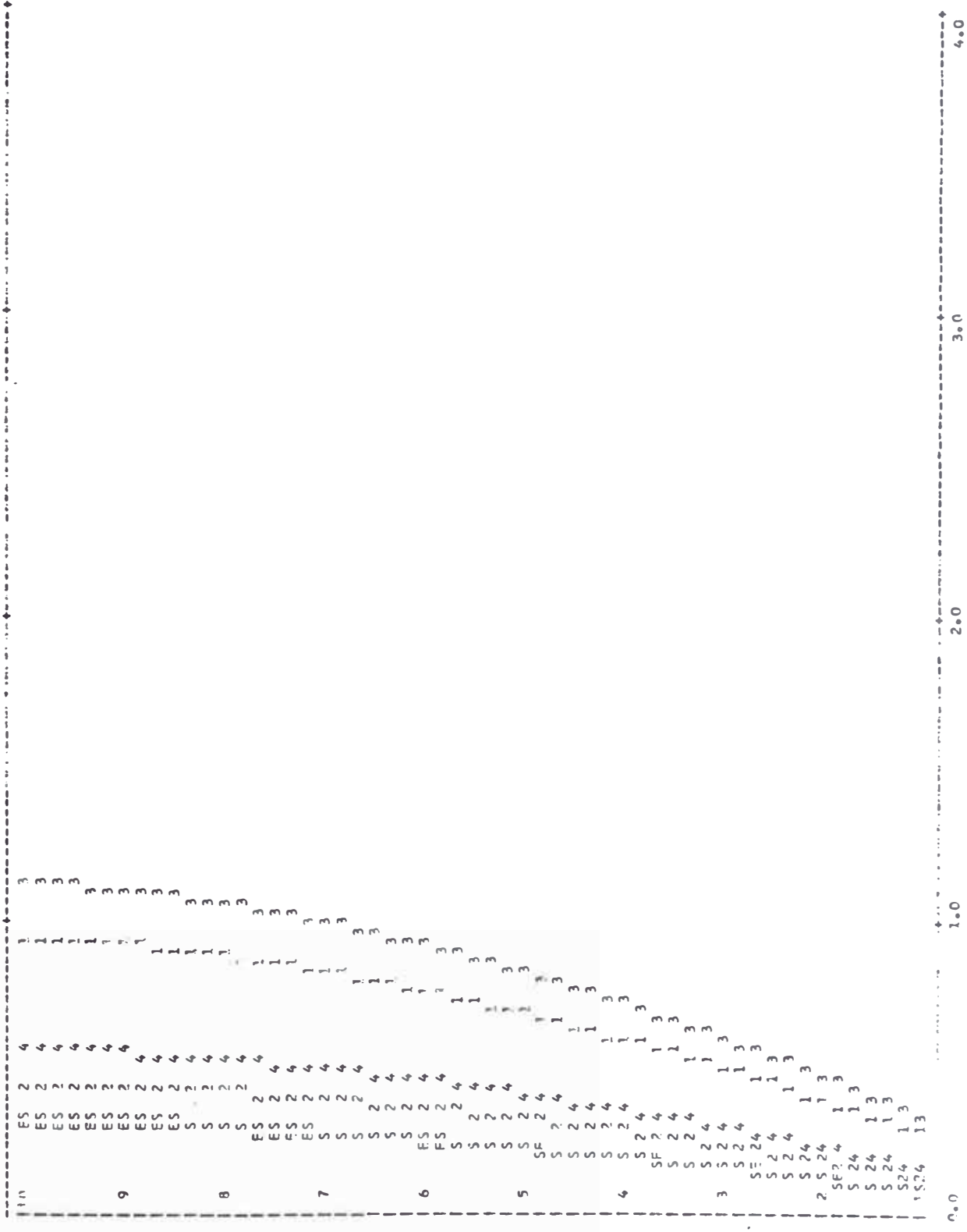
PISO	ZONA 1			ZONA 2			ZONA 3			ZONA 4		
	F.o	C.o	F.o	C.o	F.o	C.o	F.o	C.o	F.o	C.o	F.o	C.o
1	19.672	150.042	0.283	7.519	66.400	0.134	18.980	167.845	0.338	9.751	84.326	0.168
2	27.294	140.205	0.397	9.280	62.646	0.188	23.457	158.355	0.474	11.966	79.451	0.236
3	26.295	128.559	0.503	10.979	58.006	0.238	27.752	146.626	0.602	14.055	73.468	0.300
4	28.549	115.412	0.500	12.442	52.517	0.284	31.450	132.751	0.719	15.830	66.440	0.357
5	29.548	101.137	0.585	13.336	46.296	0.375	33.770	117.026	0.820	16.889	58.525	0.409
6	31.642	95.363	0.769	14.188	39.628	0.364	35.864	100.171	0.921	17.910	50.081	0.458
7	32.860	71.043	0.937	15.345	32.534	0.397	38.789	87.238	1.003	19.350	41.126	0.499
8	35.377	54.613	0.890	16.402	24.861	0.422	41.461	62.844	1.066	20.702	31.451	0.531
9	38.056	36.924	0.925	17.324	16.660	0.438	43.791	42.114	1.107	21.915	21.100	0.551
10	35.793	17.877	0.942	15.977	7.998	0.446	40.436	20.218	1.127	20.285	10.142	0.561

PLS3

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS

ESCALA:

30.00000



*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

8	1.0	4.00	0.7
0.237	0.049	0.033	0.026
0.237	0.049	0.028	0.024
0.237	0.049	0.023	0.023

FORMAS DE MODOS

0.293	-0.711	1.000	0.979	-0.651	-0.553	0.305	-0.240
0.406	-0.976	0.543	0.024	0.821	1.000	-0.689	0.615
0.571	-0.977	0.459	0.971	-0.989	0.169	0.754	-0.883
0.627	-0.833	0.173	0.519	0.594	-0.920	-0.470	1.000
0.721	-0.650	0.737	-0.617	1.000	0.372	-0.031	-0.945
0.810	-0.283	0.700	0.233	-0.936	0.766	0.572	0.788
0.884	0.131	0.790	0.979	-0.956	-0.905	-0.933	-0.622
0.941	0.524	0.215	0.839	1.000	0.741	1.000	0.448
0.980	0.830	-0.476	0.059	0.408	1.000	-0.752	-0.269
1.000	1.000	-0.932	-0.904	-0.784	-0.560	0.416	0.086

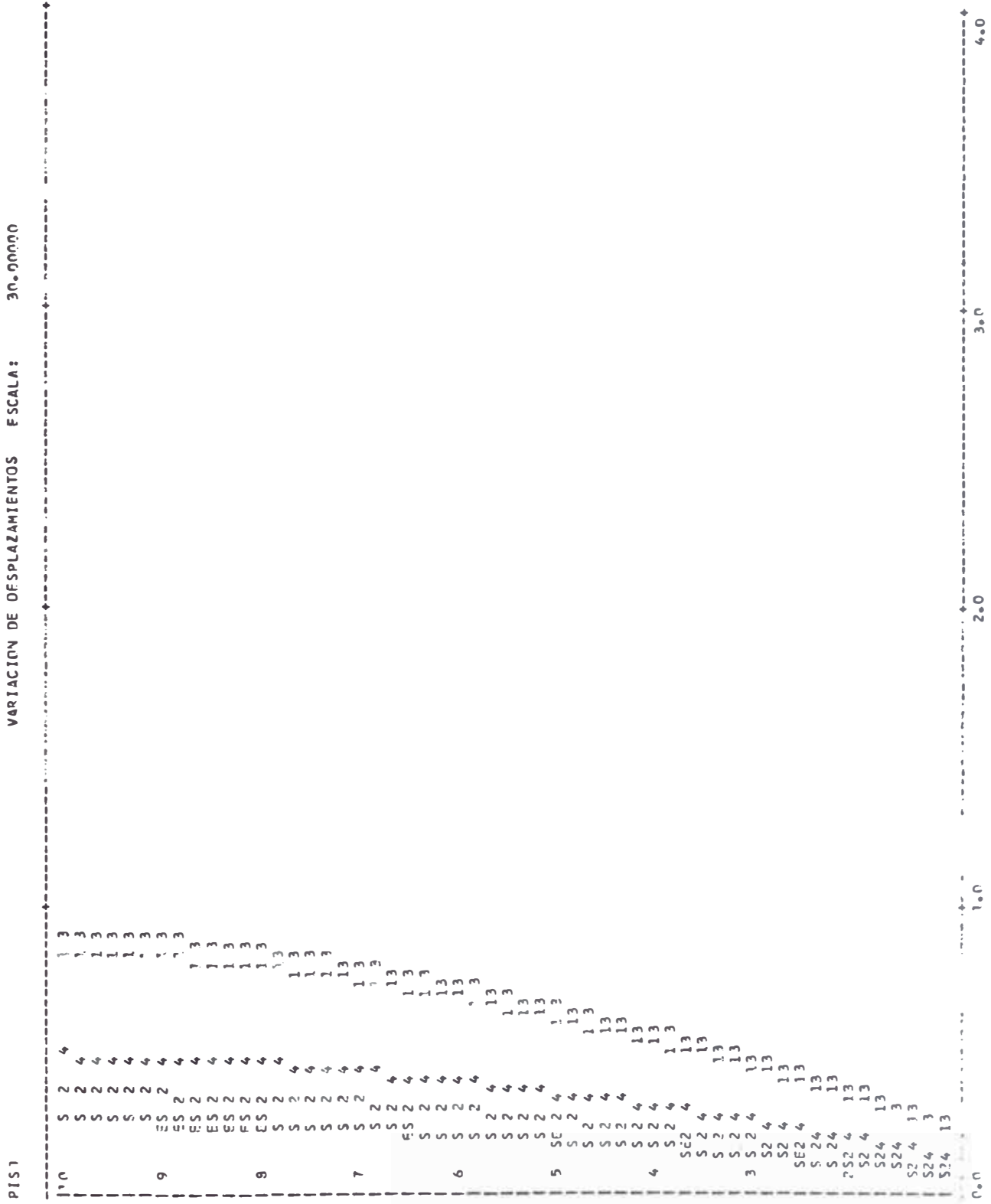
*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

PISO	C. FSP.(TN)	D. FSP.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)	0.016	0.010	-0.007
1.263	-0.130	0.097	-0.060	0.022	-0.024	0.010	-0.007
1	53.962	0.073	43.950	0.070	0.070	0.070	0.070
2	48.552	0.104	42.920	0.100	0.100	0.100	0.100
3	44.613	0.133	41.280	0.130	0.130	0.130	0.130
4	40.190	0.160	38.990	0.160	0.160	0.160	0.160
5	35.362	0.184	36.030	0.180	0.180	0.180	0.180
6	30.314	0.206	32.520	0.200	0.200	0.200	0.200
7	25.057	0.225	28.590	0.230	0.230	0.230	0.230
8	19.444	0.240	23.850	0.250	0.250	0.250	0.250
9	13.458	0.250	18.590	0.270	0.270	0.270	0.270
10	7.055	0.255	12.710	0.280	0.280	0.280	0.280

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1			ZONA 2			ZONA 3			ZONA 4		
	F.I.	C.	D.	F.I.	C.	D.	F.I.	C.	D.	F.I.	C.	D.
1	20.412	167.414	0.240	67.821	0.102	1.6685	171.436	0.258	9.973	91.504	0.137	0.137
2	24.557	157.208	0.344	64.125	0.146	23.318	162.094	0.369	12.446	86.518	0.197	0.197
3	28.302	146.832	0.441	59.513	0.187	27.772	150.435	0.474	14.797	81.295	0.253	0.253
4	31.168	130.731	0.530	54.029	0.225	31.503	136.574	0.569	16.815	72.896	0.304	0.304
5	33.618	115.147	0.619	47.798	0.259	33.839	120.822	0.654	18.062	64.489	0.349	0.349
6	34.373	93.828	0.534	42.237	0.291	35.987	103.903	0.735	19.208	55.458	0.392	0.392
7	36.573	81.792	0.746	36.986	0.317	38.910	85.909	0.802	20.768	45.354	0.428	0.428
8	39.241	63.502	0.795	26.290	0.338	41.599	66.454	0.854	22.204	35.470	0.456	0.456
9	41.991	43.882	0.929	17.406	0.352	43.999	45.655	0.869	23.485	24.368	0.475	0.475
10	45.773	22.886	0.945	9.358	0.359	47.310	23.655	0.908	25.252	12.626	0.484	0.484

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



***** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L *** *****

*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

9 0.062 0.045 0.035 0.030 0.026 0.024 0.022 0.021

PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)

FORMAS DE MODO

PISO	0.305	0.104	0.062	0.045	0.035	0.030	0.026	0.024	0.022	0.021
1	0.273	-0.699	-0.315	1.000	-0.919	1.000	-0.672	-0.549	0.320	0.226
2	0.398	-0.915	-0.909	0.553	0.020	-0.628	0.851	1.000	-0.729	-0.580
3	0.516	-0.983	-0.433	-0.382	0.930	-0.996	0.349	-0.591	0.829	0.850
4	0.624	-0.892	0.167	-0.980	0.512	0.634	-0.943	-0.325	-0.579	-0.997
5	0.770	-0.656	0.739	-0.714	-0.637	0.993	0.430	0.963	0.083	1.000
6	0.810	-0.288	1.000	0.239	-0.925	-0.718	0.735	-0.829	0.488	-0.899
7	0.941	0.127	0.788	0.976	0.140	-0.954	-0.927	0.046	-0.895	0.751
8	0.980	0.522	0.732	0.831	1.000	0.770	-0.107	0.773	1.000	-0.564
9	1.000	0.830	-0.479	-0.064	0.397	0.912	1.000	-0.986	-0.768	0.348
10		1.000	-0.933	-0.902	-0.787	-0.819	-0.570	0.427	0.277	-0.314

** FACTORES DE PARTICIPACION **

PISO	1.264	-0.376	-0.195	0.101	-0.062	0.033	-0.025	-0.017	0.010	0.006
	C. ESP.(TN)	D. ESP.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)						
1	54.314	0.059	45.620	0.050						
2	50.754	0.086	44.540	0.080						
3	46.636	0.112	42.930	0.110						
4	42.002	0.135	40.440	0.130						
5	36.941	0.155	37.360	0.150						
6	31.657	0.175	33.700	0.180						
7	26.152	0.191	29.510	0.190						
8	20.298	0.203	24.670	0.210						
9	14.065	0.212	19.180	0.220						
10	7.355	0.216	13.050	0.230						

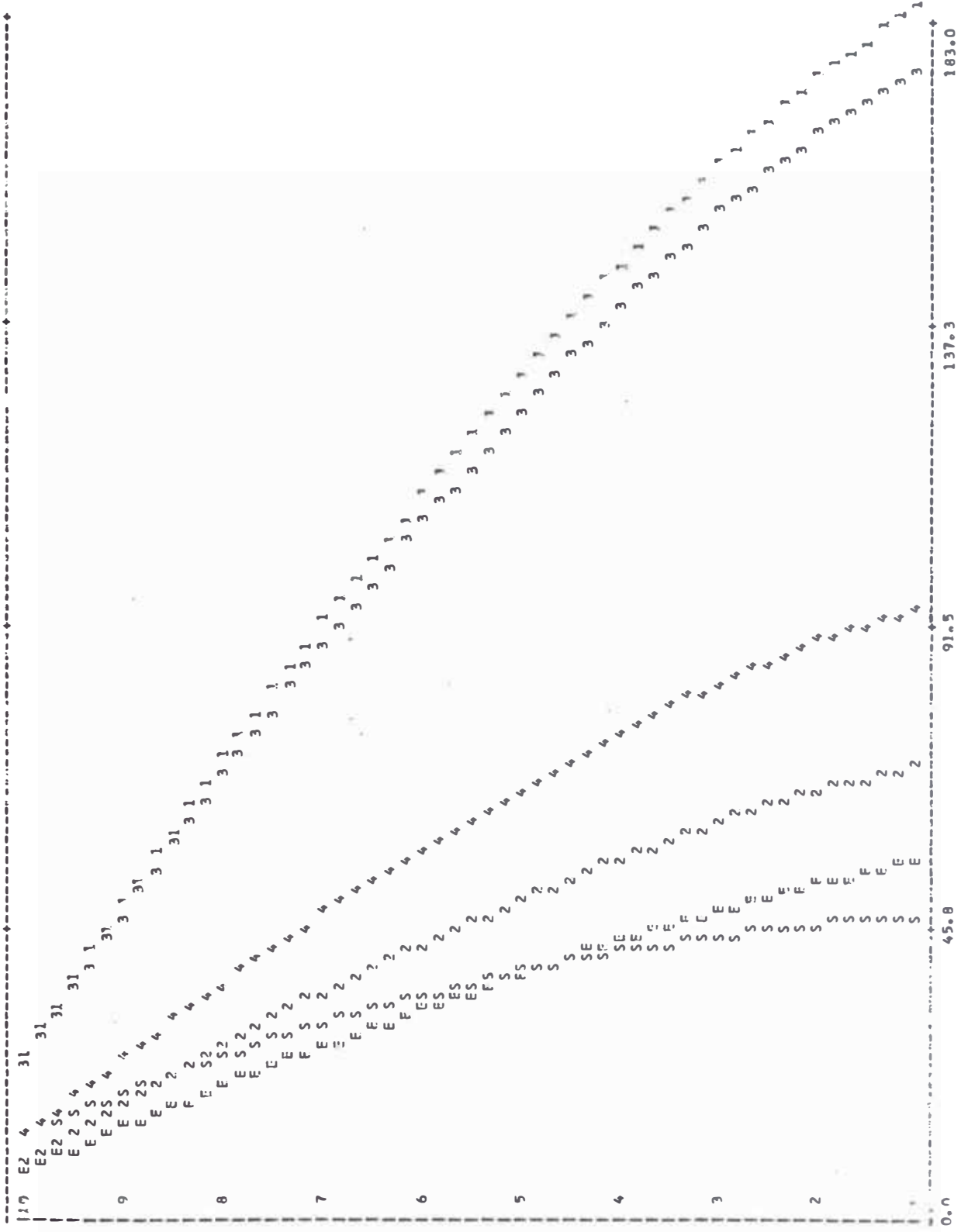
RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1			ZONA 2			ZONA 3			ZONA 4		
	F. I.	C. Co	D. Co	F. I.	C. Co	D. Co	F. I.	C. Co	D. Co	F. I.	C. Co	D. Co
1	21.235	183.016	0.210	7.351	69.317	0.081	18.582	172.691	0.204	9.918	92.174	0.109
2	26.100	172.398	0.306	9.243	64.642	0.118	23.364	163.400	0.297	12.471	87.215	0.159
3	30.423	158.348	0.396	11.031	60.020	0.152	27.983	151.718	0.384	14.803	80.979	0.205
4	33.939	144.137	0.478	12.562	54.505	0.184	31.755	137.776	0.464	16.949	73.538	0.248
5	35.924	127.167	0.551	13.517	48.224	0.212	34.169	121.899	0.536	18.238	65.064	0.286
6	37.761	109.205	0.519	14.375	41.465	0.238	36.337	104.814	0.602	19.395	55.945	0.321
7	40.630	92.325	0.676	15.538	34.277	0.260	39.277	86.646	0.657	20.964	46.247	0.351
8	43.520	70.010	0.720	16.611	26.508	0.277	41.990	67.007	0.700	22.412	35.765	0.374
9	46.379	48.250	0.750	17.576	18.203	0.288	44.428	46.012	0.729	23.714	24.559	0.389
10	50.120	25.060	0.765	18.829	9.415	0.294	47.596	23.798	0.744	25.405	12.702	0.397

PISO

VARIACION DE CORTANTES

ESCALA: 1/68300

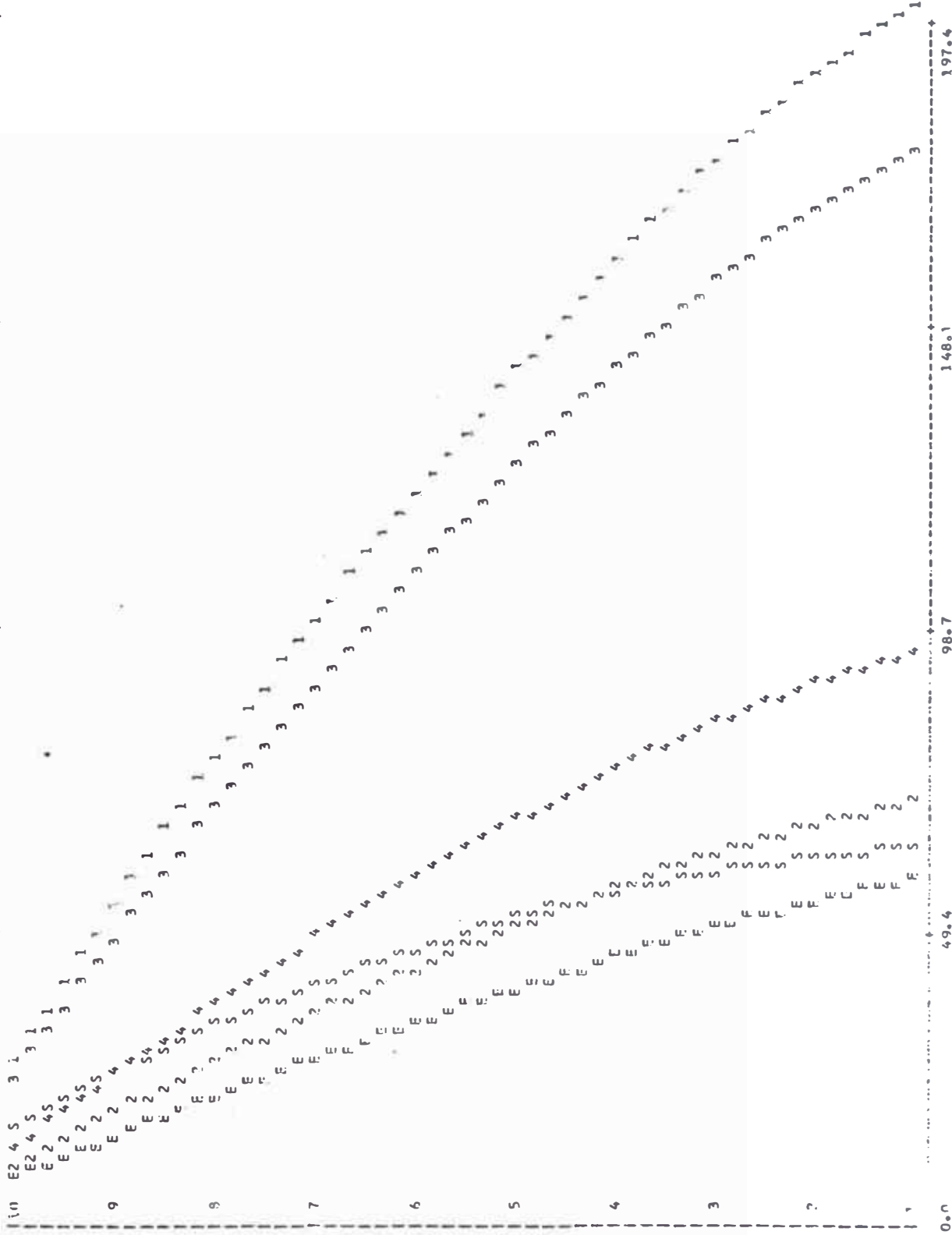


PTS9

VARIACION DE CORTANTES

ESCALA:

0.63310



0.0

49.4

98.7

148.1

197.4

*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

PERIODOS DE VIBRACION EN SEGUNDOS		1.0	4.00	1.0
0.262	0.089	0.039	0.026	0.021
FORMAS DE MODOS				
0.257	-0.676	1.000	-0.935	1.000
0.335	-0.909	0.574	0.005	0.622
0.506	-0.990	-0.370	0.937	-0.978
0.618	-0.005	0.980	0.511	-0.969
0.717	-0.668	0.736	-0.707	0.954
0.808	-0.300	-0.070	0.241	-0.913
0.883	0.118	0.798	0.971	0.160
0.941	0.517	0.272	0.823	1.000
0.930	0.928	-0.431	0.069	0.888
0.970	1.000	-0.935	-0.899	-0.791
				-0.817

*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

PISO	C. ESP.(TN)	D. FSP.(TN)	C. EST.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)
1.265	-0.193	0.109	-0.068	0.037	-0.027
					-0.018
1	58.200	0.043	63.130	0.050	0.080
2	54.419	0.065	61.600	0.110	0.110
3	50.016	0.085	59.170	0.130	0.150
4	45.050	0.104	55.760	0.150	0.180
5	39.619	0.120	51.390	0.200	0.210
6	33.938	0.135	46.180	0.220	0.230
7	28.032	0.148	40.210	0.220	0.220
8	21.737	0.158	33.320	0.220	0.220
9	15.031	0.164	25.520	0.220	0.220
10	7.854	0.168	16.790	0.230	0.230

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

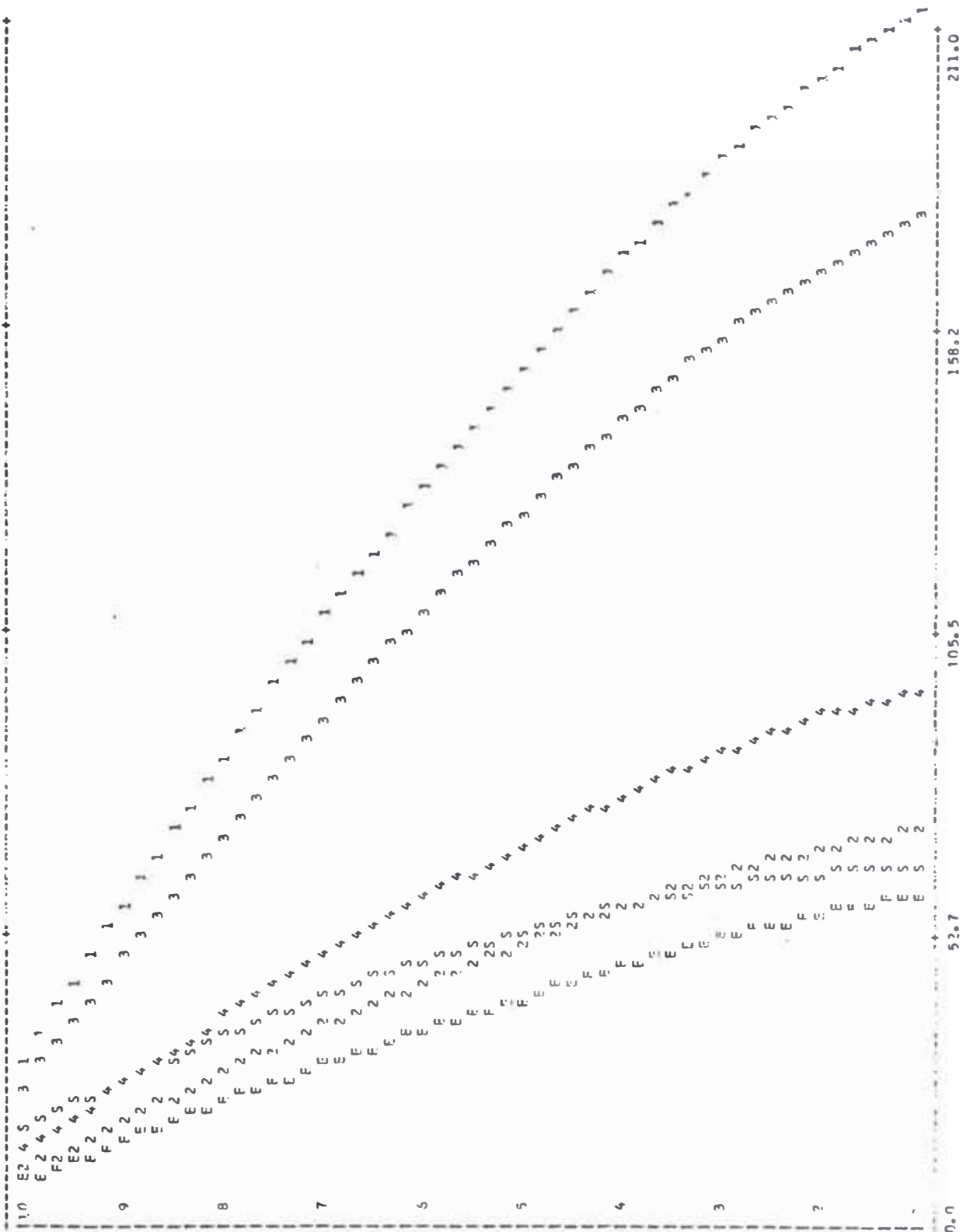
PISO	ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
	F. I. C.	D. C.	F. I. C.	D. C.	F. I. C.	D. C.
2	27.677	0.170	18.459	0.142	9.853	0.076
3	28.836	0.254	23.495	0.213	12.840	0.113
4	34.192	0.334	28.211	0.279	15.058	0.149
5	38.897	0.407	32.239	0.340	17.208	0.182
6	41.804	0.472	34.785	0.395	18.566	0.211
7	44.364	0.531	37.009	0.444	19.753	0.237
8	47.900	0.588	40.000	0.486	21.350	0.259
9	51.235	0.617	42.771	0.517	22.829	0.276
10	54.233	0.645	45.289	0.539	24.173	0.288
	57.975	0.658	48.232	0.550	25.744	0.294

PISO

VARIACION DE CORTANTES

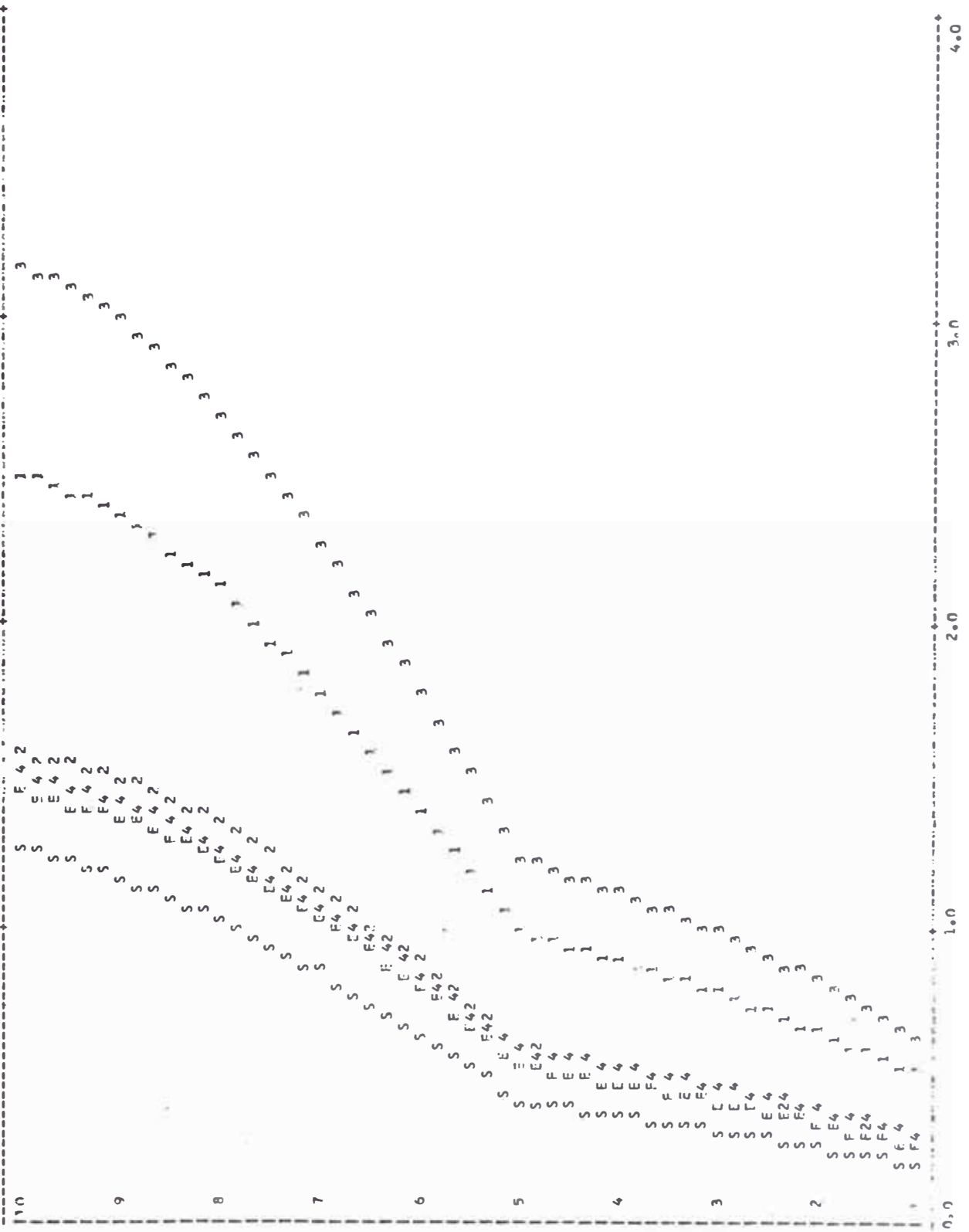
ESCALA:

0.59248



PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



0.0

1.0

2.0

3.0

4.0

*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

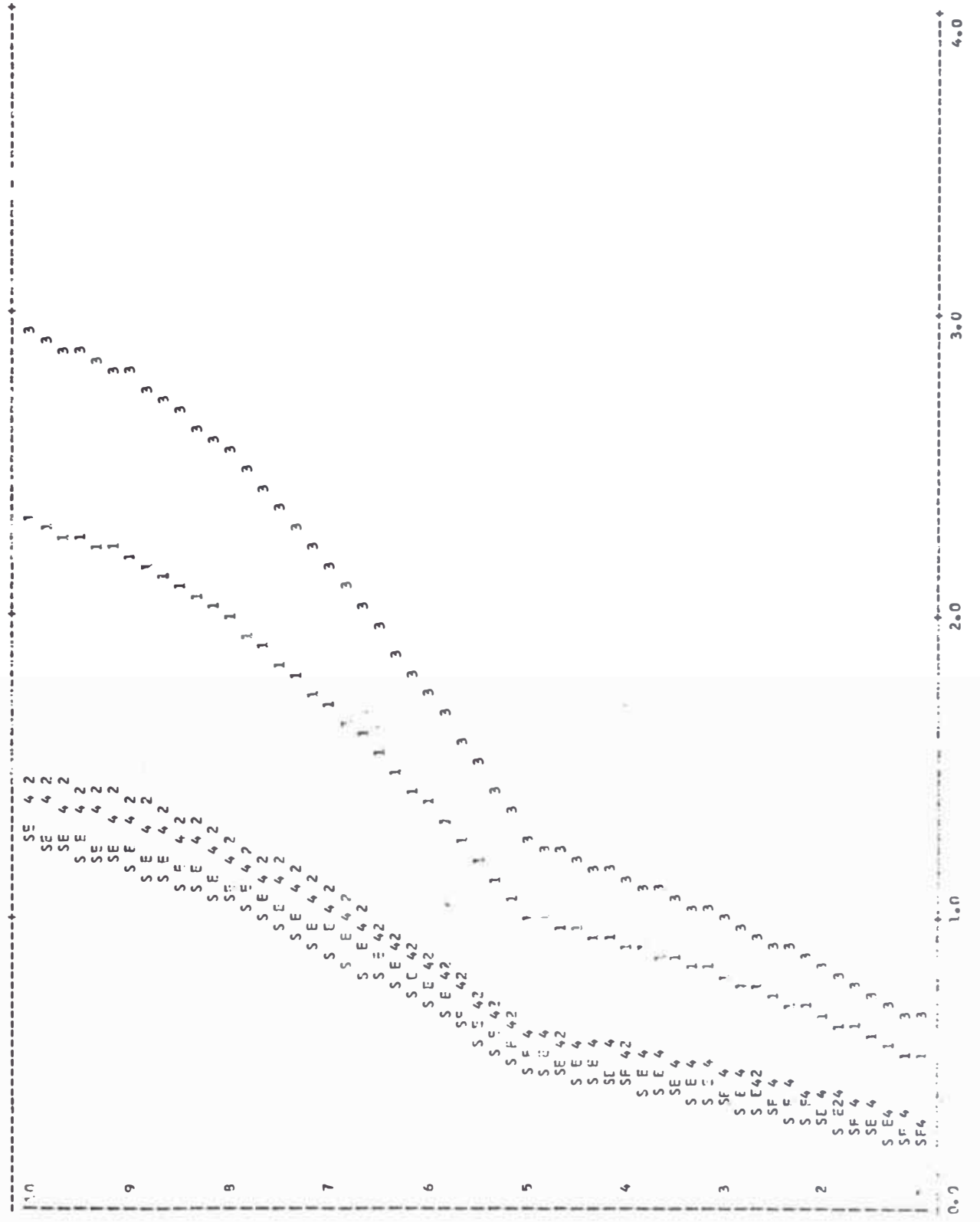
13		10		6-00		0-1	
PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)							
0.828	0.349	0.204	0.138	0.114	0.101	0.090	0.070
FORMAS DE MODO							
0.198	-0.666	0.472	-0.518	1.000	0.469	0.162	-0.880
0.254	-0.821	-0.452	-0.452	0.705	0.252	0.057	0.266
0.308	-0.976	-0.479	-0.477	0.006	-0.151	1.000	1.000
0.358	-0.974	-0.370	-0.098	-0.696	-0.442	-0.166	0.197
0.414	-1.062	-1.136	0.384	-1.000	-0.409	-0.079	-0.916
0.508	-0.662	0.679	1.000	0.081	0.997	0.603	0.229
0.745	-0.197	1.000	0.039	0.975	-0.556	-0.944	-0.057
0.870	0.317	0.592	-0.983	-0.385	-0.459	1.000	0.014
0.956	0.752	-0.246	-0.456	-0.855	1.000	-0.754	-0.004
1.000	1.000	-0.906	0.790	0.651	-0.508	0.279	0.001
1.414	-0.552	-0.700	0.120	0.102	0.058	0.019	-0.067
** FACTORES DE PARTICIPACION **							
PISO	C. ESP.(TN)	D. ESP.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)			
1	83.234	0.765	56.590	0.220			
2	77.914	0.339	55.270	0.290			
3	71.713	0.409	53.150	0.360			
4	64.877	0.472	50.190	0.470			
5	57.409	0.530	46.380	0.470			
6	50.010	0.756	41.900	0.690			
7	42.228	0.954	36.790	0.880			
8	33.583	1.114	30.970	1.050			
9	23.759	1.227	24.230	1.170			
10	12.478	1.286	16.770	1.260			

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4				
	F.o.	C.o.	F.o.	C.o.	F.o.	C.o.	F.o.	C.o.			
2	32.532	205.705	0.526	13.990	102.742	0.311	34.391	0.652	18.136	117.948	0.313
3	36.310	183.439	0.669	16.205	95.747	0.398	39.661	0.831	20.873	108.880	0.399
4	39.893	171.284	0.798	18.225	87.645	0.478	44.366	0.995	23.292	98.444	0.476
5	42.140	151.337	0.911	19.529	78.533	0.550	47.207	1.140	24.701	86.798	0.543
6	41.657	130.267	1.009	19.418	68.768	0.615	46.502	1.268	24.223	74.447	0.602
7	37.730	107.438	1.389	18.810	59.059	0.870	42.157	1.767	21.187	62.336	0.828
8	36.518	90.573	1.734	19.854	49.654	1.094	41.730	2.273	20.095	51.742	1.034
9	39.477	72.114	2.024	22.641	39.727	1.277	47.077	2.584	22.487	41.695	1.207
10	47.716	52.409	2.239	26.723	28.407	1.408	57.302	2.854	27.992	30.451	1.336
	57.101	28.551	2.355	30.090	15.045	1.477	66.220	2.998	32.910	26.455	1.404

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000

PISO



*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

	14	10	6.00	0.2
	0.267	0.106	0.072	0.063
	0.656	0.148	0.087	0.060

FORMAS DE MODO

PISO	0.267	0.148	0.087	0.072	0.063	0.060	0.047	0.040
1	0.506	0.506	0.969	0.767	0.379	0.388	0.862	0.324
2	0.457	0.530	0.733	0.371	0.037	-0.096	1.000	-0.800
3	0.466	0.484	0.105	-0.317	-0.348	-0.436	-0.097	1.000
4	0.509	0.888	-0.579	-0.756	-0.326	-0.121	-0.927	-0.853
5	0.497	0.336	-0.954	0.593	0.078	0.376	0.791	0.411
6	0.958	0.463	-0.651	1.000	0.894	0.253	-0.181	-0.062
7	0.405	0.000	0.486	0.688	-0.799	-0.782	0.042	0.009
8	0.904	0.436	0.579	0.000	-0.250	0.395	-0.010	-0.001
9	0.958	0.799	0.326	-0.776	1.000	-0.822	0.002	0.000
10	0.000	0.000	-0.834	0.862	-0.557	0.317	-0.000	-0.000

** FACTORES DE PARTICIPACION **

PISO	0.455	0.176	0.113	0.058	0.034	0.029	0.041	0.010
1	0.176	0.176	0.113	0.058	0.034	0.029	0.041	0.010

PISO	F.I.	C.	ESP.(TN)	D.	ESP.(CM)	C.	EST.(TN)	D.	EST.(CM)
1	36.545	0.506	14.200	0.237	60.700	0.307	33.475	247.954	0.180
2	4.250	0.530	6.667	0.300	59.270	0.397	38.651	231.216	0.240
3	44.666	0.484	18.804	0.363	56.970	0.481	42.970	21.897	0.290
4	46.509	0.888	20.648	0.473	53.780	0.558	45.965	190.406	0.350
5	44.976	0.336	20.799	0.592	44.810	0.627	45.879	167.423	0.390
6	40.958	0.463	22.075	0.693	39.290	0.785	46.333	144.484	0.500
7	42.005	0.000	24.681	0.773	32.920	0.919	50.632	121.318	0.600
8	48.097	0.436	27.802	0.857	25.690	1.025	57.346	96.002	0.680
9	54.165	0.799	30.743	0.829	17.620	1.098	64.408	67.328	0.760
10	64.149	0.000	32.956	0.857	17.620	1.136	70.249	35.124	0.790

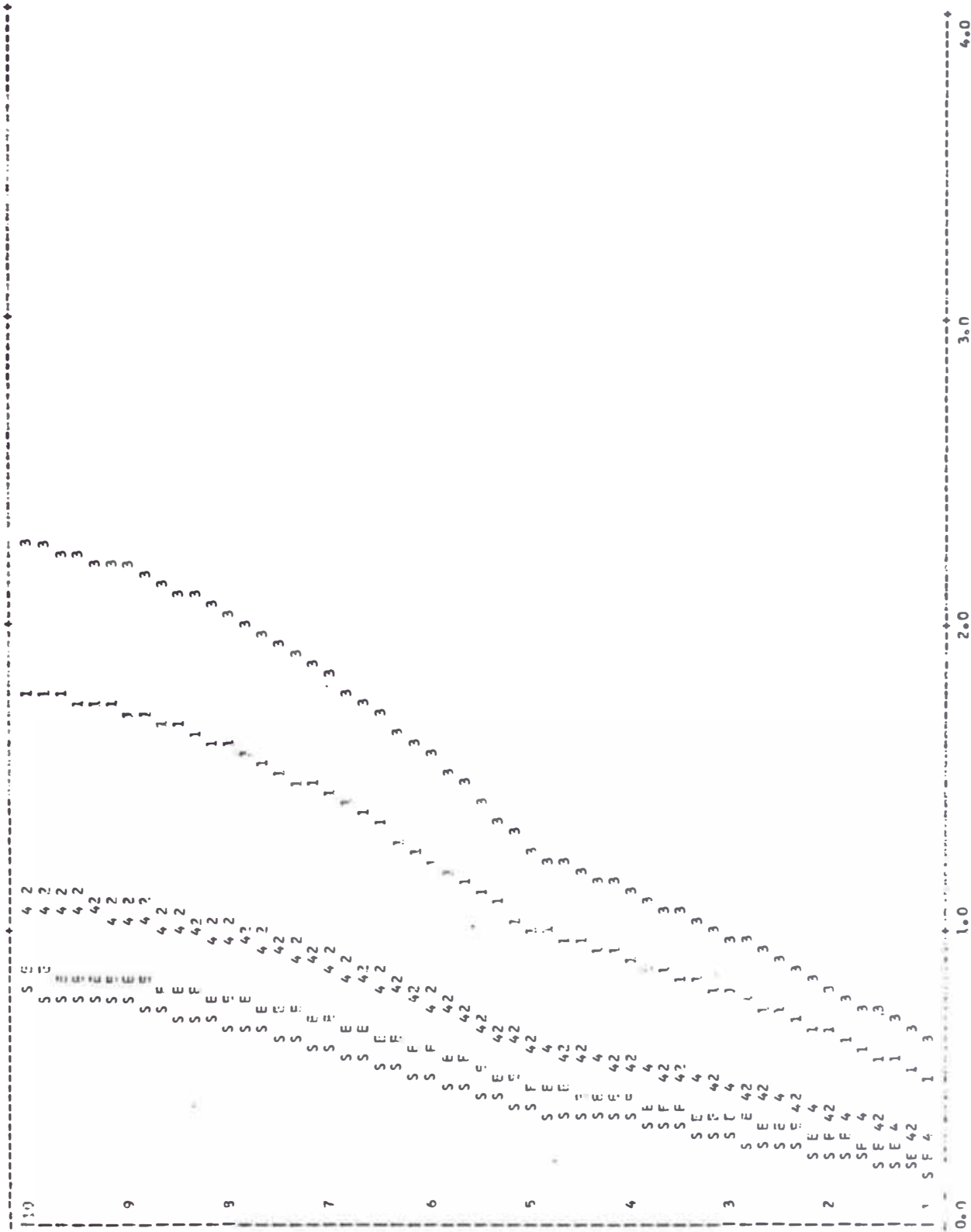
RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4
1	F.I. 14.200	F.I. 114.614	F.I. 33.475	F.I. 17.264
2	C. 0.506	C. 0.530	C. 0.307	C. 0.627
3	ESP.(TN) 6.667	ESP.(TN) 99.154	ESP.(TN) 0.481	ESP.(TN) 0.810
4	D. 18.804	D. 89.752	D. 0.558	D. 0.980
5	ESP.(CM) 20.799	ESP.(CM) 79.528	ESP.(CM) 0.627	ESP.(CM) 1.135
6	C. 0.463	C. 0.693	C. 0.785	C. 0.273
7	ESP.(TN) 24.681	ESP.(TN) 58.091	ESP.(TN) 0.919	ESP.(TN) 1.549
8	D. 27.802	D. 45.750	D. 1.025	D. 2.073
9	ESP.(CM) 30.743	ESP.(CM) 31.048	ESP.(CM) 1.098	ESP.(CM) 2.223
10	C. 0.000	C. 0.834	C. 0.317	C. 0.000
	C. 0.324	C. 0.862	C. 0.374	C. 0.651
	0.000	0.000	0.000	1.000
	0.853	0.064	0.064	-0.097
	0.411	1.000	1.000	0.791
	-0.062	-0.773	-0.773	-0.181
	0.009	0.574	0.574	0.042
	-0.001	-0.395	-0.395	-0.010
	0.000	0.232	0.232	0.002
	-0.000	-0.077	-0.077	-0.000
	0.295	0.381	0.460	0.532
	0.460	0.596	0.742	0.868
	0.532	0.695	0.742	0.868
	0.742	0.868	0.969	1.039
	0.868	1.039	1.076	1.076

ESCALA: 30.00000

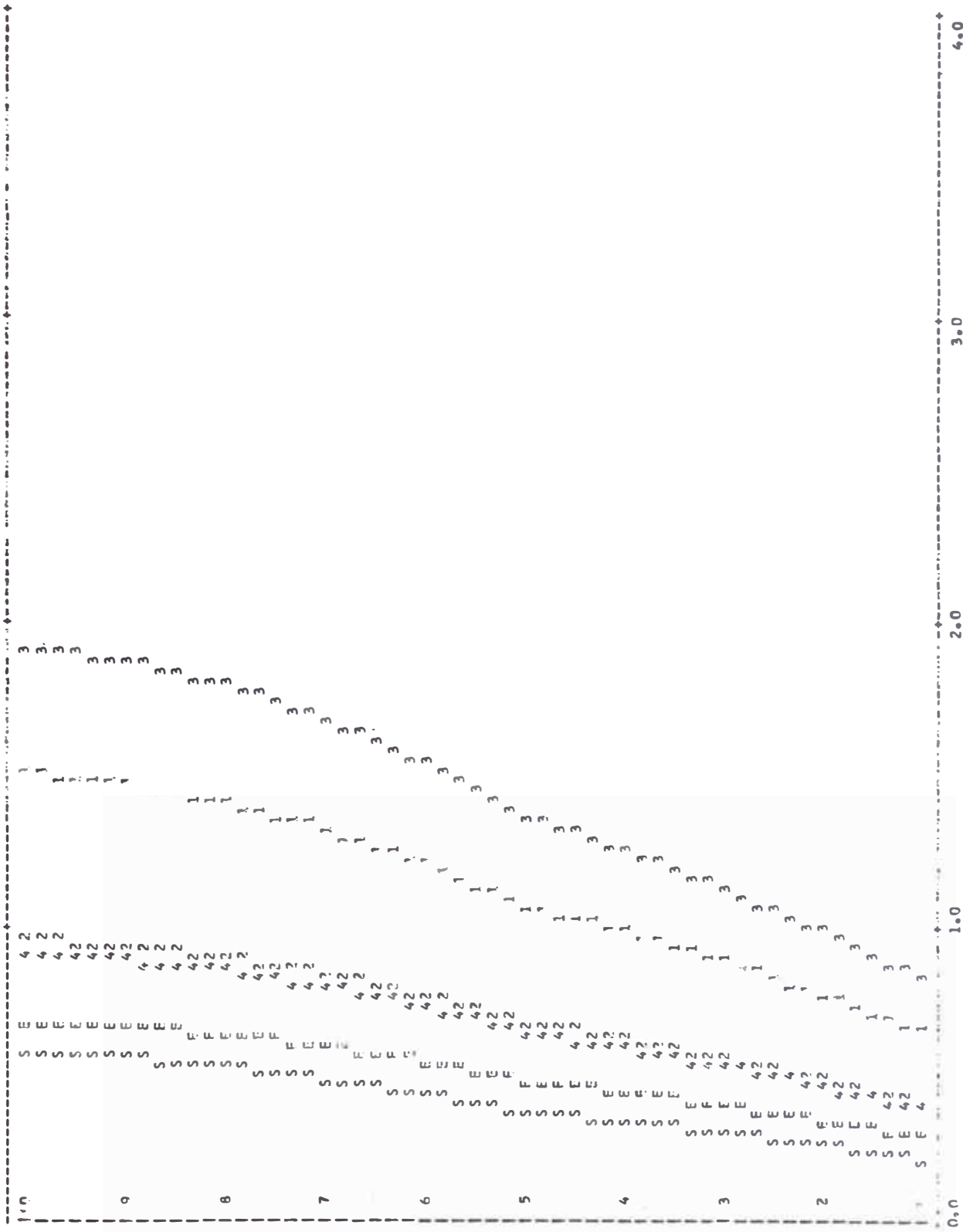
VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS

PISO



PTSO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



 *** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

16 10 6.00 0.4
 PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)

PISO	0.164	0.093	0.068	0.053	0.045	0.040	0.036	0.034	0.030
0.288	-0.672	-0.830	1.000	0.692	0.881	-0.540	-0.292	-0.603	0.318
0.334	-0.844	-0.815	0.636	0.104	0.319	0.438	0.382	1.000	-0.778
0.493	-0.909	-0.483	-0.187	-0.607	0.982	0.489	0.067	-0.328	1.000
0.595	-0.860	0.037	-0.875	-0.596	-0.008	-0.495	-0.422	-0.695	-0.914
0.656	-0.703	0.547	-0.932	0.124	-0.984	-0.432	0.182	0.975	0.548
0.773	-0.235	1.000	-0.035	1.000	-0.042	0.998	0.409	-0.670	-0.192
0.862	0.032	0.910	0.897	0.202	1.000	-0.545	-0.856	0.449	0.067
0.930	0.503	0.323	0.978	-0.934	-0.328	-0.465	1.000	-0.286	-0.024
0.977	0.825	-0.442	0.005	-0.506	-0.879	1.000	-0.791	0.259	0.008
1.000	1.000	-0.955	-0.912	0.770	0.653	-0.513	0.303	-0.051	-0.002

FORMAS DE MODO

*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

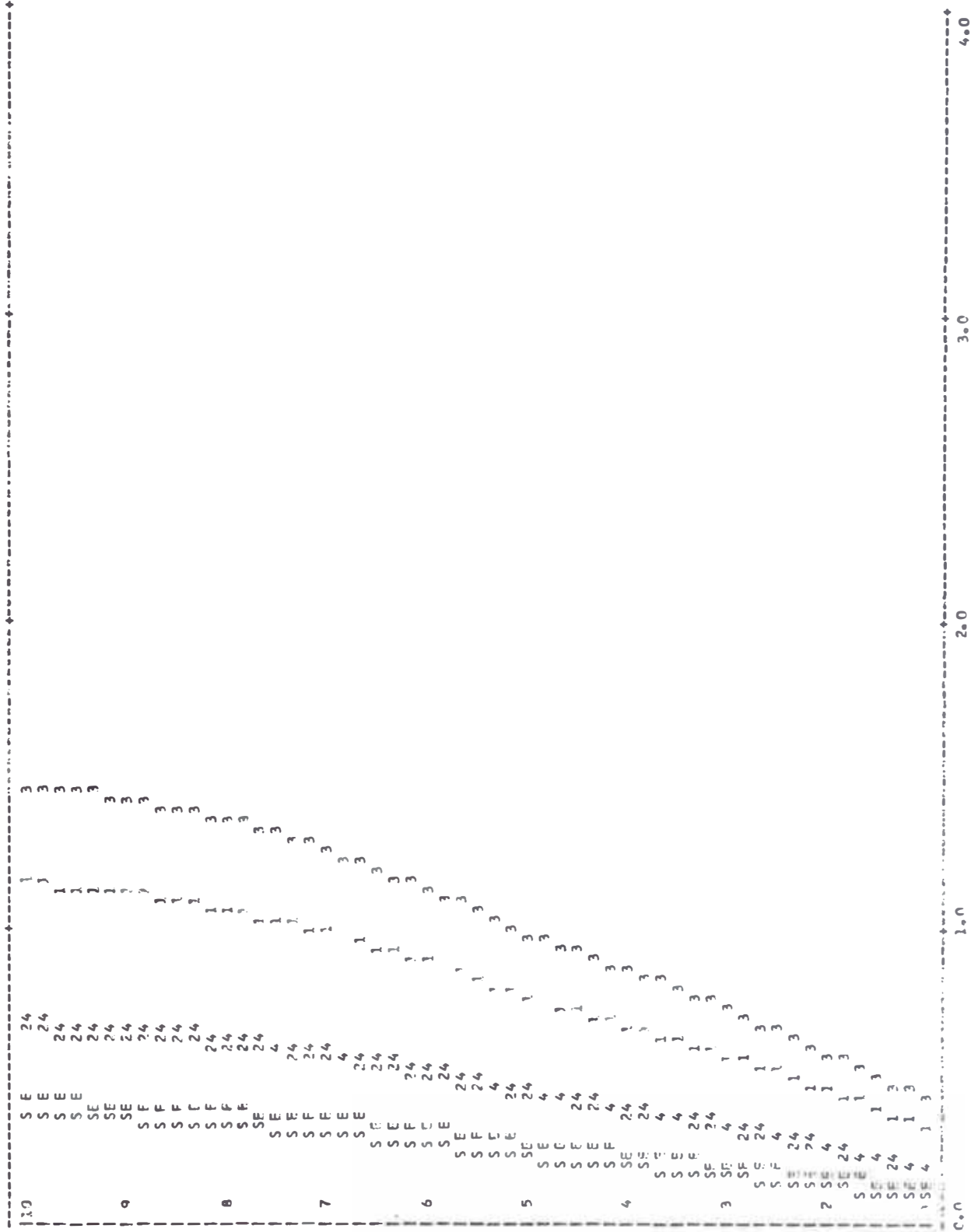
PISO	0.472	-0.174	0.099	0.059	-0.041	-0.026	-0.015	-0.022	0.012
	C. ESP.(TH)	D. ESP.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)					
1	101.951	0.122	69.160	0.090					
2	95.300	0.57	67.510	0.130					
3	87.626	0.209	64.870	0.140					
4	79.022	0.247	61.170	0.190					
5	69.622	0.281	56.410	0.220					
6	59.908	0.326	50.800	0.260					
7	49.725	0.363	44.620	0.300					
8	38.627	0.392	37.050	0.330					
9	26.638	0.412	28.700	0.350					
10	13.703	0.422	19.360	0.370					

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
	F. I.	D.	F. I.	D.	F. I.	D.	F. I.	D.
2	40.510	0.337	16.358	0.189	38.926	0.427	19.499	0.200
3	47.286	0.460	20.097	0.258	47.323	0.583	23.425	0.273
4	52.378	0.574	23.609	0.323	55.059	0.729	26.871	0.341
5	55.744	0.678	26.613	0.382	61.433	0.863	29.641	0.403
6	55.799	0.770	28.129	0.435	64.412	0.982	30.737	0.459
7	56.443	0.892	30.317	0.505	68.836	1.139	32.452	0.532
8	60.880	0.994	33.422	0.562	75.681	1.269	35.538	0.593
9	66.585	1.073	36.234	0.607	82.136	1.370	38.631	0.640
10	73.388	1.128	38.690	0.638	88.059	1.439	41.660	0.672
	78.640	1.156	40.031	0.653	91.542	1.474	43.600	0.689

PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.000000



C.O.

*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

17 6.00 0.5

PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS

FORMAS DE MODO	0.039	0.034	0.031	0.027
0.277	0.853	0.882	-0.453	0.560
0.390	0.848	-0.374	0.677	-0.768
0.496	-0.927	-0.706	0.386	1.000
0.593	-0.870	-0.592	-0.606	-0.944
0.680	-0.693	1.000	0.563	0.676
0.783	-0.374	0.057	0.972	-0.269
0.868	0.001	0.942	-0.697	0.317
0.933	0.509	-0.292	1.000	-0.051
0.978	0.827	-0.456	-0.862	0.021
1.000	1.000	-0.928	0.536	-0.006

** FACTORES DE PARTICIPACION **

PISO	C. ESP.(TN)	D	ESP:(CM)	C. EST.(TN)	Dc	EST.(CM)
1.280	-0.182	0.102	0.062	0.042	-0.027	-0.020
3	0.920	0.092	89.250	0.080		
4	0.909	0.130	87.070	0.120		
5	0.760	0.165	83.590	0.160		
6	0.593	0.197	78.710	0.190		
7	0.691	0.225	72.440	0.220		
8	0.572	0.259	65.050	0.260		
9	0.354	0.287	56.620	0.290		
10	0.610	0.309	46.910	0.320		
	0.976	0.324	35.890	0.340		
	1.40371	0.333	23.580	0.350		

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

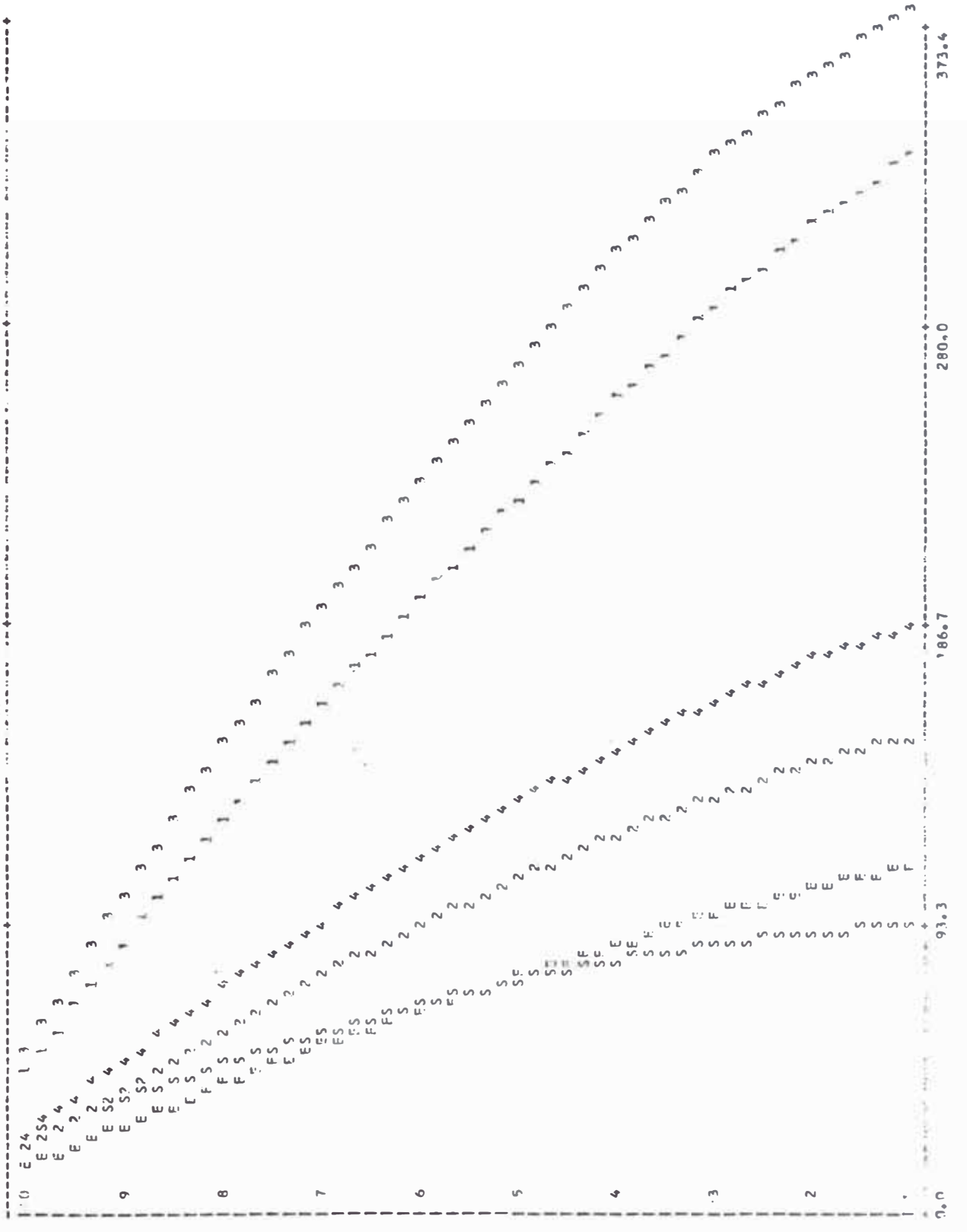
PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
	F.I	C. Co	F.I.	C. Co	F.I.	C. Co	F.I.	C. Co
2	42.019	37.654	16.158	147.709	40.844	373.375	20.651	182.116
3	50.509	306.497	20.137	139.630	50.902	352.954	25.471	171.791
4	56.593	231.242	23.842	129.562	60.267	327.503	29.834	159.055
5	61.691	252.746	27.007	117.641	68.267	297.369	33.477	144.138
6	67.995	221.911	28.673	104.127	72.478	263.236	35.263	127.400
7	64.791	190.453	30.744	89.801	77.715	226.997	37.537	109.768
8	70.019	158.057	33.708	74.429	85.207	188.140	41.053	91.000
9	76.024	123.048	36.402	57.575	92.016	145.536	44.375	70.473
10	81.722	85.016	38.782	39.374	98.033	99.528	47.453	48.286
11	87.330	43.675	39.966	10.983	101.024	50.512	49.119	24.560

PISO

VARIACION DE CORTANTES

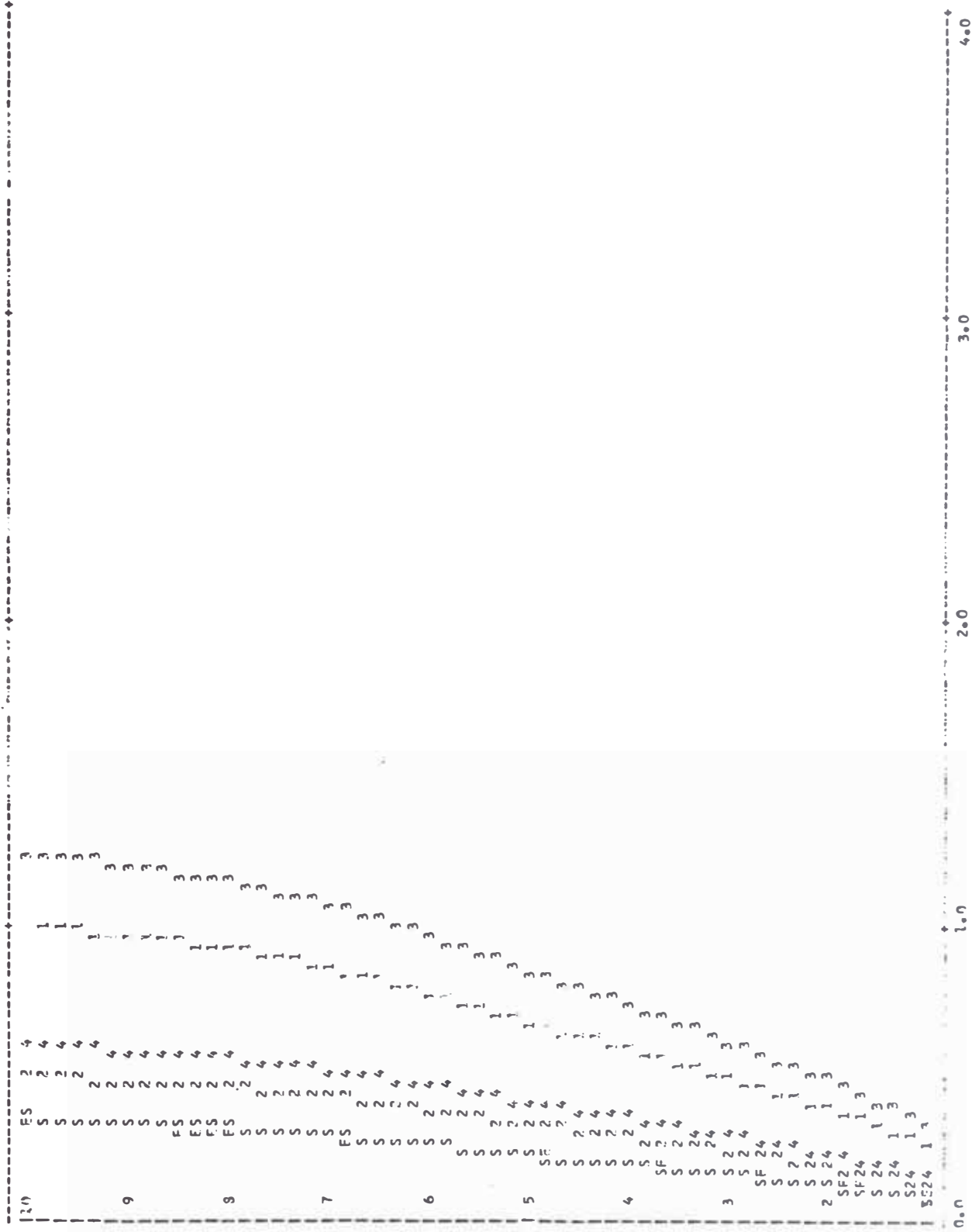
ESCALA:

0.33678



PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

PISOS	0.072	0.053	0.041	0.035	0.031	0.028	0.026	0.024
0.348	0.072	0.053	0.041	0.035	0.031	0.028	0.026	0.024

FORMAS DE MODO

PISOS	0.852	1.000	0.819	0.895	-0.552	-0.585	-0.400	0.313
0.266	0.852	1.000	0.819	0.895	-0.552	-0.585	-0.400	0.313
0.384	-0.871	0.620	0.066	-0.412	0.566	0.912	0.745	-0.758
0.495	-0.513	-0.261	-0.774	-0.959	0.333	-0.235	-0.485	1.000
0.596	-0.679	0.093	-0.931	0.262	-0.695	-0.700	-0.169	-0.972
0.637	-0.691	-0.849	0.375	1.000	-0.664	0.865	0.686	0.682
0.789	-0.321	0.000	1.000	-0.339	0.938	-0.928	-0.928	-0.349
0.871	0.850	0.960	0.038	-0.930	-0.740	1.000	0.777	0.777
0.935	0.510	0.885	-0.984	0.532	-0.304	1.000	-0.887	-0.089
0.978	-0.828	-0.466	-0.446	0.820	1.000	-0.948	0.611	0.041
1.000	-0.949	-0.932	-0.799	-0.701	-0.553	0.393	-0.222	-0.012

*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

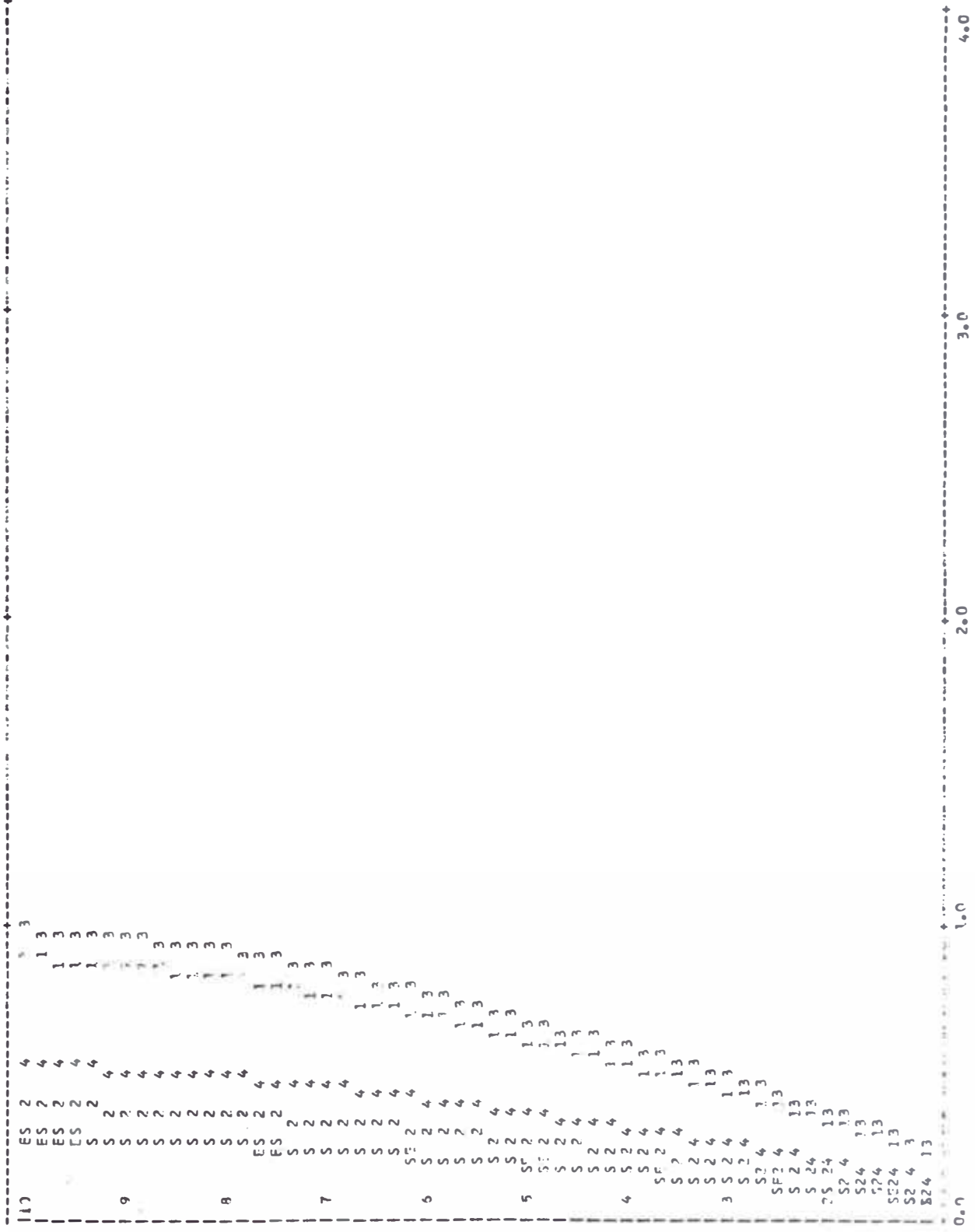
PISOS	0.149	0.105	0.065	0.043	-0.028	-0.020	-0.013	0.012
1.285	0.149	0.105	0.065	0.043	-0.028	-0.020	-0.013	0.012

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
	F.o.I.	C.o.	F.o.I.	C.o.	F.o.I.	C.o.	F.o.I.	C.o.
2	43.920	152.173	15.994	148.608	40.428	375.646	21.579	200.502
3	53.474	337.414	20.166	140.611	50.975	355.433	27.208	189.713
4	61.323	313.577	24.014	130.521	60.701	329.945	32.399	176.109
5	67.349	280.715	27.299	118.521	69.006	299.595	36.832	159.910
6	69.633	246.341	28.073	106.872	73.491	265.092	39.276	141.493
7	72.446	213.524	31.084	90.335	78.573	228.347	41.939	121.880
8	78.446	175.277	33.974	74.793	85.880	189.060	45.839	100.911
9	84.930	135.054	36.615	57.806	92.555	146.120	49.401	77.992
10	91.585	93.639	38.970	39.498	98.507	99.843	52.578	53.291
11	95.692	47.846	40.027	20.013	101.178	50.589	54.004	27.002

PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)	1.9	2.0	6.00	0.7
0.318	0.112	0.048	0.038	0.028
0.357	-0.965	0.001	-0.859	0.915
0.379	0.897	0.572	-0.441	0.624
0.413	-0.514	-0.274	0.819	-0.338
0.437	-0.587	-0.942	0.586	-0.675
0.460	-0.690	0.825	-0.444	0.987
0.479	-0.321	0.138	-0.597	-0.445
0.472	0.837	0.969	0.007	-0.362
0.511	0.245	0.873	0.000	0.954
0.579	0.828	-0.058	0.431	-0.977
1.000	-0.948	-0.934	-0.731	-0.567

FORMAS DE MODO

	D ₀	F ₀₁	C ₀	D ₁	F ₁₁	C ₁	D ₂	F ₂₁	C ₂	D ₃	F ₃₁	C ₃	D ₄	F ₄₁	C ₄
0.310	-0.333	0.647	0.000	-0.582	0.625	-0.625	-0.333	0.310	0.749	1.000	0.647	-0.749	0.216	0.346	0.113
0.357	0.501	-0.501	0.000	0.298	-0.338	0.338	0.501	0.749	1.000	0.501	-0.501	0.000	0.216	0.346	0.167
0.413	0.503	0.987	0.000	0.904	-0.445	0.445	0.503	0.745	0.998	0.987	0.503	0.000	0.216	0.346	0.262
0.429	0.845	-0.845	0.000	-0.791	0.362	-0.362	0.845	0.429	0.000	0.845	-0.845	0.000	0.216	0.346	0.303
0.436	0.935	-0.935	0.000	0.255	0.954	-0.954	0.436	0.000	0.935	0.935	-0.935	0.000	0.216	0.346	0.382
0.468	0.663	-0.663	0.000	0.567	-0.977	0.977	0.663	0.068	0.663	-0.663	0.000	0.216	0.346	0.410	0.429
0.521	-0.245	0.418	-0.418	-0.567	0.418	-0.418	-0.245	0.021	-0.245	0.418	-0.418	0.021	0.216	0.346	0.438

*** FACTORES DE PARTICIPACION **

PISO	C. ESP. (TN)	D. ESP. (CM)	C. EST. (TN)	D. EST. (CM)
1.283	-0.194	0.108	-0.067	0.043
2	117.606	0.067	96.150	0.050
3	110.005	0.090	93.790	0.080
4	111.039	0.116	90.020	0.110
5	91.050	0.143	84.730	0.130
6	30.045	0.162	77.940	0.160
7	58.623	0.185	69.920	0.180
8	56.734	0.205	60.720	0.200
9	43.944	0.220	50.250	0.220
10	30.237	0.230	38.310	0.240
	15.551	0.235	24.960	0.250

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

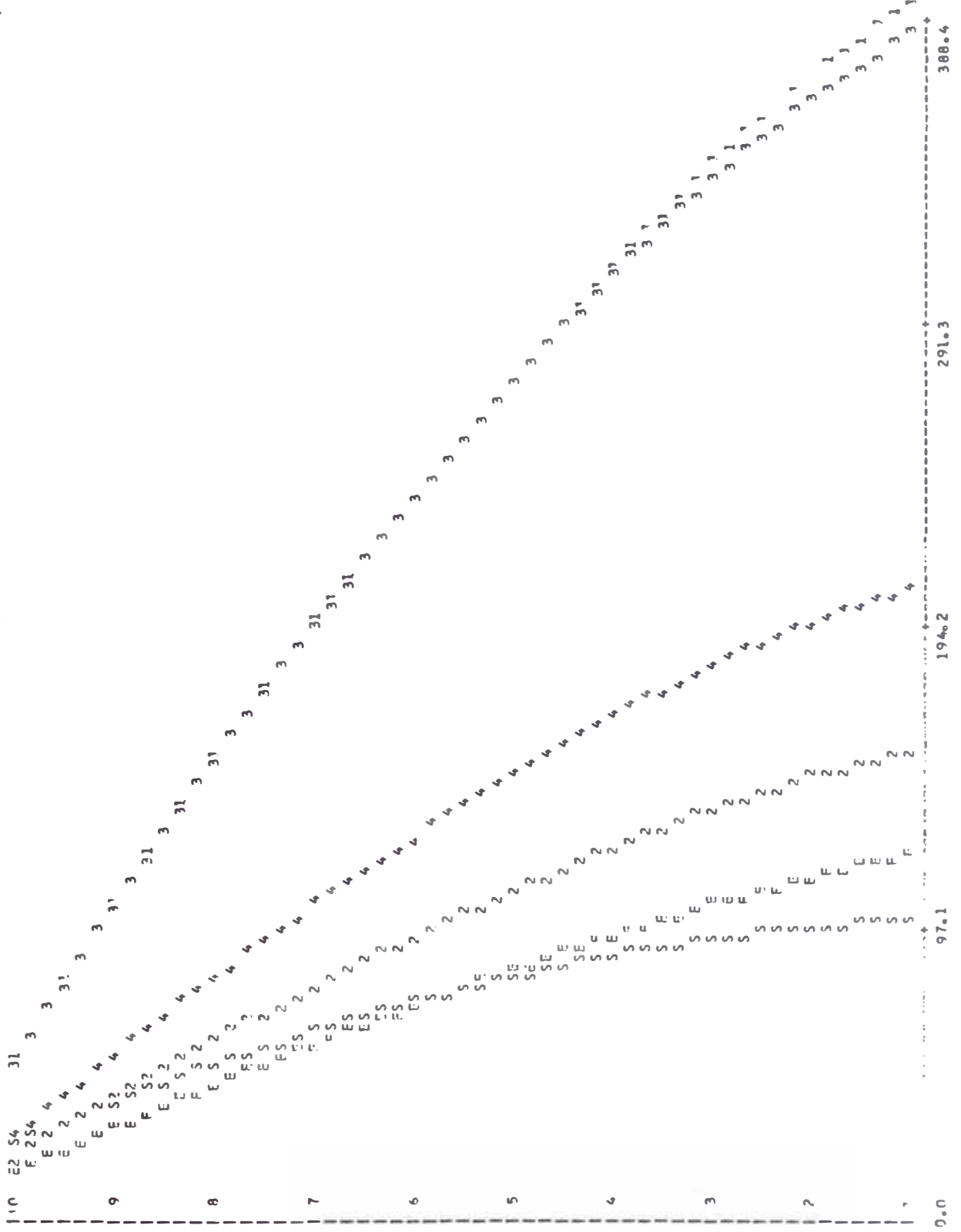
PISO	ZONA 1			ZONA 2			ZONA 3			ZONA 4		
	F ₀₁	C ₀	D ₀	F ₀₁	C ₀	D ₀	F ₀₁	C ₀	D ₀	F ₀₁	C ₀	D ₀
2	45.331	333.422	0.210	15.891	149.496	0.084	40.145	377.892	0.212	21.427	201.701	0.113
3	56.139	365.756	0.308	20.205	141.555	0.123	51.073	357.819	0.312	27.260	190.987	0.167
4	65.276	337.687	0.410	24.405	131.453	0.160	61.085	322.283	0.405	32.604	177.357	0.216
5	72.549	305.049	0.484	27.544	119.370	0.194	69.626	307.740	0.491	37.163	161.055	0.262
6	75.828	268.774	0.559	29.402	105.598	0.224	74.321	266.927	0.567	39.669	142.473	0.303
7	79.506	230.851	0.639	31.331	90.897	0.257	79.324	229.767	0.648	42.339	122.639	0.346
8	86.129	190.178	0.706	34.232	75.206	0.283	86.531	190.105	0.716	46.186	101.469	0.382
9	92.905	148.043	0.757	36.847	58.090	0.304	93.141	146.839	0.768	49.714	78.376	0.410
10	99.785	101.590	0.792	39.197	39.667	0.318	99.081	100.269	0.803	52.885	53.519	0.429
	103.396	51.698	0.810	40.137	20.068	0.325	101.457	50.728	0.821	54.153	27.076	0.438

PISO

VARIACION DE CORTANTES

FSCALA:

0.32182

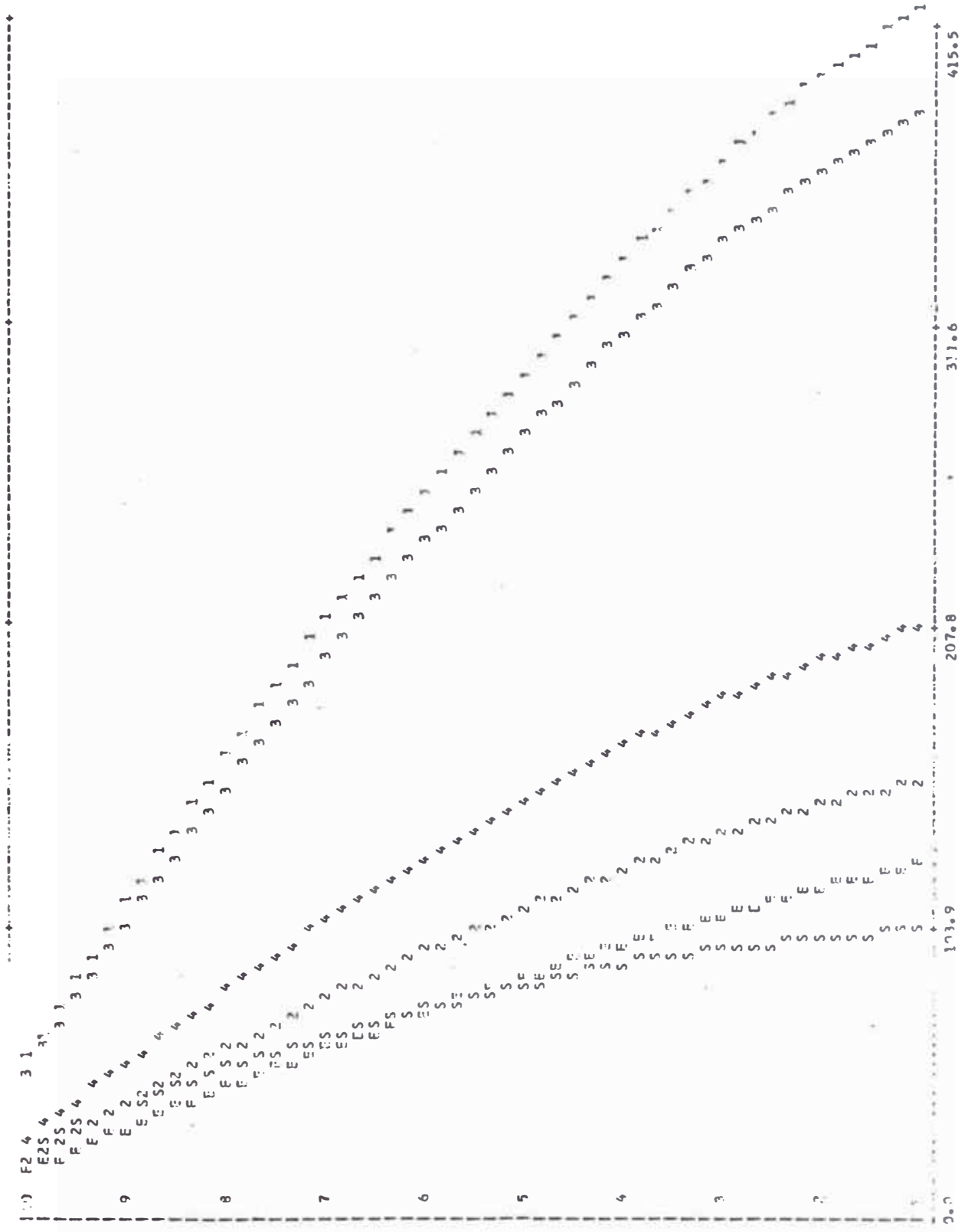


PISU

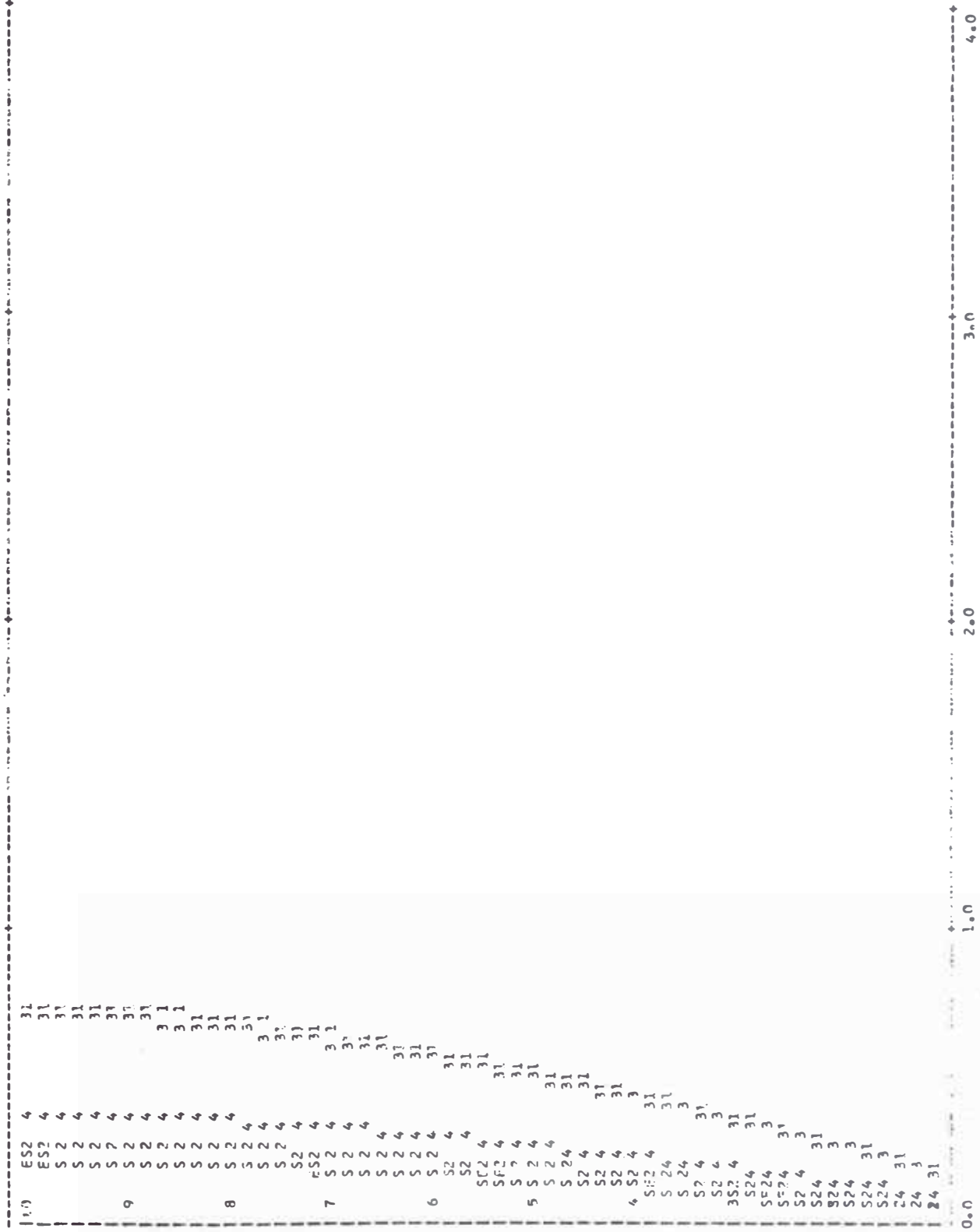
VARIACION DE CORTANTES

ESCALA:

0.30082



PISO



*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

PISO	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Z9	Z10
0.277	0.097	0.057	0.042	0.033	0.028	0.024	0.022	0.021	0.020	0.020

FORMAS DE MODOS

PISO	0.244	0.370	0.489	0.538	0.695	0.733	0.874	0.937	0.979	1.000
1	0.863	0.630	0.296	0.0954	0.0796	0.171	0.976	0.857	0.773	0.934
2	-0.908	-0.630	-0.296	0.856	0.516	-0.970	0.928	0.669	0.839	0.760
3	0.532	0.296	0.0954	-0.842	0.200	0.848	-0.856	-0.186	0.961	-0.430
4	0.898	-0.954	0.570	0.842	1.000	0.634	-0.159	0.994	-0.730	-0.277
5	0.692	-0.796	-0.516	0.200	0.848	-0.634	0.928	-0.994	0.730	0.044
6	0.733	0.171	0.976	-0.928	0.669	0.848	0.856	0.994	0.730	0.289
7	0.874	0.976	0.928	0.856	0.669	-0.848	-0.856	0.994	0.730	0.700
8	0.937	0.857	0.669	-0.186	0.961	0.430	0.277	0.044	0.289	0.956
9	0.979	0.773	0.839	0.961	0.430	0.277	0.044	0.289	0.956	1.000
10	0.947	0.813	0.760	0.760	0.813	0.588	0.277	0.044	0.289	0.956

*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

PISO	0.290	0.407	0.514	0.6072	0.7044	0.8031	0.9022	0.012	0.011
1	0.290	0.407	0.514	0.6072	0.7044	0.8031	0.9022	0.012	0.011

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1			ZONA 2			ZONA 3			ZONA 4		
	F ₁₀	C ₁₀	D ₁₀	F ₁₀	C ₁₀	D ₁₀	F ₁₀	C ₁₀	D ₁₀	F ₁₀	C ₁₀	D ₁₀
1	47.792	439.831	0.773	5.778	15.282	0.060	39.883	382.407	0.153	21.288	204.111	0.081
2	60.794	415.935	0.262	20.321	142.393	0.091	51.367	362.466	0.231	27.417	193.467	0.123
3	72.258	395.599	0.345	24.455	133.233	0.121	61.816	336.783	0.305	32.994	179.759	0.163
4	81.772	349.469	0.421	27.673	120.006	0.147	70.710	305.875	0.372	37.742	163.262	0.199
5	86.814	319.574	0.489	29.955	107.019	0.171	75.719	270.520	0.432	40.415	144.391	0.231
6	91.868	265.167	0.559	31.913	92.042	0.195	80.670	232.661	0.493	43.058	124.183	0.263
7	99.713	219.233	0.515	34.734	76.085	0.215	87.799	192.326	0.544	46.863	102.654	0.290
8	107.250	169.377	0.559	37.333	58.718	0.230	94.371	148.426	0.583	50.371	79.223	0.311
9	114.451	115.752	0.589	39.695	40.051	0.241	100.340	101.241	0.609	53.557	54.037	0.325
10	117.053	59.526	0.704	40.409	20.204	0.246	102.141	51.074	0.622	54.518	27.259	0.332

*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

22 2.0 6.00 7.0

PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)

PERIODO	0.09	0.054	0.040	0.031	0.026	0.023	0.02	0.020	0.019
---------	------	-------	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------

FORMAS DE MODO

FORMA DE MODO	0.24	0.629	1.000	0.902	0.972	0.650	0.599	0.307	-0.279
1	0.24	0.629	1.000	0.902	0.972	0.650	0.599	0.307	-0.279
2	0.367	0.858	0.632	-0.050	0.500	0.738	0.998	-0.639	0.678
3	0.487	0.954	-0.290	0.868	-0.986	0.235	-0.468	0.628	-0.936
4	0.538	0.902	0.031	0.564	0.471	-0.870	-0.498	0.000	0.000
5	0.696	0.692	0.677	-0.785	0.539	0.255	1.000	-0.217	-0.858
6	0.734	0.323	0.000	0.182	-0.960	0.825	-0.692	0.695	0.624
7	0.975	0.103	0.818	0.977	0.094	-0.879	-0.100	-0.982	-0.441
8	0.937	0.571	0.224	0.85	0.698	-0.160	0.822	1.000	0.293
9	0.979	0.829	-0.433	-0.179	0.391	0.846	-0.969	-0.744	-0.168
10	0.000	0.947	-0.934	-0.814	-0.800	-0.597	0.440	0.285	0.057

*** FACTORES DE PARTICIPACION **

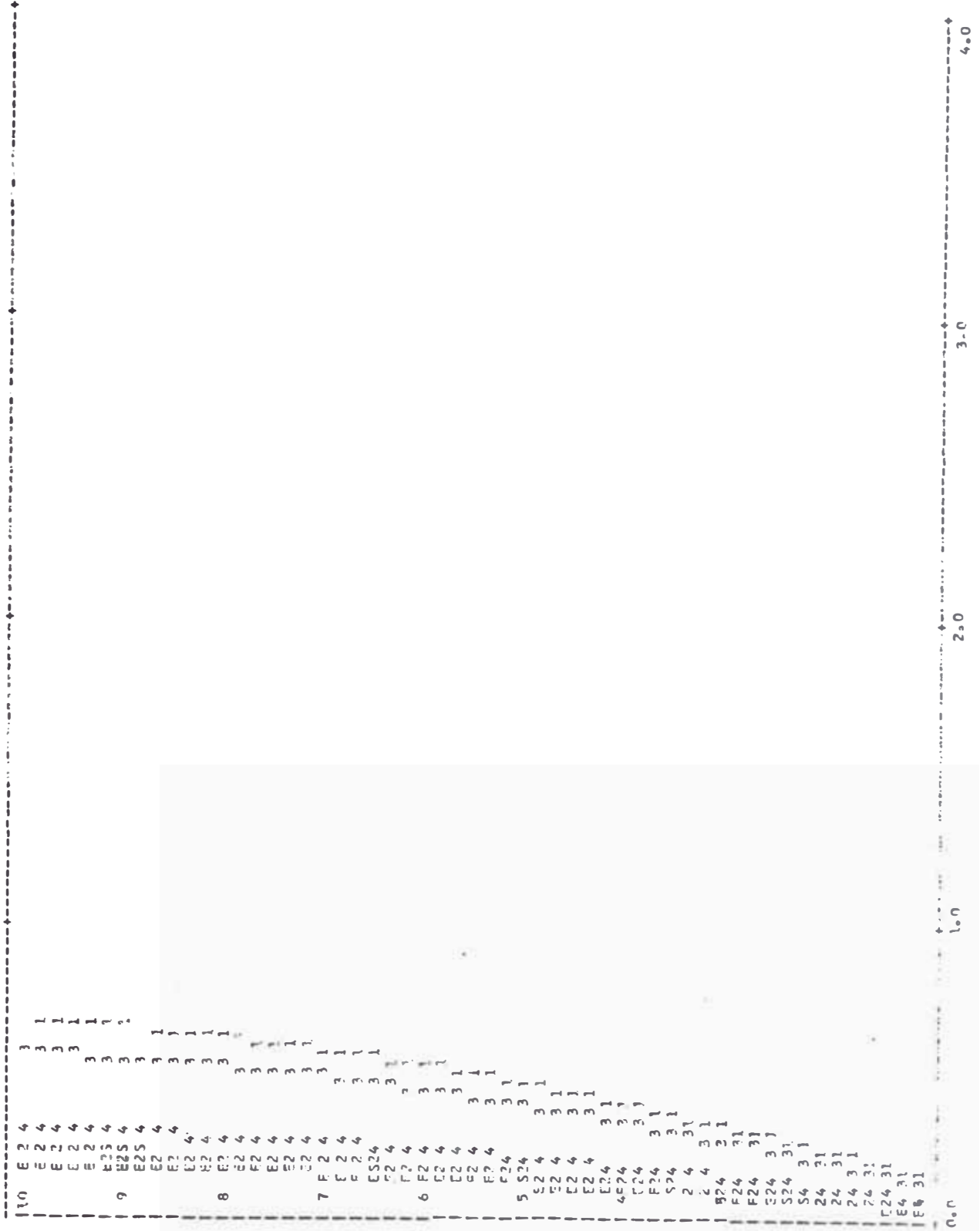
PISO	C. ESP. (TN)	D. ESP. (CM)	C. FST. (TN)	D. FST. (CM)
1	0.274	0.116	0.074	0.031
2	0.420	0.041	0.050	0.000
3	0.325	0.063	0.070	0.000
4	0.246	0.093	0.100	0.000
5	0.260	0.102	0.130	0.000
6	0.698	0.118	0.150	0.000
7	0.661	0.135	0.170	0.000
8	0.707	0.149	0.190	0.000
9	0.780	0.159	0.200	0.000
10	0.752	0.166	0.220	0.000

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4		
	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.	
1	48.968	453.103	5.782	157.197	0.053	39.911	384.719	21.302	205.345
2	62.906	438.609	20.417	144.302	0.081	51.583	264.763	27.533	194.694
3	75.624	417.161	24.606	134.099	0.108	62.199	338.972	33.199	187.927
4	85.945	309.449	28.178	127.796	0.132	71.227	307.872	38.018	164.328
5	92.772	326.477	31.217	107.707	0.154	76.356	272.259	40.755	145.319
6	97.623	280.591	32.163	92.604	0.175	81.302	234.081	43.395	124.941
7	105.821	23.880	34.979	76.522	0.193	88.419	193.430	47.194	103.244
8	113.716	178.969	37.578	59.032	0.207	94.988	149.221	50.700	79.647
9	121.081	122.111	39.947	40.244	0.216	100.976	101.727	53.896	54.297
10	123.141	67.570	40.540	20.270	0.221	102.477	51.238	54.697	27.349

PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



***** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

23		10	8.00	0.0
PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)				
0.785	0.230	0.133	0.097	0.064
FORMAS DE MODO				
0.185	0.666	0.442	0.912	0.611
0.238	-0.423	-0.409	0.679	0.369
0.299	-0.335	-0.229	0.069	-0.123
0.336	0.987	0.034	-0.579	-0.531
0.391	-0.984	0.285	-0.911	-0.133
0.571	-0.702	0.656	0.090	0.997
0.735	0.236	0.092	0.455	-0.957
0.865	0.233	-0.597	-0.243	0.000
0.955	0.745	-0.456	-0.889	0.000
1.000	1.000	0.793	0.647	0.290

** FACTORES DE PARTICIPACION **

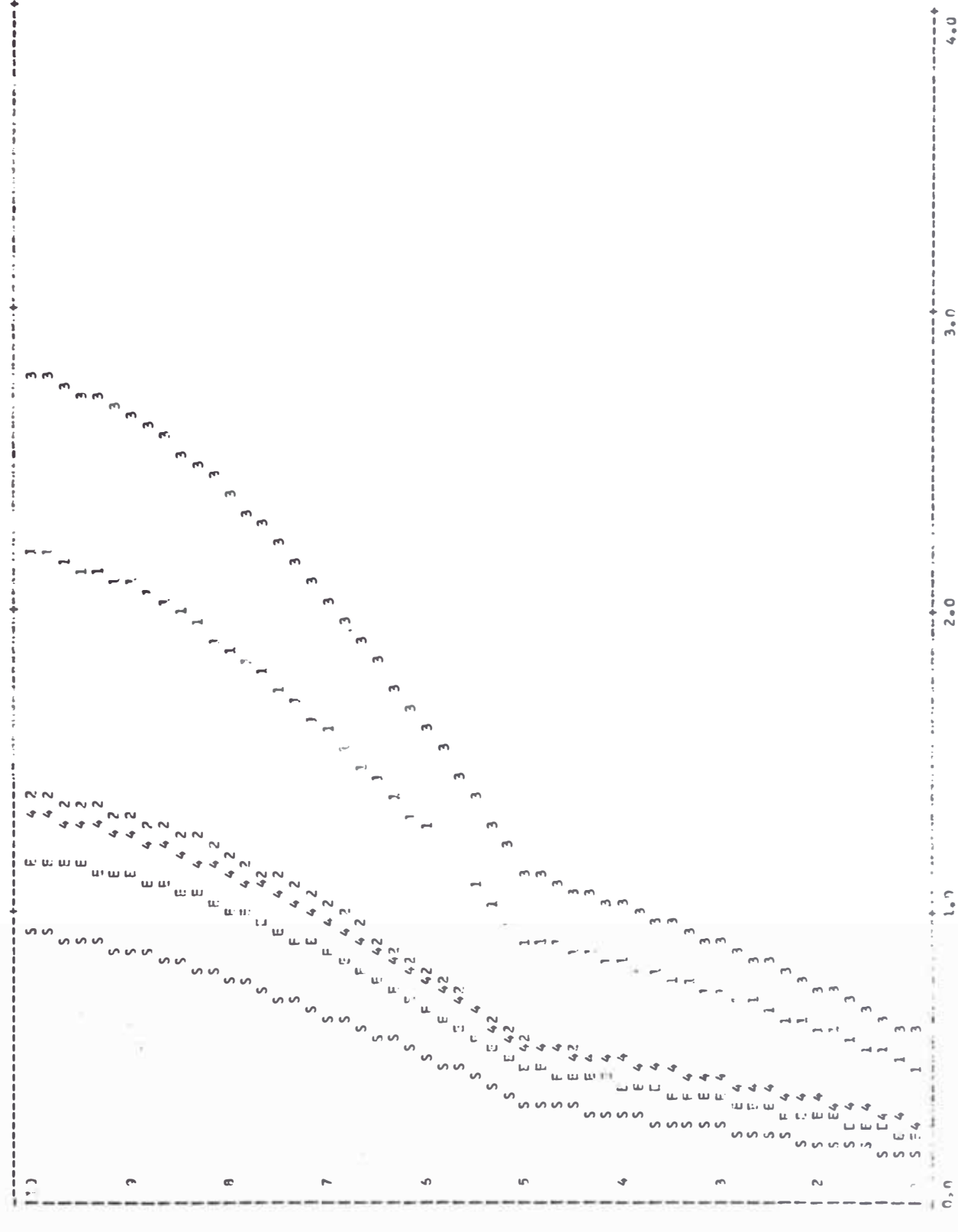
PISO	C. ESP.(TN)	D. ESP.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)
0.555	0.220	0.116	0.109	0.072
0.417	0.220	0.116	0.109	0.072
2	172.370	0.230	95.350	0.260
3	161.362	0.294	93.130	0.210
4	148.626	0.354	89.510	0.250
5	134.727	0.410	84.440	0.310
6	119.554	0.460	77.930	0.340
7	103.986	0.515	70.190	0.510
8	87.649	0.804	61.280	0.650
9	69.592	0.016	51.000	0.780
10	49.171	0.124	39.350	0.870
	25.481	0.79	26.320	0.940

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4				
	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.			
1	68.426	444.257	29.370	2.5995	0.278	69.710	490.24	0.584	36.782	247.747	0.281
2	77.910	410.044	33.215	20.835	0.356	81.436	455.386	0.745	42.893	229.356	0.358
3	86.315	370.089	37.510	185.227	0.428	91.526	414.668	0.892	48.101	207.910	0.427
4	91.464	327.932	40.315	166.472	0.493	97.743	368.906	1.024	51.216	183.859	0.488
5	91.397	242.201	40.535	146.314	0.552	97.687	320.034	1.139	50.980	158.251	0.541
6	83.385	236.502	40.388	125.997	0.804	90.945	271.191	1.634	45.835	132.761	0.767
7	80.116	174.807	42.773	105.503	1.026	90.30	225.719	2.076	43.485	109.843	0.970
8	84.172	154.751	48.557	84.416	1.207	100.633	180.654	2.443	47.947	88.101	1.141
9	104.204	112.663	57.626	60.138	1.336	123.008	130.337	2.708	50.973	64.127	1.267
10	121.123	60.561	62.750	3.375	1.403	137.667	68.833	2.847	68.282	34.144	1.334

PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

24 : 8.00 0.1

PERIODOS DE VIARACION (EN SFGUNDOS

	0.733	0.306	0.177	0.121	0.088	0.078	0.062	0.047	0.041
FORMAS DE MODO									
0.211	-0.653	0.597	1.000	0.417	0.160	-0.883	-0.675	0.332	
0.272	0.816	0.455	0.520	0.204	0.045	0.265	0.000	-0.811	
0.329	-0.916	-0.417	-0.041	-0.170	-0.114	1.000	-0.032	1.000	
0.393	-0.958	-0.287	-0.741	-0.409	-0.160	0.177	-0.977	-0.832	
0.433	0.937	0.102	0.999	-0.376	-0.049	-0.922	0.723	0.366	
0.619	-0.522	0.714	-0.982	0.990	0.578	0.260	-0.090	-0.032	
0.759	-0.157	0.000	0.039	-0.612	-0.930	-0.073	0.011	0.003	
0.878	0.346	0.570	-0.504	-0.409	1.000	0.021	-0.000	-0.000	
0.959	0.766	-0.274	-0.409	1.000	-0.765	-0.000	0.000	0.000	
1.000	1.000	-0.919	-0.877	0.697	0.540	0.797	-0.001	-0.000	

*** FACTORES DE PARTICIPACION **

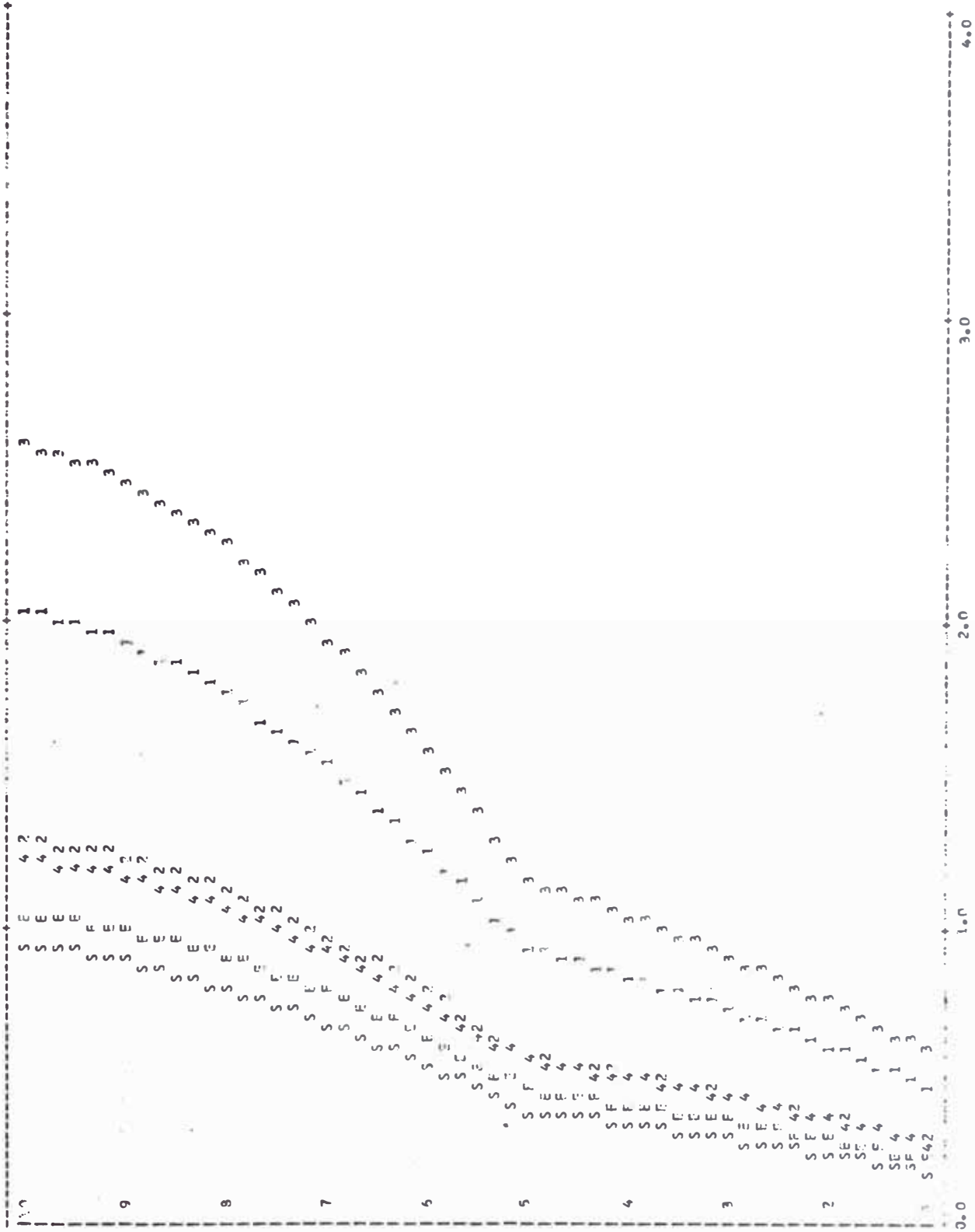
	0.403	0.535	0.777	0.120	0.095	0.050	0.017	-0.060	-0.025	0.010
PISO										
2	175.400	0.228	115.270	0.240	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
3	164.203	0.292	122.540	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
4	151.490	0.352	108.100	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
5	137.231	0.407	101.880	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
6	121.871	0.457	93.880	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
7	106.092	0.504	84.360	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
8	89.410	0.548	73.410	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
9	70.841	0.591	60.780	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
10	49.674	0.624	46.460	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800
	25.615	0.642	30.460	0.290	0.290	0.340	0.380	0.540	0.680	0.800

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PISO	ZONA 1			ZONA 2			ZONA 3			ZONA 4		
	F.I.	F.I.	D.	F.I.	F.I.	D.	F.I.	F.I.	D.	F.I.	F.I.	D.
2	70.517	457.394	0.5483	29.268	72.977	0.265	68.648	495.759	0.591	35.999	247.800	0.281
3	80.144	422.137	0.516	33.074	207.843	0.366	79.874	460.935	0.756	41.737	229.801	0.359
4	93.110	382.166	0.736	37.302	191.306	0.440	89.358	421.022	0.907	46.554	204.923	0.430
5	92.779	337.999	0.942	40.142	172.655	0.509	95.238	376.344	1.045	49.382	185.656	0.494
6	83.633	291.344	0.934	43.637	152.585	0.570	95.160	328.725	1.167	49.031	160.965	0.550
7	81.507	245.155	1.052	47.658	132.281	0.789	91.154	281.145	1.600	45.136	136.449	0.749
8	93.563	203.339	1.052	45.615	111.452	0.980	94.715	235.568	1.982	45.194	113.882	0.926
9	109.579	162.585	1.746	52.371	88.544	1.133	108.383	188.210	2.292	51.581	91.285	1.071
10	125.028	117.313	2.168	67.986	62.459	1.241	128.063	134.019	2.514	62.074	65.494	1.176
		62.514	2.168	64.531	32.266	1.296	139.975	69.987	2.678	68.913	74.457	1.230

PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



0.0

1.0

2.0

3.0

4.0

*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

25		10		8.00		0.2	
PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)							
PIS0	0.238	0.133	0.095	0.078	0.064	0.057	0.054

FORMAS DE MODOS

PIS0	0.266	0.346	0.422	0.492	0.556	0.697	0.915	0.976	0.959	1.000
1	-0.656	-0.598	-0.451	-0.318	-0.144	0.853	0.001	0.976	0.744	0.590
2	-0.806	-0.887	-0.891	-0.818	-0.463	0.697	0.976	0.744	0.598	0.346
3	0.887	0.891	0.818	0.463	0.697	0.976	0.744	0.598	0.346	0.806
4	0.818	0.463	0.697	0.976	0.744	0.598	0.346	0.806	0.887	0.891
5	0.463	0.697	0.976	0.744	0.598	0.346	0.806	0.887	0.891	0.818
6	0.697	0.976	0.744	0.598	0.346	0.806	0.887	0.891	0.818	0.463
7	0.976	0.744	0.598	0.346	0.806	0.887	0.891	0.818	0.463	0.697
8	0.744	0.598	0.346	0.806	0.887	0.891	0.818	0.463	0.697	0.976
9	0.598	0.346	0.806	0.887	0.891	0.818	0.463	0.697	0.976	0.744
10	0.346	0.806	0.887	0.891	0.818	0.463	0.697	0.976	0.744	0.598

*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

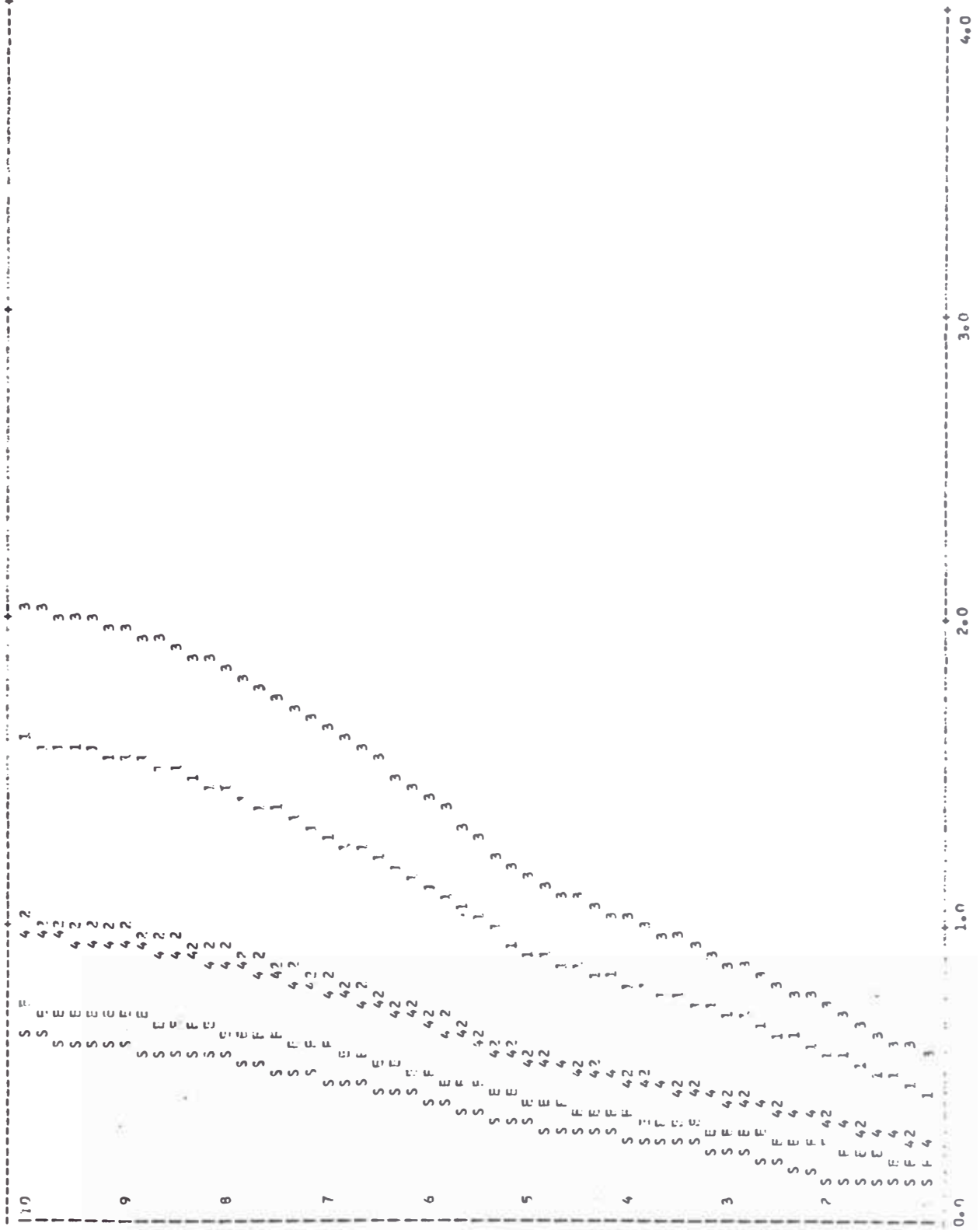
PIS0	0.176	0.113	0.058	0.034	0.030	0.043	0.043
C. EST. (TN) D. EST. (CM)							
1	0.176	0.113	0.058	0.034	0.030	0.043	0.043
2	135.746	0.194	123.210	0.150	0.150	0.150	0.150
3	173.930	0.252	120.270	0.150	0.150	0.150	0.150
4	161.359	0.306	115.500	0.240	0.240	0.240	0.240
5	145.258	0.356	108.810	0.280	0.280	0.280	0.280
6	128.840	0.401	100.220	0.320	0.320	0.320	0.320
7	111.854	0.500	90.000	0.410	0.410	0.410	0.410
8	93.647	0.584	78.230	0.480	0.480	0.480	0.480
9	73.419	0.650	64.660	0.550	0.550	0.550	0.550
10	51.776	0.696	49.230	0.590	0.590	0.590	0.590
11	25.937	0.719	32.080	0.630	0.630	0.630	0.630

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

PIS0	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.
1	77.143	5.03666	29.614	0.274	68.805	540.840	35.291	243.893
2	88.683	470.034	35.224	0.357	80.795	506.438	41.153	246.248
3	36.633	427.733	40.121	0.434	90.578	466.040	45.721	225.671
4	110.922	370.436	44.028	0.509	97.755	420.751	48.852	207.811
5	91.729	324.975	45.608	0.569	99.583	371.874	49.185	178.385
6	91.562	279.611	49.951	0.710	104.085	322.082	49.883	153.793
7	94.595	233.830	56.229	0.829	115.073	269.990	54.280	128.851
8	109.424	190.533	63.101	0.923	129.712	212.453	61.405	101.711
9	126.331	132.321	69.293	0.988	144.343	147.597	69.044	71.009
10	138.517	69.155	71.329	1.020	150.851	75.425	72.974	36.487

PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000



0.0

1.0

2.0

3.0

4.0

*** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/L ***

26 8 00 0 3

PERIODOS DE VIBRACION EN SEGUNDOS

FORMAS DE MODOS	0 051	0 046	0 043	0 037	0 032
0.278	0.745	0.642	-0.694	-0.820	-0.286
0.373	0.752	0.204	0.116	0.414	0.229
0.463	0.573	-0.037	0.753	0.898	0.262
0.546	0.092	-0.757	0.273	-0.245	-0.256
0.620	-0.758	-0.367	-0.613	-0.944	-0.235
0.742	-0.393	-0.978	1.000	0.865	0.706
0.843	0.646	-0.999	0.395	1.000	-0.986
0.921	0.921	0.415	0.920	-0.020	-0.736
0.974	0.816	0.419	-0.582	0.987	1.000
1.000	1.000	-0.872	0.801	-0.645	-0.478

*** FACTORES DE PARTICIPACION ***

PISO	C. ESP.(TN)	D. ESP.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)
1.319	0.170	0.058	-0.041	-0.033
	198.798	0.144	131.250	0.100
2	136.162	0.193	128.100	0.140
3	171.491	0.239	122.990	0.190
4	155.304	0.281	115.840	0.220
5	137.182	0.318	106.650	0.250
6	118.546	0.379	95.700	0.300
7	98.706	0.431	83.110	0.350
8	76.845	0.471	68.580	0.390
9	52.907	0.498	52.120	0.420
10	26.892	0.512	33.720	0.440

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

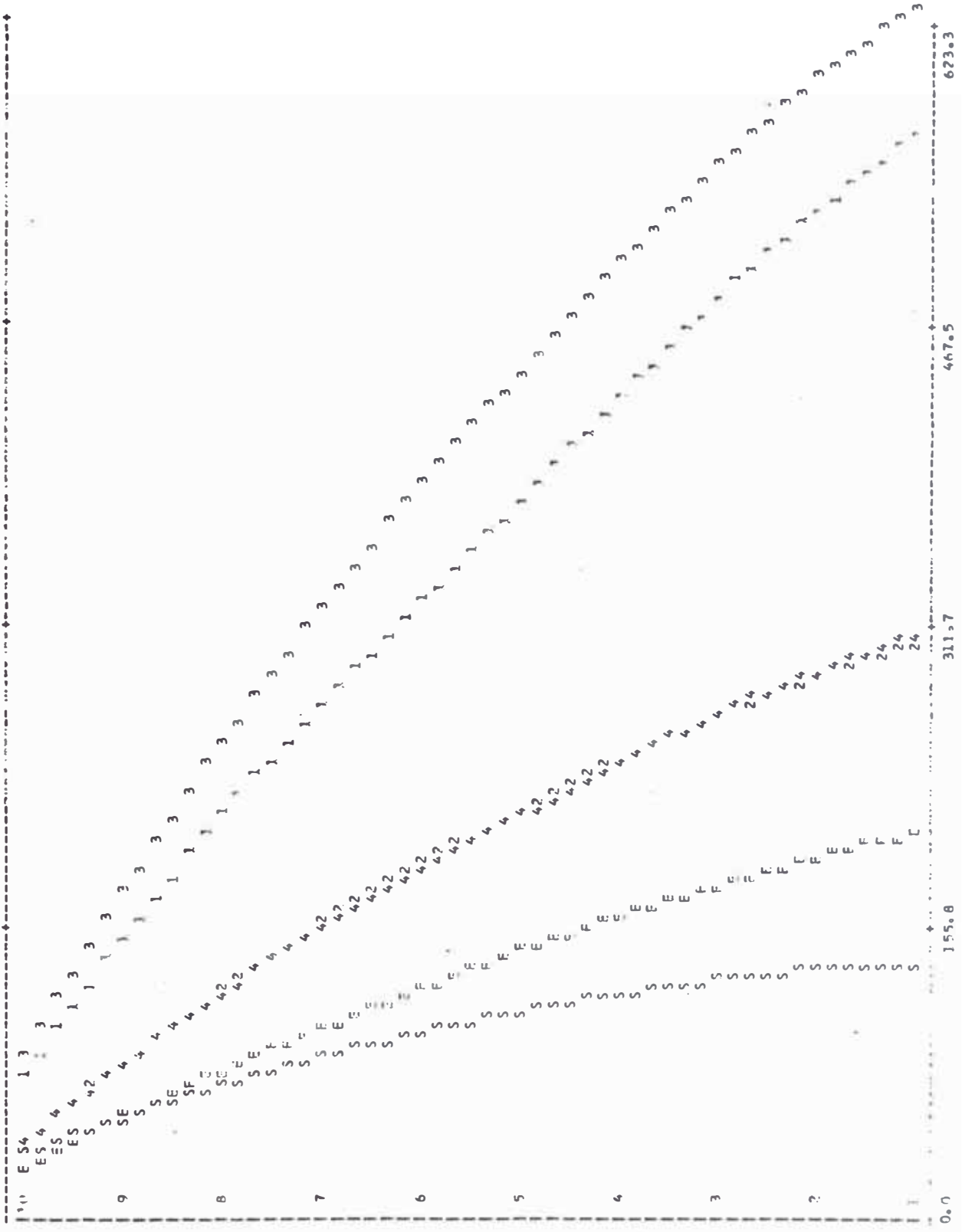
PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.
1	78.463	558.631	0.371	32.328	0.229	73.278	0.467	37.030
2	9.585	5.940	0.497	39.650	0.308	88.395	0.627	44.221
3	100.526	473.607	0.613	46.279	0.382	101.245	0.776	50.041
4	106.315	423.294	0.719	51.952	0.449	111.701	0.913	54.558
5	105.947	370.137	0.814	55.550	0.510	116.603	1.035	56.267
6	105.189	317.213	0.850	60.924	0.609	125.712	1.235	59.524
7	113.002	256.679	0.919	68.130	0.691	139.429	1.403	65.573
8	125.624	208.118	1.022	74.802	0.756	153.466	1.534	72.325
9	141.192	145.306	1.273	80.530	0.799	166.717	1.623	79.150
10	149.420	74.710	1.309	81.013	0.821	170.126	1.668	81.444

PISO

VARIACION DE CORTANTES

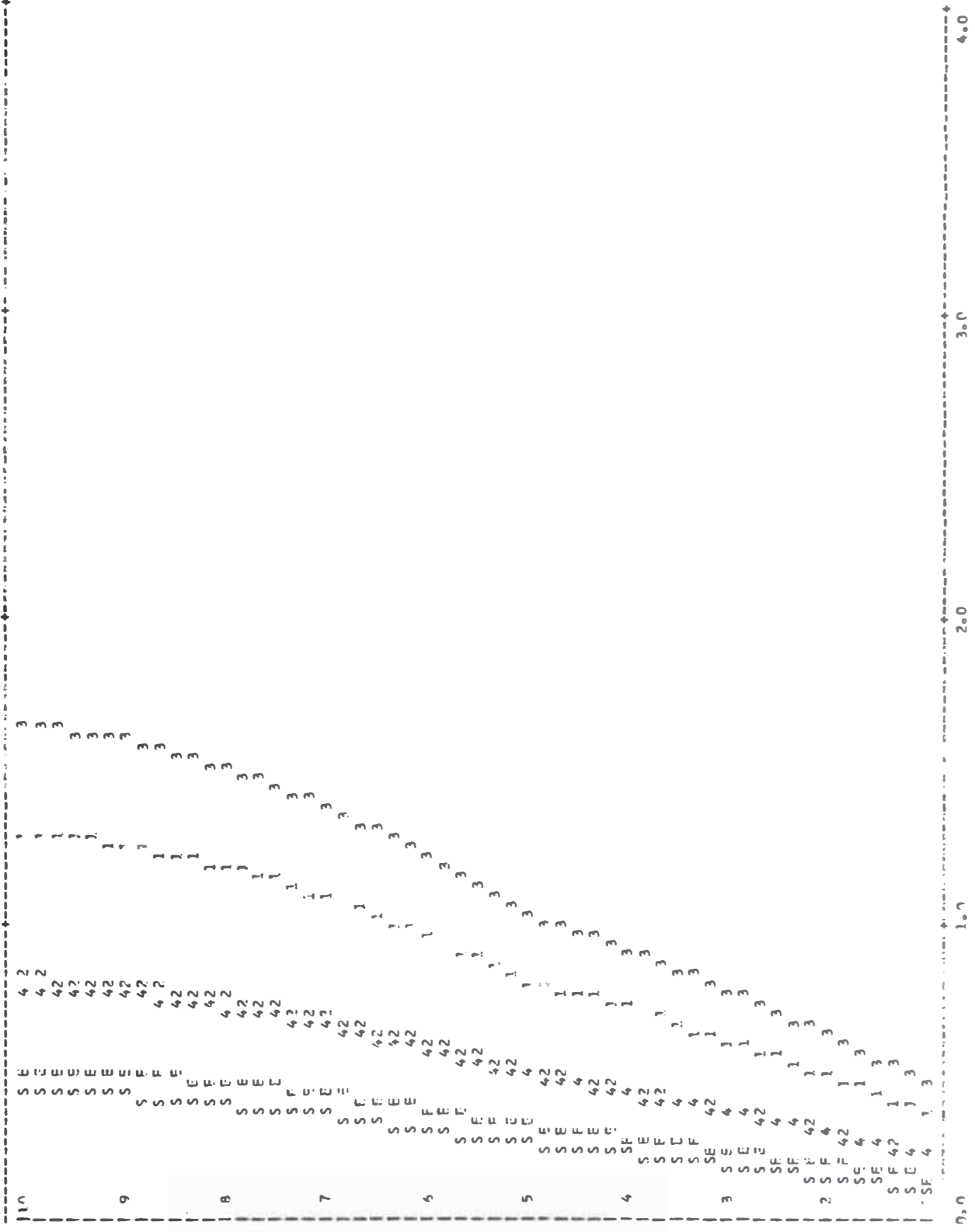
ESCALA:

0 20053



PISO

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000

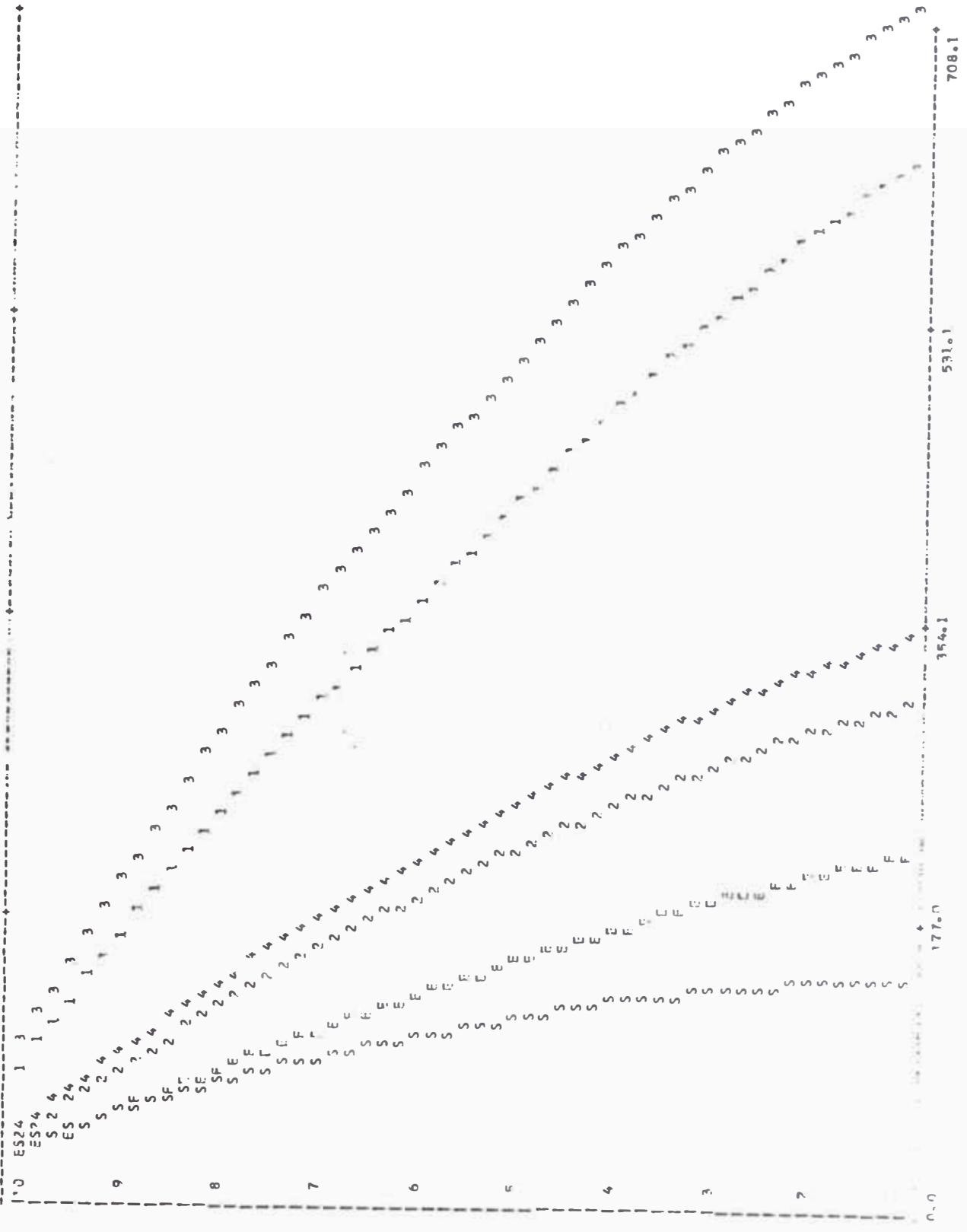


PISO

VARIACION DE CORTANTES

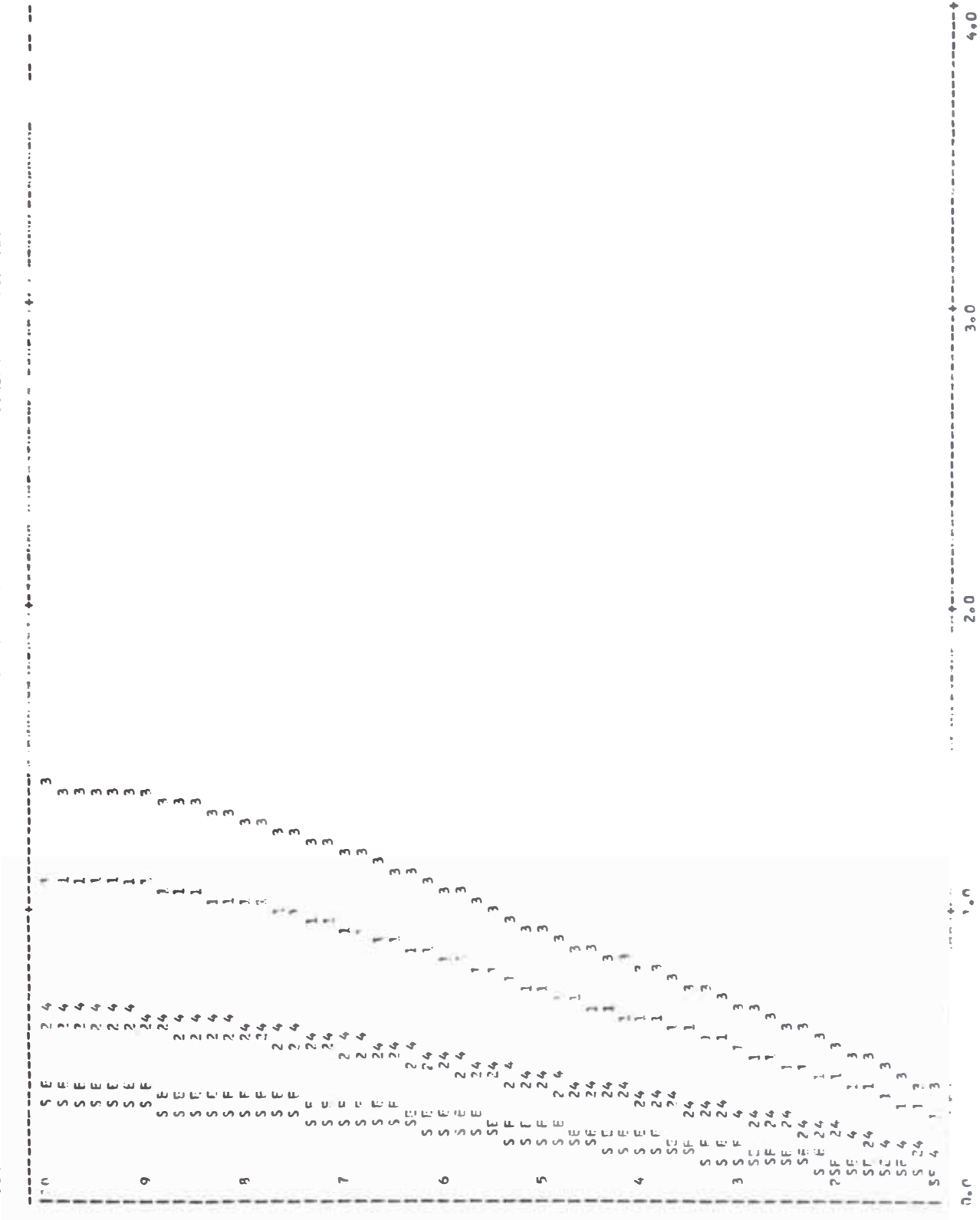
ESCALA: 0.17653

0.17653



VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000

PISO

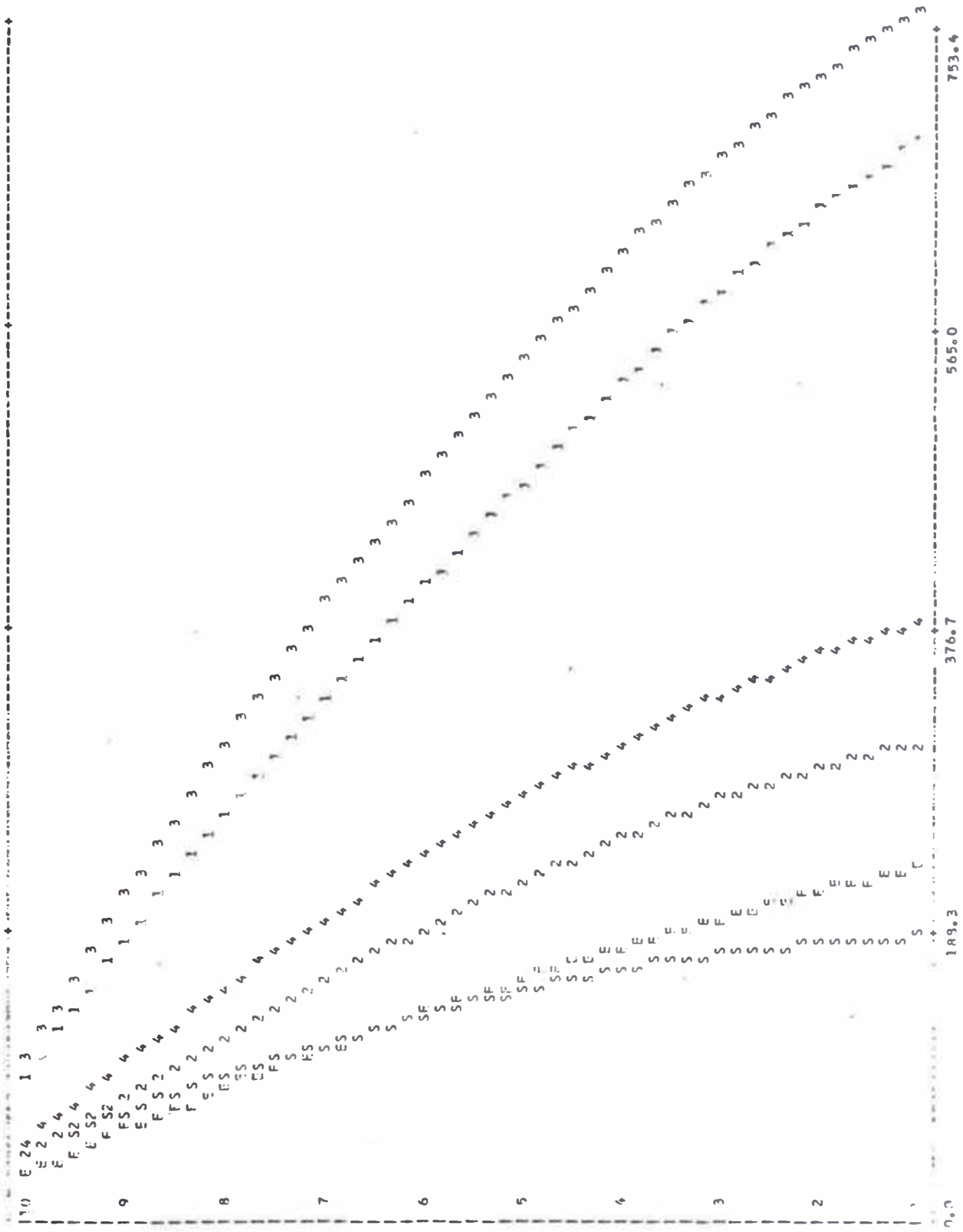


PISO

VARIACION DE CORTANTES

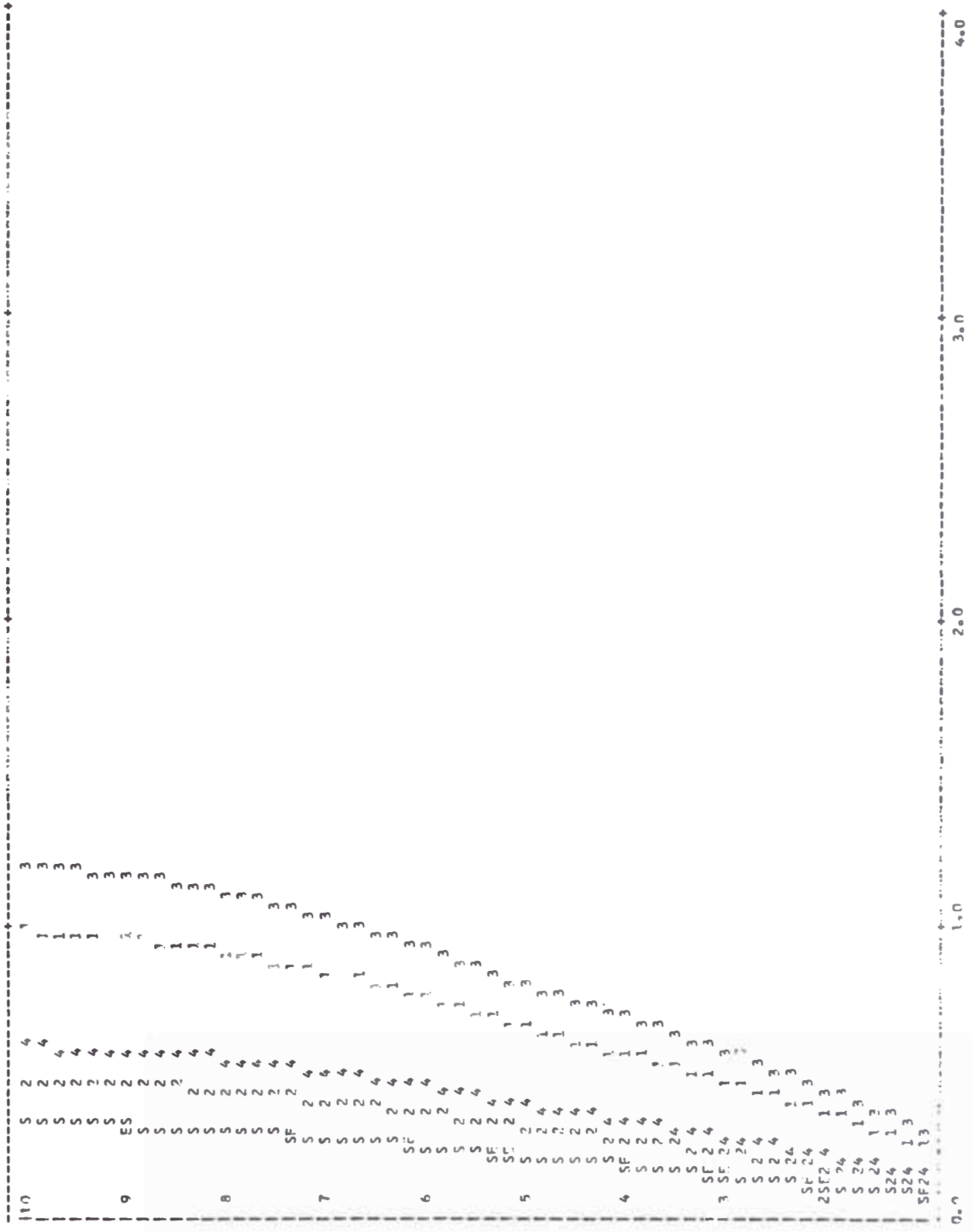
ESCALA:

0.16592



VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.000000

PISO



4.0

3.0

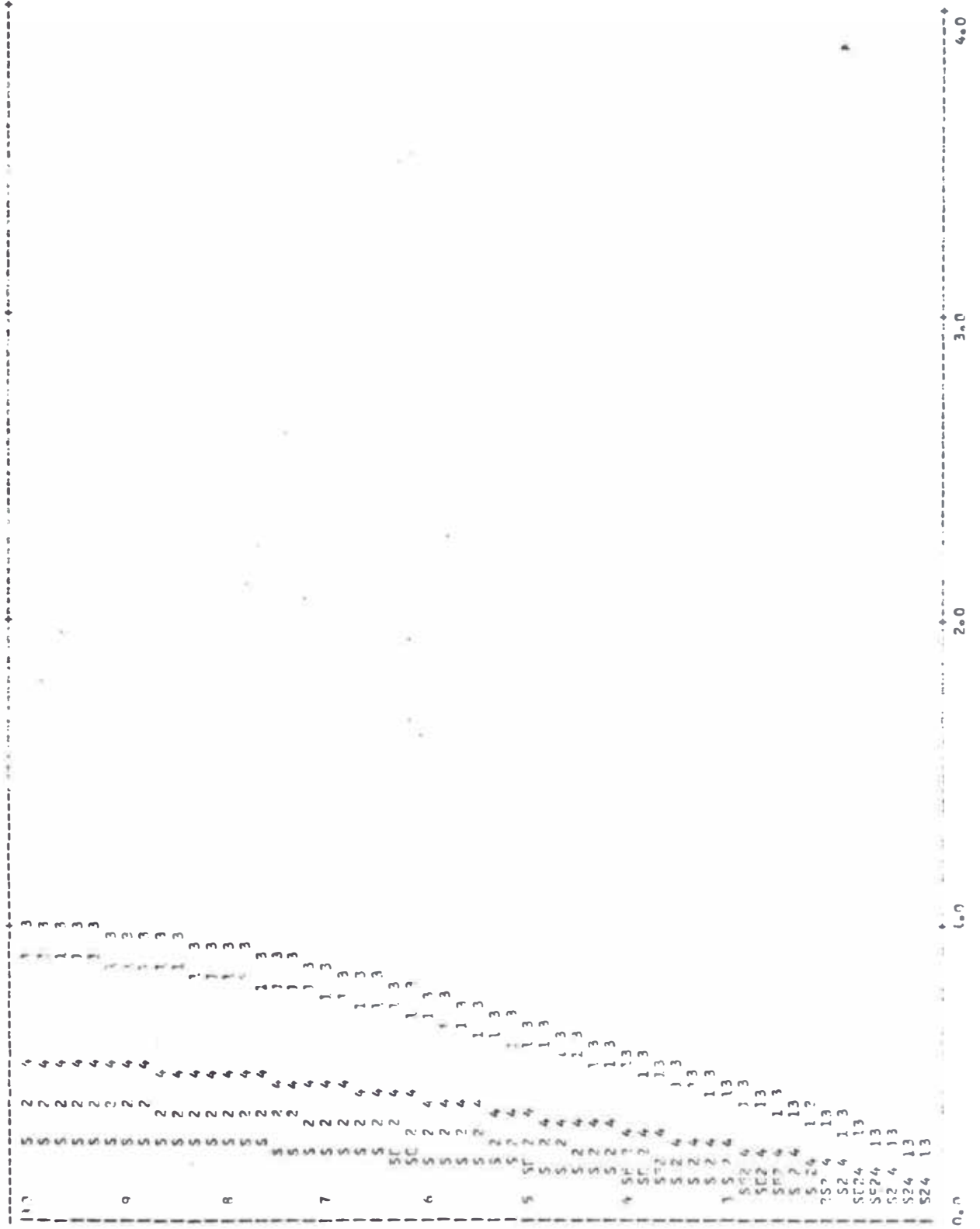
2.0

1.0

0.0

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000

PISO



***** EDIFICIO NUMERO *** NUMERO DE PISOS *** LONGITUD L *** A/ZL *** *****

30) 10 8.00 0.7

PERIODOS DE VIBRACION (EN SEGUNDOS)

PISO	C. 116	0.050	0.039	0.033	0.029	0.026	0.025	0.023
0.245	-0.626	0.000	0.807	0.909	-0.567	-0.527	0.531	0.331
0.355	0.347	0.674	0.723	-0.343	0.516	0.756	-0.909	-0.774
0.478	-0.943	-0.194	-0.722	0.393	-0.113	0.480	0.480	0.000
0.531	0.024	-0.906	-0.621	0.172	-0.660	0.374	0.946	0.946
0.674	0.722	0.899	0.294	1.070	-0.174	0.672	-0.897	0.628
0.779	-0.353	0.046	1.000	-0.240	0.965	-0.023	1.000	-0.291
0.856	0.080	0.873	0.935	-0.079	-0.697	-0.636	-0.970	0.134
0.933	0.498	0.276	0.889	0.488	-0.335	1.000	0.810	-0.061
0.978	0.825	-0.470	-0.046	0.808	-0.000	-0.899	-0.543	0.026
1.000	0.000	-0.353	0.935	-0.701	0.568	0.381	0.203	-0.008

FORMAS DE MODO

** FACTORES DE PARTICIPACION **

PISO	C. ESP.(TN)	0.115	0.073	0.050	-0.032	-0.024	0.077	0.015
		D. ESP.(CM)	C. EST.(TN)	D. EST.(CM)				
1	-0.499	-0.198	0.061	189.390	0.050	0.050	0.077	0.015
2	0.090	0.090	184.730	0.080	0.080	0.080	0.077	0.015
3	0.118	0.118	177.200	0.110	0.110	0.110	0.077	0.015
4	0.143	0.143	166.670	0.130	0.130	0.130	0.077	0.015
5	0.165	0.165	153.130	0.160	0.160	0.160	0.077	0.015
6	0.191	0.191	137.000	0.190	0.190	0.190	0.077	0.015
7	0.212	0.212	118.430	0.210	0.210	0.210	0.077	0.015
8	0.228	0.228	97.010	0.230	0.230	0.230	0.077	0.015
9	0.239	0.239	72.720	0.240	0.240	0.240	0.077	0.015
10	0.245	0.245	45.580	0.250	0.250	0.250	0.077	0.015

RESULTADOS DEL NUEVO METODO

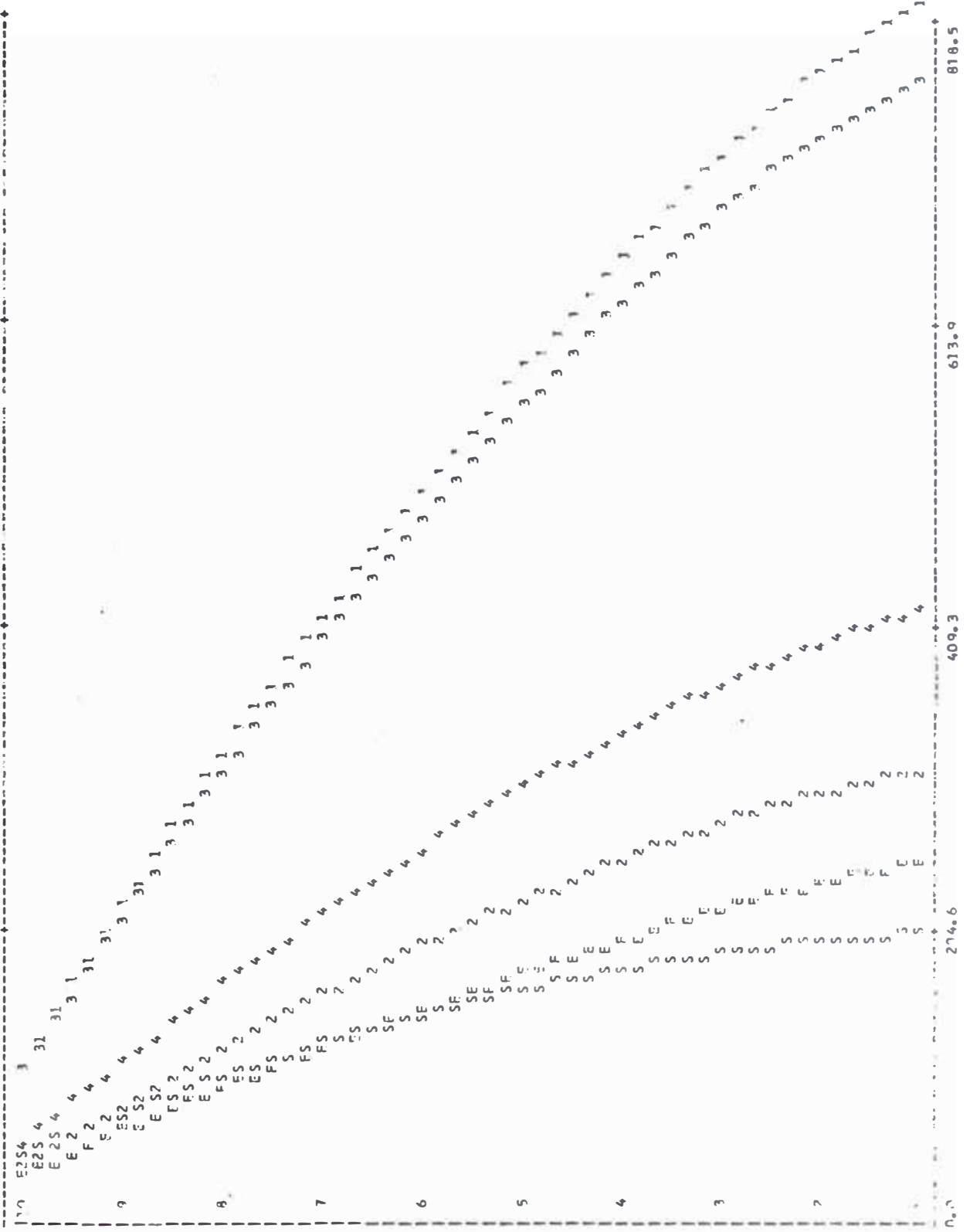
PISO	ZONA 1		ZONA 2		ZONA 3		ZONA 4	
	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.	F.I.	C.
1	89.188	774.75	392.407	392.407	78.323	764.419	41.805	409.010
2	110.795	730.093	296.755	296.755	10.296	725.258	54.067	387.107
3	128.862	574.635	48.058	266.878	12.480	674.610	64.840	360.074
4	143.011	510.254	54.843	247.850	0.198	613.870	73.994	327.654
5	150.550	534.743	59.132	215.428	0.230	544.555	79.780	290.657
6	159.538	463.474	64.081	195.852	0.265	469.819	96.459	250.767
7	173.339	393.705	70.244	153.822	0.295	388.827	94.774	207.537
8	187.560	297.036	75.871	118.699	0.318	300.046	102.366	160.150
9	202.293	233.255	80.941	90.764	0.333	204.193	109.206	118.967
10	204.219	192.109	80.586	40.293	0.341	101.852	108.728	54.364

PISO

VARIACION DE CORTANTES

FSCALA:

0.15272



0.0

274.6

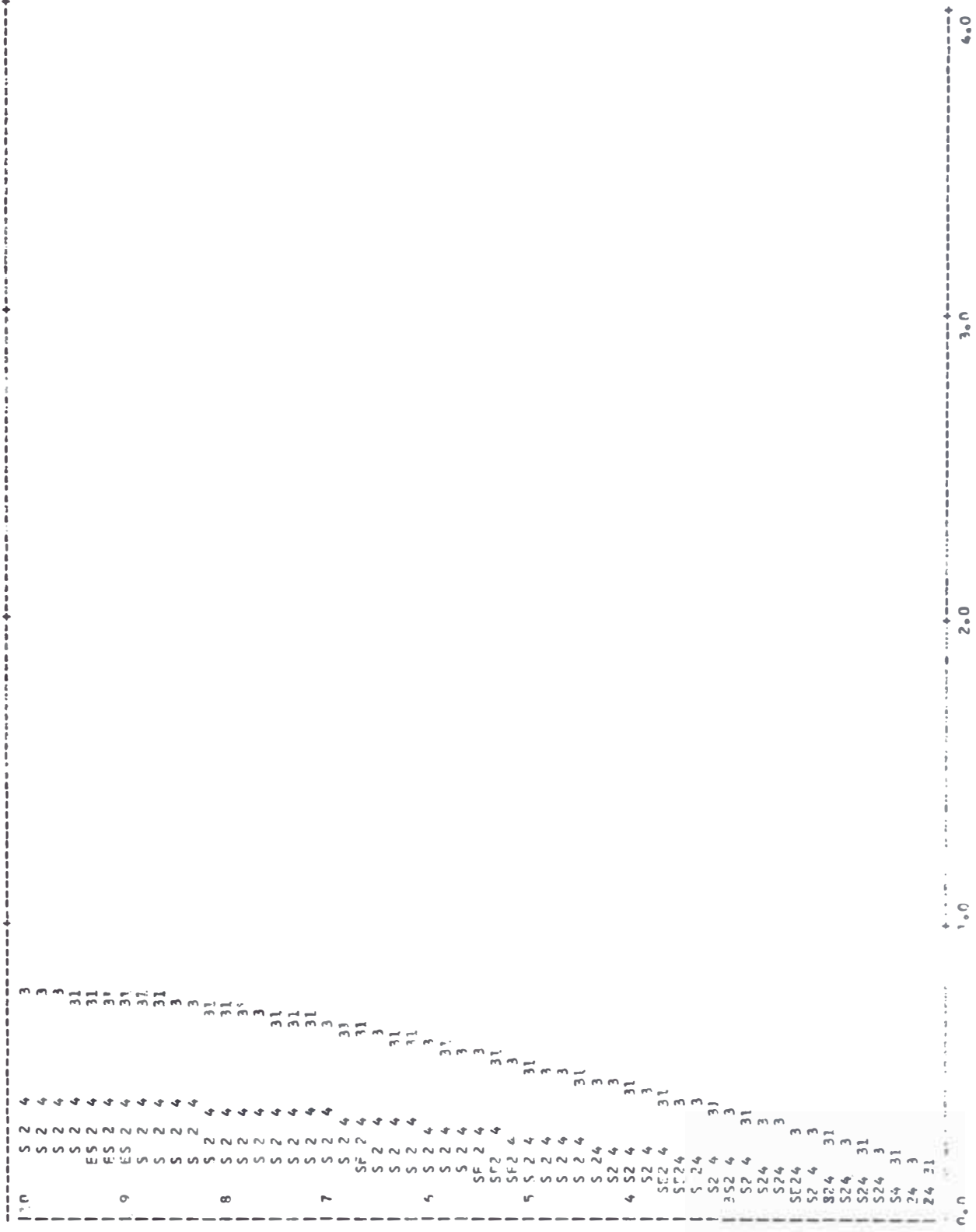
409.3

613.9

818.5

VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000

PISO

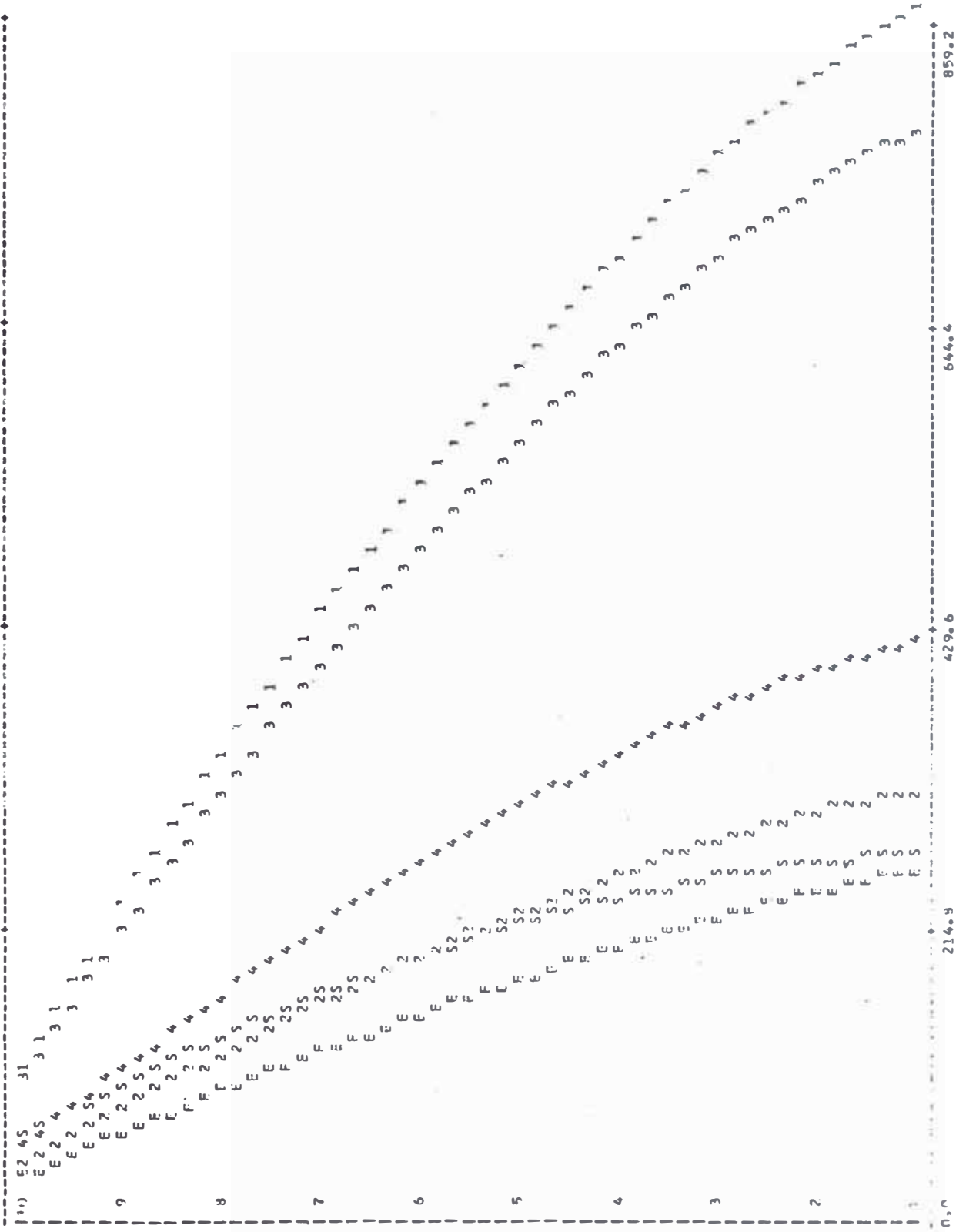


PIS.1

VARIACION DE CORTANTES

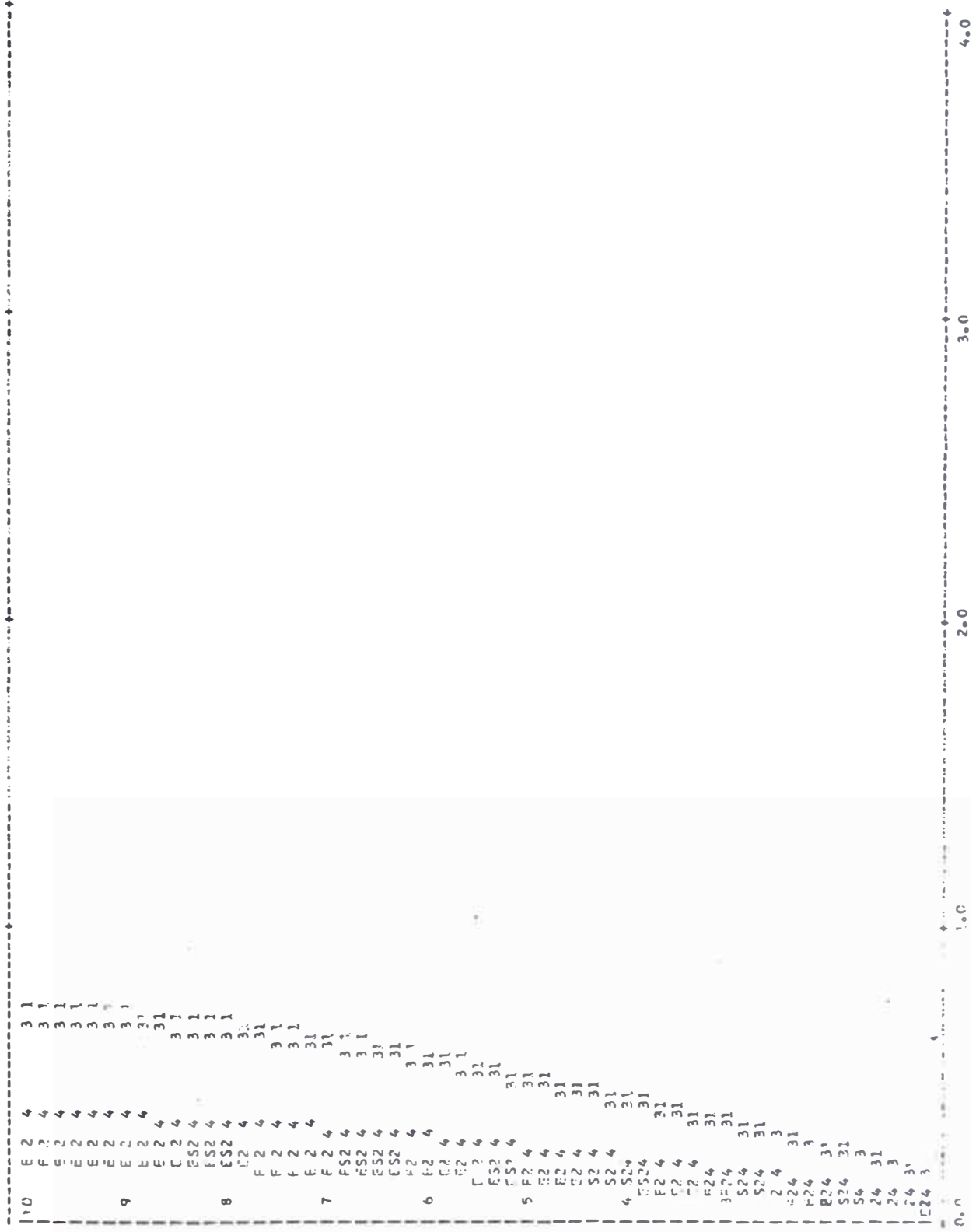
ESCALA:

0.14549



VARIACION DE DESPLAZAMIENTOS ESCALA: 30.00000

PIS:0

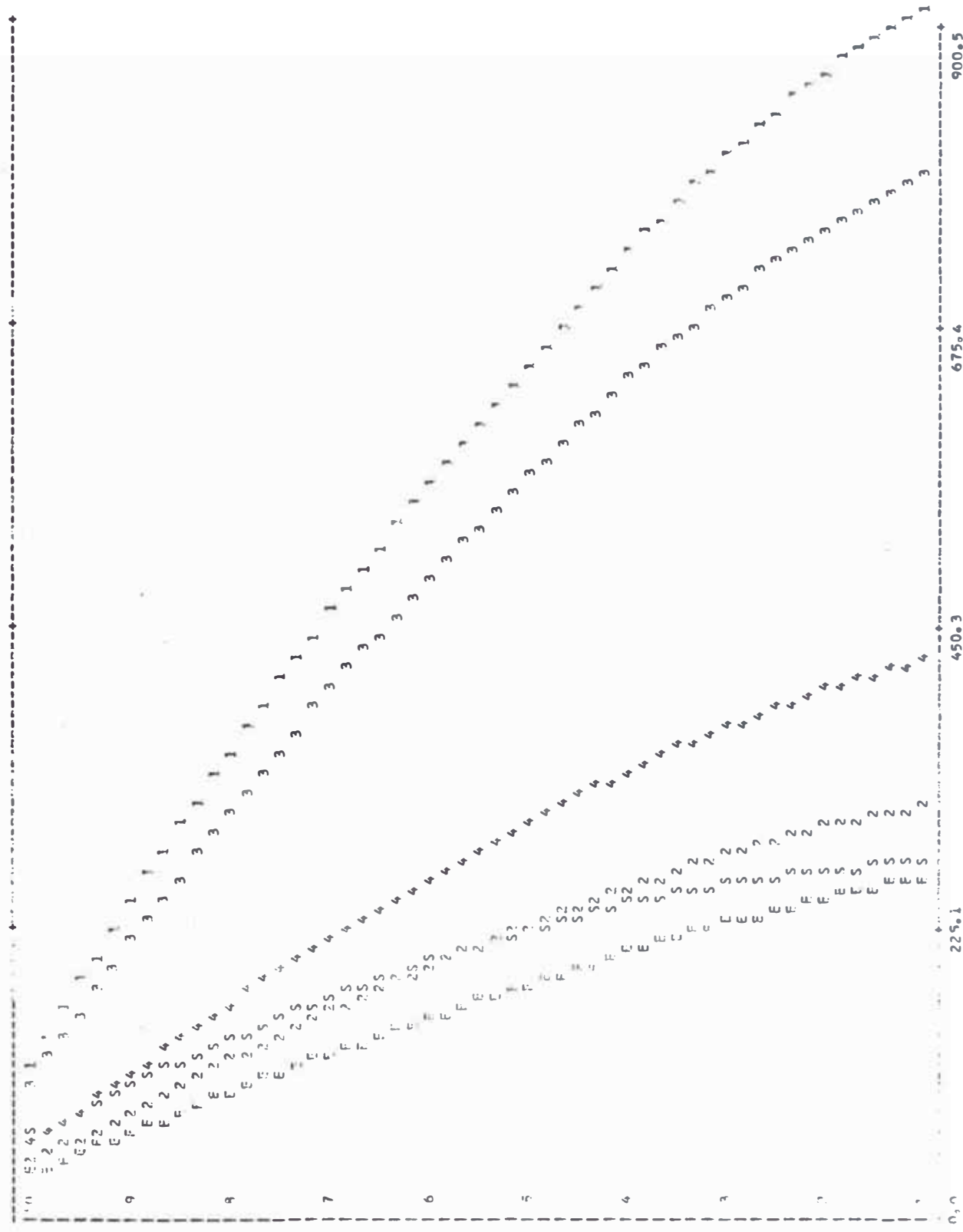


PISO

VARIACION DE CORTANTES

ESCALA:

0.13881



CORE USAGE OBJECT CODE= 14960 BYTES,ARRAY AREA= 5752 BYTES,TOTAL AREA AVAILABLE= 29088 BYTES
DIAGNOSTICS NUMBER OF ERRORS= 0, NUMBER OF WARNINGS= 0, NUMBER OF EXTENSIONS= 0
COMPILE TIME= 3.31 SEC,EXECUTION TIME= 1985.32 SEC, WATFIV - VERSION 1 LEVEL 3 MARCH 1971 DATE= 74/217

C A P I T U L O VII

VII.0 RESUMENES Y CONCLUSIONES

Considerando el factor suelo como uno de los parámetros más importantes en la respuesta sísmica de una estructura, concluimos que

- En zonas de contacto, se produce la amplificación de ondas aumentando los daños producidos (Ejm. La Molina).
- Si la estructura es rígida y descansa en suelos blandos se produce la disipación de energía.
- Si la estructura es menos rígida que el suelo puede dar lugar a la resonancia.
- En terrenos de gran pendiente no es propicio hacer edificaciones, ya que se producen mayores daños por deslizamientos.
- En caso de suelos Transportado sin Cohesión, se debe tener en cuenta:

1.- Si el nivel freático es profundo y el grado de com

compactación de los rellenos es bajo, da origen a la amplificación de ondas sísmicas. La estructura cimentada en este suelo debe ser lo más rígida posible.

2.- Si el nivel freático es superficial, cualquiera que sea el grado de compactación, la influencia del sismo es altamente peligroso pues produce disminución de su capacidad portante y cambios bruscos de sus propiedades. Para este caso la estructura asentada en ella debe ser rígida y la cimentación conectada a fin de evitar los asentamientos diferenciales, como **para soportar los esfuerzos horizontales sísmicos.**

3.- Si el nivel freático es profundo y grado de compactación alto el movimiento del suelo es levemente amplificado. En este caso la estructura asentada puede ser elástica.

En caso de suelos residuales, el diseño debe calcularse teniendo en cuenta las condiciones más desfavorables, es decir cuando dichos suelos estén saturados, principalmente para el caso de viviendas a ser construídas en faldas de los cerros. Para el caso de suelos Transportados Cohesivos se tiene:

1.- Cuando el suelo es de grano grueso, nivel freático profundo y consistencia blanda no se produce amplificación de las ondas. La estructura cimentada en ella es elástica.

2.- Cuando el suelo es de grano fino y nivel freático

profundo, en ciertas circunstancias trabajan como masas sólidas de consistencia semejante a la de una roca cristalina, por lo cual las cimentaciones se deben proyectar teniendo en cuenta las condiciones desfavorables.

Cuando una estructura está bajo la acción del sismo, su comportamiento pasa del rango elástico al inelástico, absorbiendo en este caso mayor cantidad de energía, por lo cual la estructura puede resistir mayores esfuerzos. Debido a que la mayor parte de la capacidad sísmica de una estructura se debe a su comportamiento inelástico, es importante tener suficiente ductilidad en ella para absorber energía sin que se produzca el colapso.

Otro factor importante en el comportamiento inelástico de las estructuras viene dado por el amortiguamiento; después de una serie de trabajos se llegó a establecer que:

- En edificios rígidos y masivos el amortiguamiento es mayor
- El amortiguamiento se incrementa con un decremento en el período natural, dependiendo de la forma, tamaño y altura del edificio; en edificios altos el amortiguamiento es menor.
- Partes no estructurales incrementan el amortiguamiento.
- El amortiguamiento se incrementa con el desplazamiento, modos de vibración.
- El amortiguamiento en estructuras de concreto armado es ma

yor que en estructuras de acero.

En cuanto al factor suelo-estructura son parámetros importantes:

- La amplificación de las ondas a través de los suelos, el cual depende de la rigidez y espesor de los estratos componentes del suelo.
- Interacción suelo-estructura, en la cual se analiza al sistema estructura-cimentación como un todo debido a la deformabilidad del suelo inmediatamente debajo del edificio.

Después de una serie de investigaciones se concluyó que los efectos de amplificación del suelo son más importantes, ya que se producen mayores daños cuando el período fundamental de la estructura coincide con el período fundamental del suelo debajo de la estructura, es decir da lugar al fenómeno de la Resonancia, sobre todo cuando la densidad de frecuencia es grande. De allí que debemos tener en cuenta al diseñar una estructura, que ella no debe tener una frecuencia de vibración que corresponda a una de las frecuencias características de los estratos de cimentación; por lo tanto quitando a la estructura de esta condición de resonancia puede disminuir el mayor efecto de la cimentación sobre la respuesta espectral.

Como resultado del análisis de nuestro modelo estructural comparando los valores obtenidos por los métodos del Reglamento Nacional de Construcciones y el de Envolventes Sísmi

cas de Velocidades, se observa que variando las condiciones del suelo los resultados obtenidos por el método de las Envolventes Sísmicas de Velocidades, varía grandemente con respecto a los hallados por los métodos tradicionales, ya que élla considera las condiciones del suelo en que está cimentada la estructura.

El método de las Envolventes Sísmicas de Velocidades nos proporciona una serie de ventajas, entre ellas tenemos:

- Toma directamente las propiedades del suelo que influyen en la respuesta sísmica de la estructura.
- Es más racional y nos permite trabajar con valores reales, dependiendo ellos de la zona en que se está trabajando. Permite diseñar para sismos más fuertes o más bajos aumentando o disminuyendo la velocidad de diseño (V_0)
- El diseño por los métodos tradicionales propuestos por el Reglamento Nacional de Construcciones equivale más o menos a una velocidad de 25 cm/seg., considerando un suelo del tipo de Lima.
- Cuando la estructura crece en planta, en el análisis por el método estático no se ve muy influenciado con el cambio; pero en el nuevo método de las Envolventes Sísmicas de Velocidades trae como consecuencia un aumento de las fuerzas cortantes, lo que se explica porque un cambio de tal naturaleza tiende a rigidizar la estructura.
- Si la velocidad de diseño es mayor que 30 cm/seg. y las

condiciones del suelo son bajas, se obtienen fuerzas cortantes en la base del orden del 10% del peso de la estructura.

- En cuanto a los desplazamientos, cuando la estructura es más rígida ellos son pequeños, siendo en este caso mayor cuando está bajo la acción de sismos más severos (Ver más grande).
- Se observa que cuando la estructura es diseñada por los métodos tradicionales, las fuerzas cortantes y los desplazamientos son del orden de la mitad y la tercera parte de lo que se obtuviera cuando se diseñase con el de las Envolventes Sísmicas de Velocidades, para suelos malos (Ejm. Moyobamba, Arequipa, etc.)

Cuando la estructura es flexible (pórticos de vigas y columnas) un pequeño cambio en la dimensión de las columnas afecta su respuesta en cuanto a los desplazamientos, esto se observa en los gráficos de desplazamientos de pisos.

RECOMENDACIONES

- Es necesario que se haga una revisión del Reglamento Peruano de Diseño Antisísmico y en el cual se incluya el factor Suelo y el comportamiento Inelástico. El método de las Envolventes Sísmicas de Velocidades podría servir de base para estos estudios.
- Es importante que la Universidad Nacional de Ingeniería

dentro de su Comité de Ingeniería Antisísmica cuente con un laboratorio de investigación donde se de prioridad a los estudios sobre Dinámica de Suelos.

- *Siendo la influencia del suelo un factor muy importante en la respuesta dinámica de las estructuras, es necesario contar con una Microzonificación Sísmica en cada lugar. Se podría iniciar considerando las ciudades más importantes.*
- *Es necesario dar prioridad a las tesis de investigación sobre comportamiento dinámico. Para lo cual se debe coordinar con las instituciones interesadas, las cuales pueden proporcionar ayuda económica.*

B I B L I O G R A F I A

- 1.- MORALES M. ROBERTO "INFLUENCE OF SHEAR WALLS TO THE STIFFNESS AND STRENGTH OF STRUCTURE" Vol. 7 Febrero 72
International Institute of Seismology and Earthquake Engineering Tokyo-Japan
- 2.- RODRIGUEZ SALCEDO.J ANALISIS DINAMICO DE MODELOS ESTRUCTURALES EMPLEANDO ENVOLVENTES SISMICAS DE VELOCIDADES - Tesis de Grado U.N.I. - 1973.
- 3.- PROCEEDINGS OF THE THIRD JAPAN EARTHQUAKE ENGINEERING SYMPOSIUM - 1970 TOKYO - JAPAN.
- 4.- J. FERRY BARGES EARTHQUAKE ENGINEERING LISBOA-PORTUGAL - 1969.
- 5.- ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN. DESIGN ESSENTIALS IN EARTHQUAKE RESISTANT BUILDINGS 1970 - JAPAN.
- 6.- N. NEWMARK AND W.J. HALL. PROCEDURES AND CRITERIA FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN BUILDING PRACTICES OF DISASTER MITIGATION, BUILDING SCIENCE SERIES 46-1973.
- 7.- D.D. BARKAN DYNAMICS OF BASES AND FOUNDATIONS.
- 8.- TENG. W.C. FOUNDATIONS DESIGN
- 9.- K.TERZAGHI-R.PECK MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA.
- 10.- MERINO CABALLERO INFLUENCIA DEL SUELO EN EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS ESTRUCTURAS TESIS - U.N.I.
- 11.- BAZAN CASTILLO ANALISIS SISMICO EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES TESIS - U.N.I.

- 12.- URDANIVIA-CANEPA REGIONALIZACION SISMICA DEL PERU
TESIS - U.P. RICARDO PALMA.
- 13.- ROBERT, L. WIEGEL EARTHQUAKE ENGINEERING *Prentice
Hall, In.* 1970.
- 14.- ESPINOZA GUILLERMO ESTUDIO SOBRE EL SISMO DEL 17 DE
OCTUBRE DE 1966 TESIS - U.N.I.
- 15.- HERMOZA CONDE ESTUDIO SOBRE EL SISMO DEL 31 DE
MAYO DE 1970 TESIS - U.N.I.
- 16.- CARDENAS-ICHIZAWA ESTUDIO DE LA LITERATURA SOBRE EL
COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO ARMADO TESIS - U.N.I.
- 17.- KUROIWA JULIO RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO
SISMO-RESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN
EL PERU.
- 18.- JUAREZ BADILLO MECANICA DE SUELOS.
- 19.- REGLAMENTO GENERAL NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISIS-
DE CONSTRUCCIONES. MICO.
- 20.- UNION PANAMERICANA ASISMICIDAD EN VIVIENDAS ECONOMICAS
CENTRO INTERAMERI-
CANO DE VIVIENDA Y
PLANEAMIENTO.
- 21.- REVISTA DEL IDIEM, FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATE
UNIVERSIDAD DE CHILE MATICAS, INSTITUTO DE INVESTIGACION
Y ENSAYO DE MATERIALES Vol. 7-Nº1,
Vol.2-Nº1, Vol.2-Nº2, Vol.8-Nº3.