



UNIVERSIDAD VERACRUZANA

FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

**“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO,
DISEÑADO EN LOS TRES TIPOS DE SUELOS
DE LA ZONA SÍSMICA B”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

NICOLÁS QUEVEDO CANO

ASESOR:

M.I. FRANCISCO WILLIAMS LINERA



UNIVERSIDAD VERACRUZANA
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL



Al pasante:

Nicolás Quevedo Cano

PRESENTE

Por este medio comunico a usted, que su solicitud de titulación ha sido aprobada con la modalidad de **Tesis** y el tema **"COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN EDIFICIO, DISEÑADO EN LOS TRES TIPOS DE SUELOS DE LA ZONA SÍSMICA B"** bajo la dirección del **M.I. Francisco Williams Linera**, con el siguiente índice:

- 1.- INTRODUCCIÓN
- 2.- ANTECEDENTES
- 3.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES
- 4.- DISEÑO SÍSMICO
- 5.- DISEÑO DEL EDIFICIO
- 6.- ANÁLISIS COMPARATIVO
- 7.- CONCLUSIONES
- 8.- REFERENCIAS
- 9.- APÉNDICE

En virtud de lo anterior, le informo que deberá asistir a la defensa de su trabajo recepcional el día **Jueves 28 de Agosto del presente a las 11:45 hrs.** en la Sala Audiovisual de esta camera, así mismo le comunico que el jurado estará comprendido por:

- M.C. Jesús M. Santamaría López (presidente)
- M.I. Francisco Williams Linera (secretario)
- M.I. Angel Montejo Hernández (vocal)

Sin otro asunto sobre el particular me despido de usted, solicitando su presencia 15 minutos antes de la fecha indicada.

ATENTAMENTE
"LIS DE VERACRUZ: ARTE, CIENCIA, LUZ"
 Boca del Río, Ver., a 22 de Agosto de 2008

M.C. Ing. Jesús M. Santamaría López
 JEFE DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

ccp. Archivo

ÍNDICE

1.-INTRODUCCIÓN	3
2.-ANTECEDENTES	5
2.1.-PROPAGACIÓN DE ONDA	7
2.2.-CLASIFICACIÓN DE TERRENOS DE CIMENTACIÓN	8
2.2.1.- CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN SU ESTRATIGRAFÍA	12
2.2.2.- CARACTERIZACIÓN DEL SITIO	14
2.3.-EFECTOS NO LINEALES	16
2.4.-CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	17
2.4.1.- CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO.	18
2.4.2.-CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU ESTRUCTURACIÓN	21
3.-DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES	25
3.1.-ACCIONES DE DISEÑO	25
3.2.-INTENSIDADES DE DISEÑO	26
3.3.-COMBINACIONES DE ACCIONES	27
3.4.- ESTADOS LÍMITES	28
3.4.1.-ESTADOS LÍMITES DE FALLA	28
3.4.2.-ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	28
3.5.-FACTORES DE CARGA	29
4.-DISEÑO SÍSMICO	30
4.1.-REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA	31
4.2.-ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO	33
4.3.-FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO	35
4.4.-DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS	38
4.5.-MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	38
4.5.1.-ANÁLISIS ESTÁTICO	39
4.5.2.-MÉTODO SIMPLIFICADO	39
4.5.3.-ANÁLISIS DINÁMICO	40

5.-DISEÑO DEL EDIFICIO	41
5.1.-CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO	41
5.2.-PROGRAMA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL ECOgcW	43
5.3.-DETERMINACIÓN DE ESTADOS DE CARGAS	46
5.4.-COMBINACIONES DE ACCIONES	52
5.5.-PARÁMETROS DE DISEÑO	53
5.6.-ANÁLISIS SÍSMICO	55
6.-ANÁLISIS COMPARATIVO	56
6.1.-ESPECTROS DE DISEÑO	56
6.2.-ANÁLISIS COMPARATIVO CON SECCIONES TRANSVERALES IGUALES	57
6.2.1.-ACERO DE REFUERZO	57
6.2.2.-ACERO DE REFUERZO POR VOLUMEN DE CONCRETO KG/M3.	58
6.2.3.-DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS	60
6.3.-ANÁLISIS COMPARATIVO CON SECCIONES TRANSVERSALES OPTIMIZADAS.	62
6.3.1.-DIMENSIONES	62
6.3.2.-VOLUMENES DE CONCRETO	62
6.3.3.-ACERO DE REFUERZO	63
6.3.4.-ACERO DE REFUERZO POR VOLUMEN DE ACERO KG/M3	64
6.3.5.-DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS	66
7.- CONCLUSIONES	68
8.- REFERENCIAS	69
9.-APENDICE	70
A.-ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES	70
B.-CARGAS VIVAS UNITARIAS SEGÚN RCDF	71
C.-DIAGRAMAS DE DISEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO (ECOgcW)	72

1.-INTRODUCCIÓN

La calidad de una estructura, se refleja también en una respuesta adecuada ante las sollicitaciones a las que se ve sometida. Las posibles soluciones que permitan resolver un proyecto estructural, no deben perder de vista además, los costos de la construcción. Evaluando siempre el potencial impacto social, económico y ambiental que los daños o fallas parciales o totales de la misma tengan en el entorno.

No existe un lugar en el mundo donde haya una probabilidad nula de la ocurrencia de sismos destructivos, aunque existen zonas con mayor peligro que otras. Los sismos son sucesos infaustos que siempre nos sorprenden con pocas o ninguna medida preventiva. Para cambiar esto, los ingenieros civiles contamos con herramientas como la investigación, cuyos resultados quedan plasmados en reglamentos de construcción modernos que toman en consideración las condiciones locales.

La experiencia, ha dejado de manifiesto la importancia de la respuesta dinámica del terreno de cimentación en las construcciones ante un sismo, observando que la distribución de los daños en las mismas está íntimamente relacionada con el tipo de suelo.

El estado de Veracruz, no cuenta con un reglamento de construcciones para el diseño por sismo que tome en consideración las condiciones locales del suelo. Es por ello que la práctica común sea, en el mejor de los casos, usar el Manual de Diseño de Obras Civiles para el Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad, 1993 (MDOC-93).

En este trabajo, se hace el diseño estructural de un edificio de concreto reforzado del grupo B, ubicado de acuerdo al MDOC-93 en la zona sísmica B, se compara su respuesta en los tres diferentes tipos de suelo de cimentación (tipo I, tipo II y tipo III). Con esto, se analizan los estados límites de falla y servicio, los volúmenes de obra de los materiales como el concreto y el acero, que son necesarios para cumplir con las condiciones de seguridad y que impactan en el costo de la construcción; lo anterior, en el supuesto de que los procedimientos cumplan con los controles de calidad deseados. Se espera provocar la reflexión sobre la importancia de la investigación en la clasificación del tipo de terreno de cimentación, para reducir el riesgo sísmico.

2.-ANTECEDENTES

La respuesta de las construcciones ante una excitación dinámica como los sismos, ha dejado experiencias trágicas pero valiosas que permiten tomar algunas medidas preventivas al respecto. Como se ha mencionado, los daños en las construcciones después de un sismo corresponden con la respuesta dinámica de los diferentes tipos de suelos sobre las que éstas están cimentadas. Es así como en ocasiones, construcciones con características estructurales semejantes colapsan en un sitio mientras que en otros se mantienen sin daños, aún estando muy cercanas. Como un claro ejemplo puede citarse el sismo del 85 y sus efectos en la ciudad de México, donde edificaciones desplantadas en suelos poco consolidados, como los depósitos de aluviales, presentaron mayores daños que los cimentados en terrenos firmes, suceso conocido como *efecto de sitio*. Esta situación la contemplan los reglamentos de construcciones de vanguardia, sin embargo muchos Estados en la República Mexicana no cuentan con la información local suficiente para establecer parámetros para el diseño de estructuras sismorresistentes.



Fig. 2.1.- Falla de un edificio en el sismo de 1985 en la Cd. de México.

El MDOC-93 en su mapa de regionalización sísmica, hace una división burda del Estado de Veracruz, reconociendo tres zonas de acuerdo a la intensidad de los sismos esperados, y define tres tipos de terrenos en cada una de ellas. Por la extensión del Estado y la escasa información de las características locales de los suelos, no es posible localizar de manera precisa suelos como los aluviales, antiguos lechos de ríos, etc. donde el movimiento sísmico puede ser amplificado y en consecuencia intensificar sus efectos en las construcciones. Existen trabajos de investigadores (Riquer, et al. 2003; Williams et al. 2003; Leyva, R. 2004; Torres, G. 2008) enfocados a obtener mapas en el Estado de Veracruz que delimiten los tipos de terrenos en ciudades importantes y con alto riesgo sísmico, para de esta manera poder elegir el espectro de diseño sísmico para el sitio donde se construye.

Cuando se desconoce la respuesta de un depósito de suelo ante una excitación sísmica, se puede dar el caso de un sobre-diseño sísmico de la estructura, impactando de manera negativa en el costo de la misma. Otro suceso más desafortunado, es desestimar el efecto sísmico, cuyas consecuencias pueden llevar hechos catastróficos. Ambas decisiones pueden ser desatinadas, y finalmente llevar a un mayor riesgo por la baja calidad de la construcción.

2.1.- PROPAGACIÓN DE ONDA

El deslizamiento relativo de las placas tectónicas, causa la liberación de grandes cantidades de energía al vencer la resistencia de esfuerzos entre las superficie de contacto. Esta caída de esfuerzos, genera ondas sísmicas al deformar longitudinal (de compresión) o transversalmente (de cortante) a la roca. Las ondas viajan alejándose de la falla, y su amplitud se va atenuando en la distancia y el tiempo. Las ondas longitudinales o P (principales) viajan a mayor velocidad y tienen amplitudes menores que las de cortante o S (secundarias). En su paso las ondas se reflejan en las capas superficiales, y producen otro tipo de ondas llamadas de superficie, que tienen velocidades menores que las anteriores. Así, cerca de la falla los tres tipos de onda están superpuestos, pero a distancias grandes se distinguen los tres trenes de onda porque llegan a tiempos diferentes.

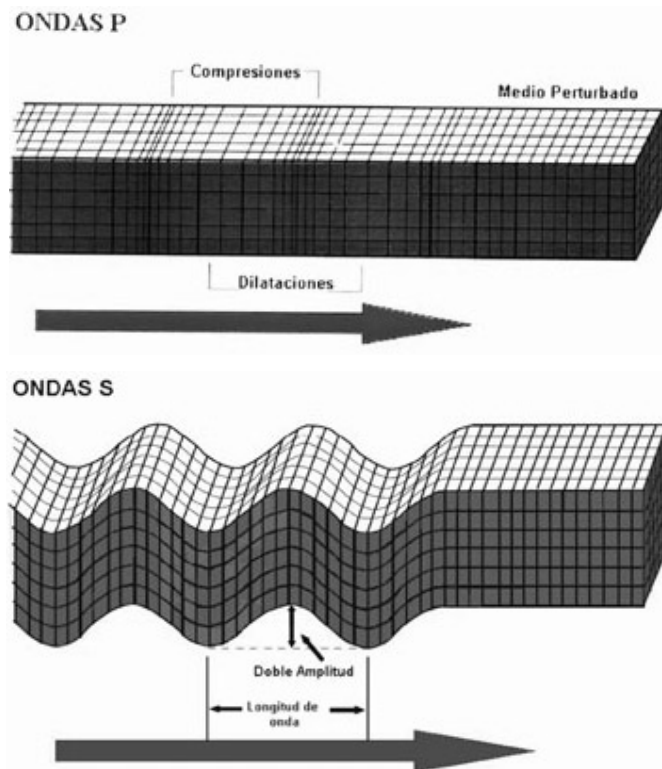


Fig.2.2.-Ondas longitudinales (P) y de cortante (S).

La velocidad y la distancia a las que se pueden transmitir las ondas sísmicas dependen de las propiedades de mecánicas del medio que atraviesan y puede haber amplificaciones locales de ondas de determinadas frecuencias cuando se atraviesan estratos de suelos de ciertas propiedades mecánicas. Las variables más importantes que definen el movimiento del suelo como la amplitud y el contenido de frecuencias de las ondas de un sitio ante una excitación sísmica son: la magnitud del sismo, la distancia del sitio a la zona donde se generó el sismo y de las propiedades del subsuelo local.

2.2.- CLASIFICACIÓN DE TERRENOS DE CIMENTACIÓN

Los efectos de amplificación o atenuación dinámica locales que sufren las ondas sísmicas al propagarse a través de las diversas interfases entre estratos y las fronteras laterales de los suelos pueden llegar a ser muy diferentes e importantes. Es por ello que para seleccionar el espectro de diseño sísmico, se ha identificado como una variable fundamental el tipo de terreno. Los reglamentos y manuales así lo reconocen, por lo que frecuentemente es motivo de revisiones y ajustes.

La respuesta del suelo está en función de varios factores relacionados con la irregularidad de geometría y la heterogeneidad de los materiales que definen un depósito. El MDOC-93 para fines prácticos, reduce el problema relacionando la amplificación de las ondas sísmicas debidas a *efectos de sitio* con dos parámetros relevantes del depósito real: uno es el período dominante de vibración, y el otro la velocidad efectiva de propagación de onda del sitio. Para ello se recurre a una aproximación de un estrato equivalente que reemplaza al perfil estratigráfico real, pero que tiene una profundidad y un período fundamental de vibrar semejante al verdadero.

El MDOC-93 establece una clasificación de terrenos de cimentación en función de velocidades de onda de corte y períodos característicos de vibrar para cada zona sísmica, a partir de una definición de *roca basal*.

En la zona conurbada Veracruz - Boca del Río (ZCV), del estado de Veracruz, México, Williams, et al. 2008, hacen una propuesta metodológica y un mapa de clasificación del tipo de suelo de cimentación para diseño sísmico en la zona. Esta mención se hace solo como referencia de los trabajos de investigación que se realizan en el Estado, ya que esta tesis, como ya se ha mencionado, se basa en las recomendaciones del MDOC-93 por ser su uso la práctica más común a la fecha.

El MDOC-93 establece que se considere la *roca basal* a la profundidad donde la velocidad de propagación de ondas de cortante, β_0 , vale al menos 700 m/s, por considerar que a estas velocidades o mayores, y a depósitos profundos, la amplificación dinámica es despreciable.

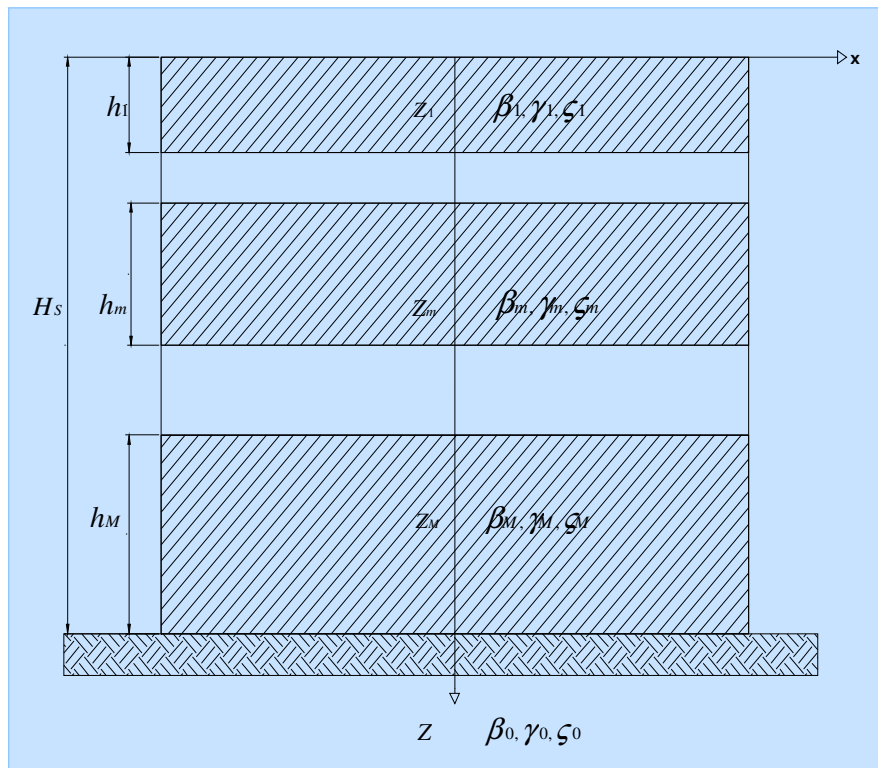


Figura 2.3.- Depósito estratificado Horizontalmente.

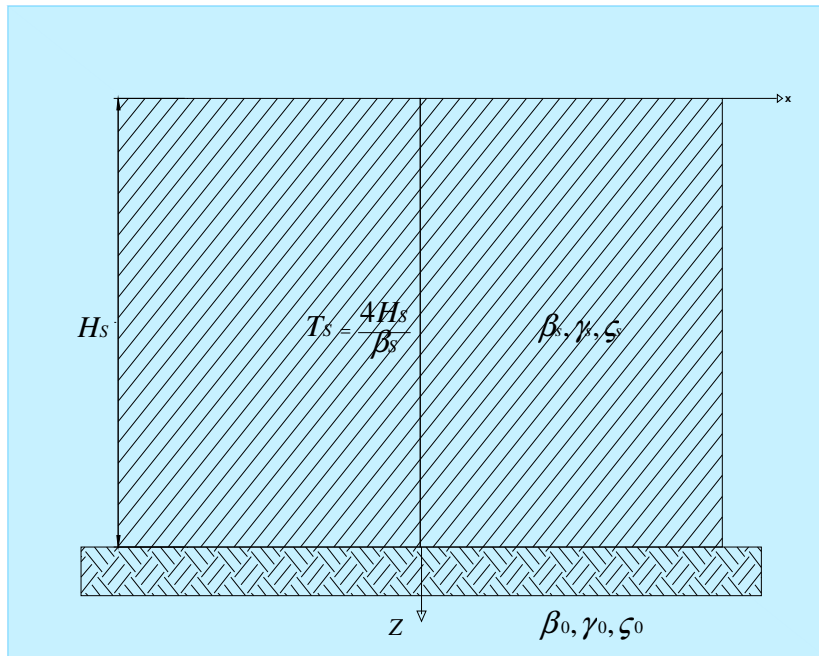


Fig.2.4.-Estrato equivalente.

La relación entre la velocidad de ondas de cortante β_0 y la rigidez al corte G_0 , está dada mediante la expresión:

$$\beta_0 = \left(\frac{G_0}{\rho_0} \right)^{1/2} \quad \text{Ecuación.- 2.1}$$

Donde:

β_0 = Velocidad de ondas de cortante

G_0 = Rigidez al corte

ρ_0 = Densidad de la masa del suelo

La condición para la roca basal implica que $G_0 = 85000 \text{ t/m}^2$, siempre que el peso volumétrico medio se acepte como $\gamma_0 = 1.7 \text{ t/m}^3$.

El estrato equivalente se caracteriza con la profundidad H_s y el período fundamental T_s , semejantes a los del depósito real, así como las velocidades de onda de cortante β_s , que es función tanto de H_s como de T_s , se conoce como velocidad efectiva de propagación del depósito del suelo y representa una especie de velocidad media. Esta idealización es válida para formaciones estratigráficas que responden esencialmente como un manto homogéneo, lo que permite interpretar al estrato equivalente con una respuesta ante una perturbación dada, como similar al depósito real.

En la mayoría de los casos el peso volumétrico efectivo γ_s y el amortiguamiento efectivo ζ_s del estrato equivalente se establece como los promedios de los parámetros correspondientes del depósito del suelo, pues el rango de variación real es pequeño, y se consideran los diferentes espesores de las capas.

2.2.1.- CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN SU ESTRATIGRAFÍA

El criterio que adopta el MDOC-93 para clasificar el terreno de cimentación para el diseño sísmico, está en función de su respuesta dinámica ante la excitación según su estratigrafía, que es función del período dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación de onda del sitio.

Resumiendo los pasos a seguir para clasificar un terreno, se procede como sigue:

- Se establece el terreno firme bajo el cual las velocidades de propagación $\beta_o \geq 700$ m/s o módulo de rigidez $G_o \geq 85000$ t/m².
- Entre el estrato firme y la superficie, se determina T_s y β_s .
- Se fija β_c y el período característico T_c dependiendo de la zona sísmica en la que se ubica el sitio, según la regionalización sísmica del país.

Zona sísmica	β_c (m/s)	T_c (s)
A	400	5.3
B	400	5.3
C	500	4.7
D	500	2.5

Tabla 2.1 Valores de β_c y T_c .

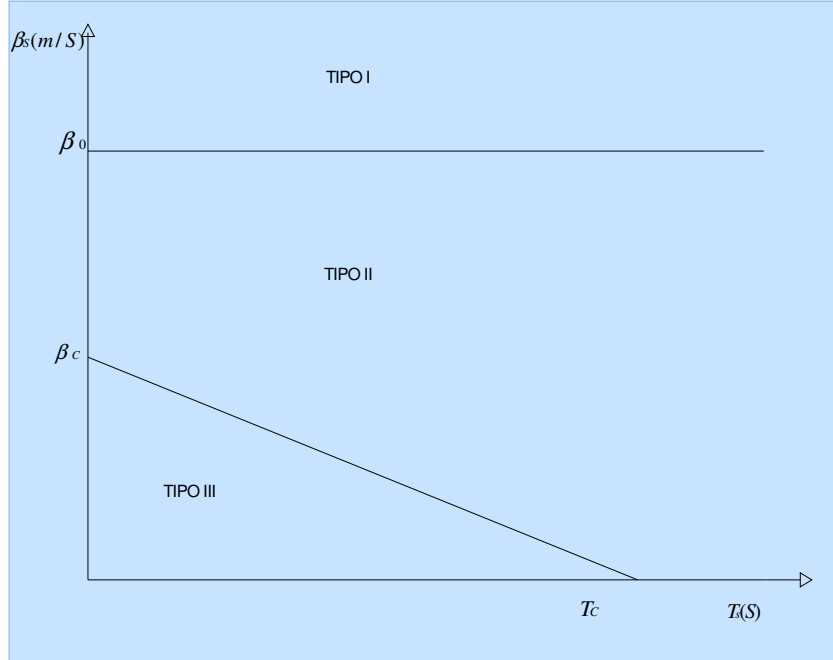


Fig. 2.5.-Carta de Microzonificación

De acuerdo con la figura 2.3 se clasifican los terrenos de cimentación en:

Tipo I Terreno firme: Depósitos de suelos formados solamente por estratos con velocidades de propagación $\beta_0 \geq 700$ m/s o módulos de rigidez $G_0 \geq 85000$ t/m² cm².

TIPO II Terreno intermedio: depósitos de suelo con un periodo fundamental de Vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumple la relación:

$$\beta_c T_s + \beta_s T_c \geq \beta_c T_c$$

TIPO III Terreno blando: depósitos de suelo con un periodo fundamental de Vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumple la Relación:

$$\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$$

El MDOC-93, recomienda que donde exista mayor información local que permita una microzonificación sísmica, ésta será la que se aplique, siempre que sea congruente con los criterios de clasificación de terreno establecidos en el Manual.

2.2.2.- CARACTERIZACIÓN DEL SITIO

El MDOC-93, describe para determinar el período dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio, técnicas aproximadas y rigurosas.

Una buena aproximación para obtener la velocidad efectiva de propagación del depósito estratificado, se basa en el concepto de la velocidad y lentitud promedio, donde lentitud es el recíproco de la velocidad.

La velocidad efectiva de propagación, se puede determinar suponiendo que el tiempo que tarda la onda de cortante en cruzar un estrato equivalente de espesor H_s con una velocidad β_s , es el mismo que tarda en el depósito estratificado. Igualando ambos tiempo tenemos:

$t = H_s / \beta_s$ es el tiempo que tarda una onda en viajar desde la base hasta la superficie en el estrato equivalente y $t = \sum_m h_m / \beta_m$ el tiempo para atravesar el depósito estratificado. El subíndice m indica el m -ésimo estrato

$$\beta_0 = \frac{H_s}{\sum_{m=1}^M \frac{h_m}{\beta_m}} \quad \text{Ec.2.2}$$

Cuando las variaciones de velocidades entre los estratos, no son muy acentuadas, la velocidad efectiva de propagación se puede obtener con un valor promedio, integrando el perfil de velocidades y dividiéndolo entre la profundidad del depósito

$$\beta_s = \frac{\sum_{m=1}^M \beta_m h_m}{H_s} \quad \text{Ec. 2.3}$$

Conocida la velocidad efectiva de propagación, el período fundamental de vibración del depósito estratificado se infiere con una buena aproximación suponiendo un estrato adherido a un semiespacio, lo que lleva a

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Cuando las velocidades de propagación entre estratos son marcadamente diferentes, estos resultados pueden tener diferencias significativas. Sin embargo, para la mayoría de los casos y para la caracterización de terreno de cimentación con fines microzonificación sísmica estos conceptos conducen a resultados aceptables.

Para calcular de un modo riguroso los períodos y modos naturales de vibración de un depósito de suelo, se puede recurrir a técnicas de elemento finito, y su aplicación es más sencilla cuando se trata de formaciones estratificadas horizontalmente.

Como alternativa al método de elemento finito, se puede usar el método de Thomson-Haskell basado en técnicas de propagación de ondas, para el cálculo riguroso de funciones de transferencia de depósitos de suelos estratificados.

Para formaciones de suelos complejas, el período dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación, se puede determinar con información geotécnica y registro de microtemblores del sitio avalados con datos de registros de temblores fuertes.

2.3.-EFECTOS NO LINEALES

La velocidad de propagación de ondas de cortante y el amortiguamiento, dependen de manera importante del nivel de deformación al corte a que está sujeto el suelo. Cuando se considera necesario determinar el comportamiento inelástico del suelo, generalmente se recurre a aproximaciones para obtener la velocidad efectiva de propagación β_s en condiciones inelásticas, relacionada con la deformación al corte del terreno, la que a su vez involucra a la velocidad máxima del terreno para el sismo de diseño. Es así que

DEFORMACION AL CORTE (%)	β_s / β_s
$\gamma \leq 10^{-3}$	1.0
$10^{-3} < \gamma < 10^{-2}$	0.95
$10^{-2} < \gamma < 10^{-1}$	0.9
$\gamma \geq 10^{-1}$	0.85

Tabla. 2.2.-Factores de comportamiento sísmico no lineal del sitio.

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	V_0 (cm/s)
A	I	1.3
	II	4.4
	III	7.8
B	I	2.2
	II	8.1
	III	14.8
C	I	4.2
	II	15
	III	21.2
D	I	4.9
	II	16.8
	III	23.5

Tabla.2.3.-Velocidades máximas del terreno.

$$\gamma = \frac{V_0}{\beta_s}$$

En lo que respecta al amortiguamiento, no se cuenta con resultados confiables o criterios sencillos de aplicar, por lo que el amortiguamiento que se usa es el de la condición elástica.

2.4.-CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

El fenómeno sísmico es impredecible por lo cual debe considerarse que la intensidad del sismo de diseño se exceda cuando menos una vez en la vida útil de la estructura, debido a esta probabilidad es que algunas estructuras han de protegerse en mayor grado de acuerdo a su importancia.

Por lo tanto las solicitaciones de diseño sísmico deben ser función de las características de los posibles temblores y del grado de seguridad recomendable para el edificio, función creciente de las pérdidas que implicaría su falla, y función decreciente del costo con respecto a su resistencia.

La forma de falla de la estructura está determinada por las características estructurales para soportar cargas sísmicas y la capacidad para disipar energía por comportamiento inelástico. Debido a esto para clasificar las estructuras se emplean dos parámetros: la seguridad aconsejable para la estructura, y las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura.

2.4.1.- CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO.

Con respecto a la seguridad estructural de la estructura, se clasifican según su destino en los siguientes grupos:

Grupo A

Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo.



Fig.2.6.-Hospital Regional del Puerto de Veracruz

Grupo B

Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del A.



Fig.2.7.-Edificio de oficinas

Grupo C

Estructuras en que es admisible un grado de seguridad bajo. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud sumamente pequeña y no causaría normalmente daños a construcciones de los grupos A y B ni pérdida de vidas.

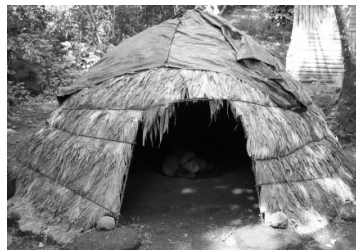


Fig.2.8.-choza

En algunas estructuras especialmente importantes, como los reactores nucleares o las grandes presas, el grado de seguridad recomendable es tan alto que escapan a la clasificación que antecede. En el diseño sísmico de tales estructuras se seguirán criterios especiales acordes con el estado del conocimiento.

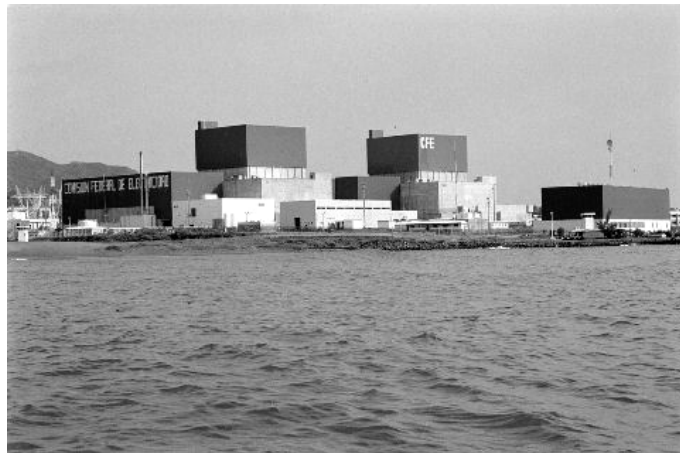


Fig. 2.9.-Planta Nucleoeléctrica Laguna Verde

2.4.2 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU ESTRUCTURACIÓN

De acuerdo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura, las construcciones se clasifican según su estructuración en los siguientes tipos:

Tipo 1

Estructuras de edificios; edificios comunes en los que las fuerzas laterales son resistidas en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por una combinación de estos sistemas.



Fig.2.9 Torre de PEMEX Veracruz

Tipo 2

Péndulos invertidos y apéndices en los que el 50 por ciento de su masa se halle en el extremo superior y tenga solo un elemento resistente en la dirección de análisis.



Fig.2.10 Péndulo invertido

Tipo 3

Muros de retención.



Fig. 2.11 Muro de retención

Tipo 4

Chimeneas y silos donde la masa y su rigidez se encuentran de manera continua a lo largo de su altura y domina la deformación por flexión.



Fig.2.12.-Silos

Tipo 5

Tanques elevados y depósitos superficiales que originan grandes fuerzas hidrodinámicas en el recipiente.



Fig.2.13.-Tanque elevado.

Tipo 6

Estructuras industriales que requieren de grandes claros entre sus ejes.



Fig.2.14.-nave industrial

Tipo 7
Puentes.



Fig.2.15.-Puente Papaloapan

Tipo 8
Tuberías.



Fig.2.16.-tuberías

Tipo 9
Presas.

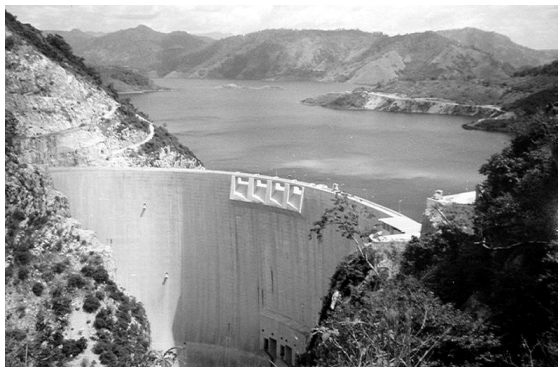


Fig.2.17.-Hidroeléctrica el Cajón.

3.-DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES

El objetivo principal del diseño estructural es definir la forma, dimensiones y características de una estructura que sea capaz de proporcionar una seguridad adecuada ante estados límites de falla para las acciones más desfavorables y procurar que no se sobrepasen los límites de servicio.

3.1.-ACCIONES DE DISEÑO

Son las cargas o fuerzas a las que va a estar sometida la estructura ya sea por ciertos periodos de tiempo o permanentemente, es por ello que según su duración se consideran tres categorías:

- a) Las acciones permanentes: son las que permanecen en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo, pertenecen a estas acciones las cargas muertas que son los pesos de todos los elementos constructivos.
- b) Las acciones variables son las que permanecen sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo, pertenecen a estas acciones las cargas vivas que son las fuerzas que se producen por el uso y ocupación del edificio.
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves como son las acciones sísmicas o los efectos del viento; estas acciones pueden provocar un comportamiento catastrófico por ello es muy importante tomarlas en cuenta en el diseño del edificio.

3.2.-INTENSIDADES DE DISEÑO

Las intensidades de las acciones de diseño a las que va a estar sometida la estructura deberán establecerse en base a los criterios generales siguientes, según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal del 2004 (NTC-RCDF-04) para el Diseño Estructural de Edificios:

- a) Para acciones permanentes se tomarán en cuenta las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad.
- b) Para acciones variables se determinarán las intensidades de acuerdo a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:
 - 1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes.
 - 2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable.
 - 3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo.
 - 4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.
- c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años.

3.3.-COMBINACIONES DE ACCIONES

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que puedan ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea.
- b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados.

3.4.- ESTADOS LÍMITES

Se puede decir que un edificio tiene un comportamiento aceptable cuando su respuesta ante ciertas acciones aplicadas, se mantiene dentro de ciertos límites que no afectan su correcto funcionamiento ni su estabilidad.

Los límites admisibles de la respuesta estructural son: estados límites de falla y estados límites de servicio.

3.4.1.-ESTADOS LÍMITES DE FALLA

Se llama estado límite de falla cuando el comportamiento de la estructura pone en peligro la estabilidad de la construcción o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Se revisará que la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas, multiplicadas por los factores de carga correspondientes.

3.4.2.-ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

El estado límite de servicio se alcanza cuando los daños que tiene la estructura impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

Según las NTC-RCDF-04, en edificaciones sujetas a cargas permanentes y variables los desplazamientos no deben exceder los siguientes valores:

Desplazamientos verticales.- en el centro de las trabes debe ser menor o igual a el claro entre 250 mas 5mm, cuando los elementos estructurales que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables se divide entre 480 mas 3mm.

Desplazamientos horizontales.- entre 2 niveles sucesivos de la estructura será igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para elementos que puedan sufrir daños ante pequeños desplazamientos se dividirá entre 250.

Para el diseño sísmico se tomara en cuenta los desplazamientos laterales.

3.5.-FACTORES DE CARGA

Los tipos de combinaciones de las acciones determinaran los factores de carga de la siguiente manera:

- a) Para combinaciones de acciones permanentes y cargas variables, se aplicará un factor de carga de 1.4. Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomara igual a 1.5.
- b) Para combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales, se tomará un factor de carga de 1.1, aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable.
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

4.-DISEÑO SÍSMICO

El primer objetivo fundamental del diseño sísmico es proporcionar a la estructura la capacidad de disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo sin que sufra colapso o daños irreparables. Lo cual se puede lograr dando una resistencia muy alta a la estructura considerando un comportamiento elástico o diseñarla para una resistencia menor pero que cuente con propiedades de ductilidad que le permitan disipar la energía.

El segundo objetivo es evitar daños y pánico a los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que puedan ocurrir varias veces durante la vida útil de la construcción, para cumplir con este objetivo la estructura debe poseer una adecuada rigidez ante cargas laterales.

Las tres características esenciales que rigen el buen comportamiento sísmico son: resistencia, rigidez y ductilidad. No es fácil cumplir simultáneamente con las tres ya que una estructura resistente y rígida es poco dúctil.

4.1.-REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA

La República Mexicana para fines de diseño antisísmico se encuentra dividida en cuatro zonas, para realizar esta división se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana, los cuales se basan en los registros históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo. Estas zonas son un reflejo de que tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un siglo.

Zona A

Es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.

Zonas (B y C)

Son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo.

Zona D

Es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

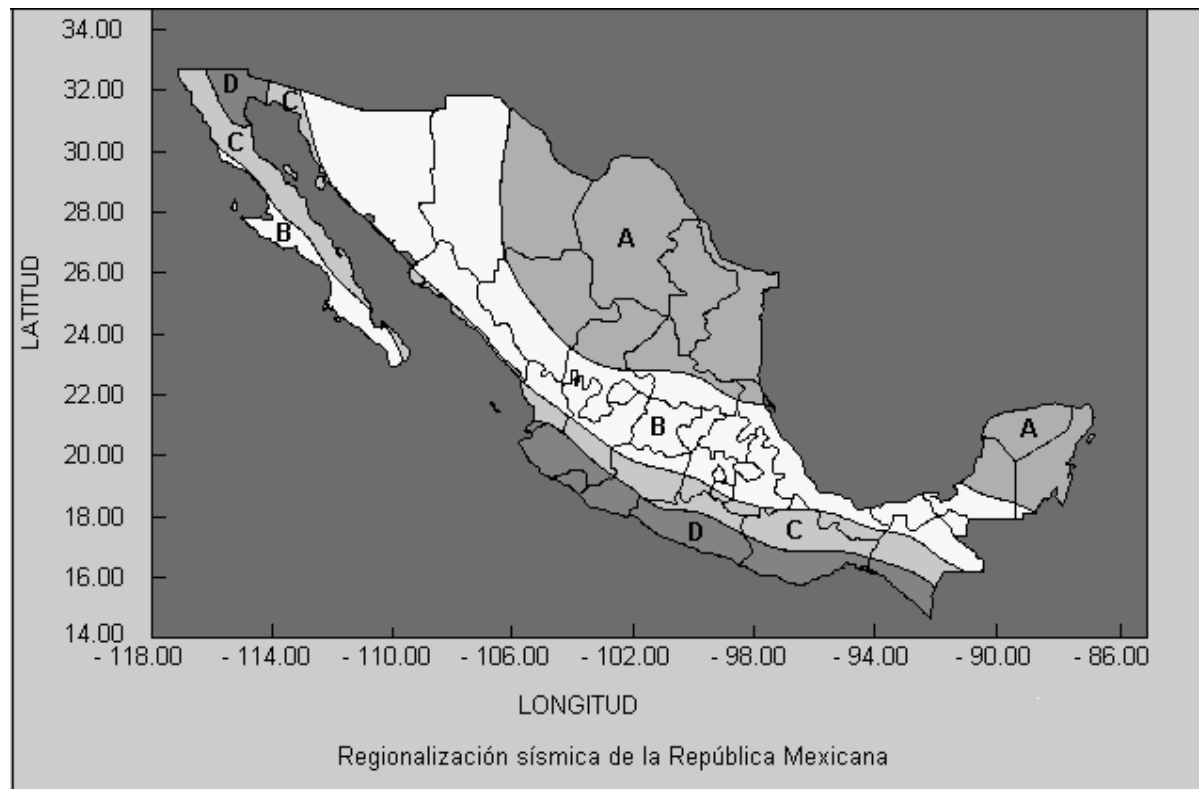
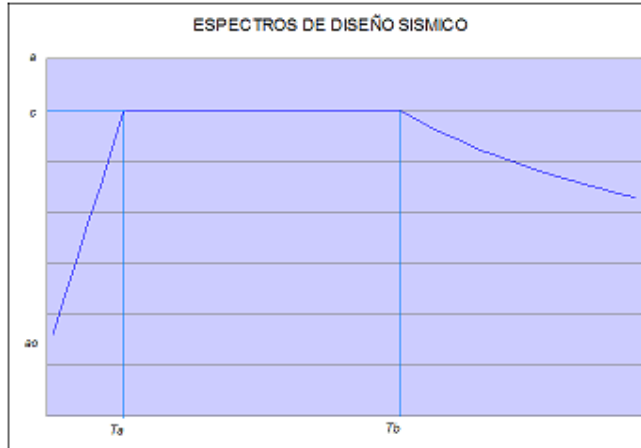


Fig.4.1 Regionalización sísmica de la Republica Mexicana.

4.2.-ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

El espectro de diseño se construye en base al coeficiente sísmico c el cual se utiliza como índice de acción, también puede determinarse directamente como la fracción del peso total de la construcción W y la fuerza cortante horizontal V que actúa en la base de la construcción. El coeficiente sísmico varía según el peligro sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción. Los reglamentos mexicanos especifican coeficientes sísmicos de diseño mayores a medida que aumenta la profundidad de los estratos de suelo deformable que se encuentran en el sitio. Esto es acorde a la evidencia de intensidades sísmicas considerablemente mayores en las zonas de suelo blando que en las de terreno firme.



$$1.- 0 < T < T_a : a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_a} T$$

$$2.- T_a \leq T \leq T_b : a = c$$

$$3.- T > T_b : a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$$

a: ordenada espectral

ao: ordenada espectral para T= 0

c: coeficiente sísmico básico

r: exponente adimensional

T: periodo natural de la estructura o uno de sus modos en segundos

T1, T2, periodos naturales que determinan la forma del espectro, en segundos

Zona sísmica de la República Mexicana	Tipo de suelo	ao	C	Ta (s)	Tb(s)	r
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.3	0.3	1.5	2/3
	III	0.1	0.36	0.6	2.9	1

Nota: Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estas deben multiplicarse por 1.5 en el caso de estructuras del grupo A. Suelo tipo I, terreno firme; tipo II, terreno de transición; tipo III, compresible.

Tabla 4.1 espectro de diseño sísmico.

4.3.- FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

El factor de comportamiento sísmico Q toma los valores dependiendo del tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura, los cuales determinan el grado de disipación de energía por ductilidad que la estructura puede disponer.

Los valores del factor de comportamiento sísmico se adoptaran de acuerdo a la siguiente clasificación dada por NTC-RCDF:

I. Se usará $Q = 4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien, por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni controvientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
2. Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del Reglamento, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas. y los marcos, sean o no contraventeados y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichas cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente en cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular, los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del Reglamento.

4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.
5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

II. Se adoptará $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 a 3 especificadas para el caso I. pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero, por marcos de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de éstos y muros o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

III. Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen con algún entrepiso los especificados por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas construidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará $Q=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

IV. Se usará $Q=1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinadas o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

V. Se usará $Q=1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de esta en dichas direcciones.

El RCDF-04 para construcciones con estructuración irregular debe reducirse a 80% el valor de Q . Los requisitos antes mencionados para la aplicación de los distintos valores de Q , son muy generales y deben ir aparejados a la observancia de otros más específicos de sistemas constructivos y materiales particulares

4.4.-DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños son las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, no se excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

4.5.-MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Existen diversos procedimientos para calcular las solicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura se dividen en dos grupos: los de tipo estático y los dinámicos. En los primeros se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica. En los segundos realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo generalmente simplificado.

También existen programas que realizan el análisis sísmico tridimensional estático o dinámico de estructuras a base de barras, placas, tableros y otros tipos de elementos, con lo cual es posible modelar de manera muy detallada la estructura y obtener una estimación precisa de su respuesta.

4.5.1.-ANÁLISIS ESTÁTICO

Los métodos de este tipo se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total es decir el cortante en la base a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir esta cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural. El RCDF acepta el del método estático en estructuras de altura no mayor 60 m, Debe, sin embargo, evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

4.5.2.-MÉTODO SIMPLIFICADO

En este método se hace caso omiso a los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de voltéo. Se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que actúe en dicho entrepiso, empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 4.2, para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

Zona	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
	Altura de construcción m			Altura de construcción m		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
I	0.07	0.08	0.08	0.1	0.11	0.11
II Y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Tabla 4.2 Coeficientes sísmicos reducidos

4.5.3.-ANALISIS DINÁMICO

En los métodos dinámicos se realiza una idealización de la estructura a base de masas y resortes, si se utilizan programas de análisis, la modelación puede ser muy refinada, de lo contrario debe recurrirse a un modelo muy simplista.

El método dinámico más empleado en la práctica es el análisis modal con técnicas de espectro de respuesta.

El RCDF especifica este método, aceptando que se analice en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar en cuenta los efectos de torsión. Éstos deben determinarse independientemente con el procedimiento indicado para el método estático y después superponerse. Se determinan los tres primeros modos de traslación, y todos aquellos adicionales que tengan un periodo mayor que 0.4 seg. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considera la aceleración correspondiente al espectro de diseño reducido por ductilidad y para el periodo particular del modo en cuestión.

Otro método dinámico que se ha empleado para el análisis de estructuras muy importantes es el análisis paso a paso, o sea la integración directa de las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño. El procedimiento, además de su laboriosidad, presenta dificultades para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y para definir el acelerograma de diseño.

5.- DISEÑO DEL EDIFICIO

5.1.-CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

Se diseña una estructura de 5 niveles, formada por marcos de trabes y columnas de concreto reforzado, con dimensiones como se muestra en la figura 5.1, el sistema de piso esta formado por lozas macizas coladas monolíticamente con las vigas, la planta es tipo para todos los niveles, se trata de un edificio de oficinas del grupo B según la clasificación del MDOC-93 de CFE. Se analiza bajo la condición de base fija considerando empotramiento en la planta baja, Los materiales considerados en el diseño son: concreto clase 1, con un $f'_c=250\text{kg/cm}^2$, la deformación unitaria se tomo como $\mathcal{E}=0.003$, acero de refuerzo corrugado con $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$, y límite de fluencia $E_s=2,000,000\text{ Kg/cm}^2$.

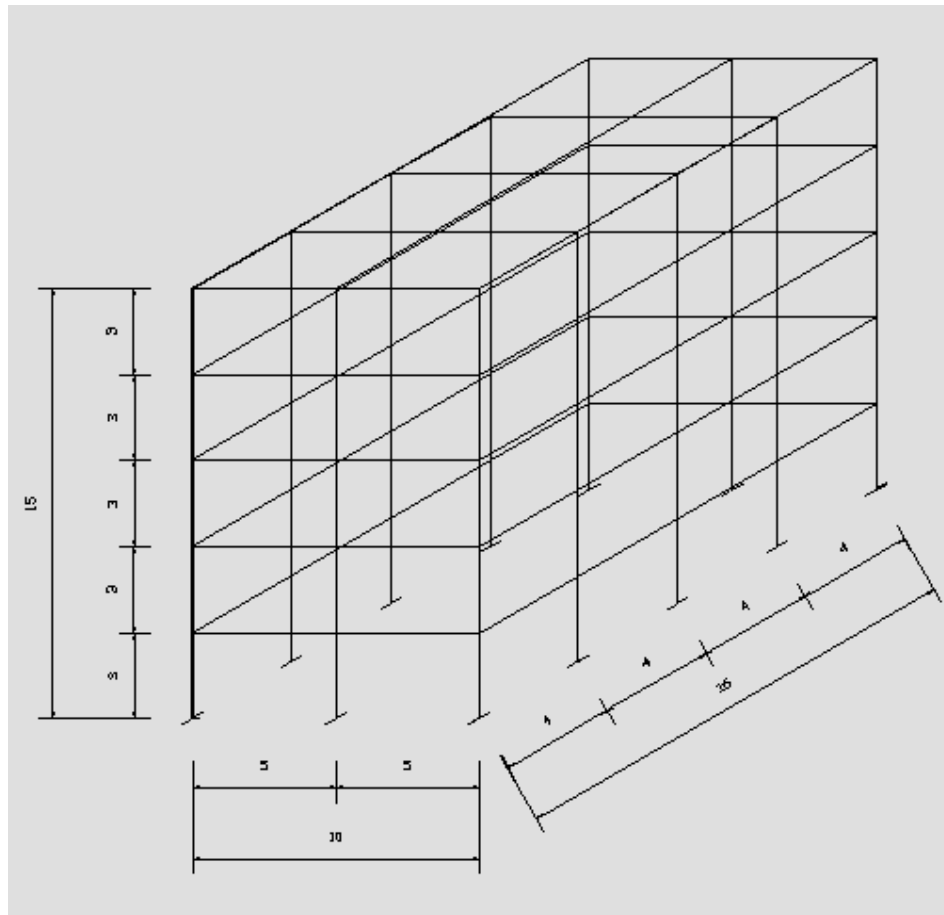


Fig. 5.1.-Características del edificio.

5.2.-PROGRAMA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL ECOgcW

El programa que se utiliza en el análisis y diseño del edificio es el ECOgcW, el cual modela la estructura de forma tridimensional el programa funciona de la siguiente manera:

Por medio de tableros se forman los diafragmas rígidos y se cargan los miembros en el borde según sus áreas tributarias. Los nudos que están en el diafragma tienen tres grados de libertad independientes (desplazamiento vertical y rotaciones alrededor de los ejes horizontales) y tres dependientes desplazamientos horizontales y rotación alrededor del eje vertical).

Las matrices de rigidez de las barras las genera el programa tomando en cuenta la zona infinitamente rígida en los extremos e incluyen las deformaciones por cortante.

La matriz de rigidez de los paneles se obtiene por integración numérica de acuerdo a los grados de libertad que se le hayan asignado a los nudos.

Para los valores de la matriz diagonal de masas sigue el siguiente procedimiento: primero, crea los vectores de carga que aparecen en la combinación de las masas y los combina, del vector de cargas obtenido toma los valores que corresponden al desplazamiento en dirección Z, Estos valores, divididos entre g , los considera como la masa adherida al nudo correspondiente, luego, obtiene la masa total y en centro de masas de los nudos que pertenecen al mismo diafragma, la masa así obtenida, la asigna a la masa traslacional en dirección X y dirección Y para el diafragma; La masa rotacional la obtiene calculando el momento polar de inercia del diafragma y considerando la masa traslacional uniformemente repartida sobre el diafragma. Los nudos que no pertenecen a un diafragma los considera solo con masa traslacional adherida, sin masa rotacional.

El procedimiento de análisis empleado es el método matricial de rigideces, para la solución del sistema de ecuaciones se emplea el método de Gauss adaptado para trabajar la matriz perfilada.

Para la obtención de los valores característicos de la matriz generada para el análisis modal, emplea el método de iteración del subespacio (Bathe y Wilson 1972).

El análisis P-Delta se realiza obteniendo la matriz de rigidez geométrica y adicionándosela a la matriz de rigidez elástica del miembro (Wilson 1998). Para determinar la carga P que interviene en la matriz geométrica de cada miembro sigue un procedimiento iterativo. En la primera iteración considera todas las cargas $P=0$. Con las fuerzas axiales obtenidas, modifica las matrices de rigidez de cada miembro y recalcula, hasta que llega a la convergencia cuando la diferencia máxima de cargas P entre dos iteraciones es menor que un valor máximo preestablecido. Las matrices de rigidez de los miembros modificadas con la matriz de rigidez geométrica, son empleadas al realizar el análisis estático o el análisis modal.

El análisis sísmico dinámico es un análisis de respuesta a espectro. Si se selecciona Combinación de respuestas - Fuerzas equivalentes en Parámetros de análisis sísmico, obtiene las fuerzas respuesta realizando la combinación modal de los vectores de fuerzas sísmicas equivalentes, las fuerzas obtenidas las aplica sobre los diafragmas considerando la excentricidad estática con respecto a sus centros de masa y genera los estados de carga $SIFx1$, $SIFx2$, $SIFy1$ y $SIFy2$. La excentricidad dinámica la determina dividiendo la respuesta de torsión Mz en el nivel entre la fuerza sísmica calculada.

Para el análisis con cortantes equivalentes sigue un procedimiento similar, sólo que la combinación de respuestas modales la hace a nivel de cortantes, no de fuerzas. Una vez obtenida la combinación de cortantes, regresa a fuerzas y genera los estados de carga.

Si se selecciona Combinación de respuestas-Elementos mecánicos en Parámetros de análisis sísmico, no genera fuerzas sísmicas equivalentes, sino que para cada vector de desplazamientos modales calcula los elementos mecánicos en cada sección intermedia de cada miembro. Posteriormente realiza la combinación modal, empleando el método CQC, de los valores obtenidos para cada modo. Para tener en cuenta la torsión accidental

especificada por el reglamento en particular que se esté utilizando, genera los estados de carga de torsión estática accidental pura SIMx y SIMy.

Si los estados de carga SIMx o SIMy intervienen en una combinación de diseño, se combinan los valores calculados modalmente, que se obtienen sin signo, con los valores de estados de carga estáticos, asignándoles el signo según el signo con el que participan en cada combinación que intervengan.

Para poder realizar un análisis sísmico estático debe existir en cada nivel al menos un diafragma cuya masa traslacional sea al menos el 90% de la masa total en el nivel y se sigue el siguiente procedimiento: Obtiene fuerzas sísmicas estáticas, reduce las fuerzas sísmicas, si se capturó el período en cada dirección al definir datos sísmico, obtiene el centro de torsión, Con las excentricidades calculadas y excentricidades accidentales, obtiene la posición de las fuerzas sísmicas en el diafragma y genera los estados de carga SIFx1, SIFx2, SIFy1 y SIFy2. Adicionalmente a estos estados de carga, genera los estados de carga NGx y NGy, Estos estados de carga tienen las fuerzas sísmicas aplicadas en los diafragmas en una posición tal que no exista giro.

5.3.-DETERMINACIÓN DE ESTADOS DE CARGAS

Los estados de carga se determinan por medio de ventanas y se van designando en los tableros del edificio, se consideran cargas uniformes sobre el tablero ya que el programa se encarga de repartirlas en las trabes perimetrales de acuerdo al área tributaria correspondiente.

El carga CM corresponde a la carga muerta del edificio, la cual se determina mediante un análisis de cargas sobre las losas que se anexa en el apéndice A, la carga muerta en la azotea resultó de 214 Kg/cm² y en los entrepisos de las plantas tipo de 220 Kg/cm² en esta carga se incluye el peso propio de los elementos estructurales trabes y columnas.

Estado de carga

Id corta: CM

Incluyo peso propio:

Tipo:

- Muerta
- Viva
- Sismo
- Otra

Cargas en miembros por tablero:

- Uniformes
- Triangulares-Trapeziales

La carga se conserva en tablero:

Id larga: Peso propio de elementos

Eliminar TODOS Eliminar Renombrar Cancelar Aceptar

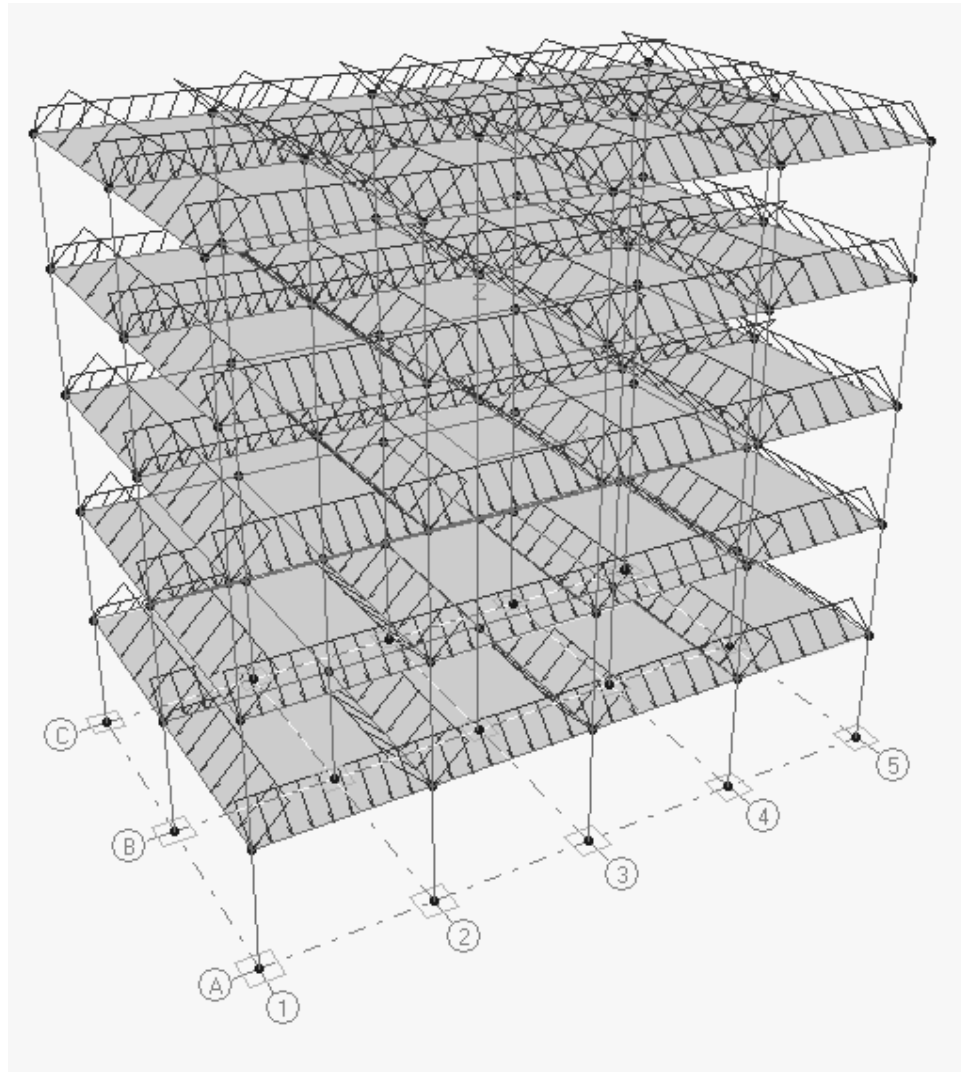


Fig. 5.2.-Aplicación del estado de la carga muerta CM.

La carga CV corresponde a la carga viva máxima, los valores de determinan de la tabla cargas vivas unitarias especificadas por el RCDF-04 anexa en el apéndice B, para la carga viva en la azotea se toma el valor de 100 Kg/m² y para los entresijos de las plantas tipo 250 Kg/m².

Estado de carga

Id corta: CV

Incluyo peso propio

Tipo:

- Muerta
- Viva
- Sismo
- Otra

Cargas en miembros por tablero:

- Uniformes
- Triangulares-Trapeziales

La carga se conserva en tablero

Id larga: Carga viva

Eliminar TODOS Eliminar Renombrar Cancelar Aceptar

El estado de carga CV1 se asigna a la carga viva reducida, los valores se toman son para la azotea 70 Kg/m² y para el entrepiso 180 Kg/m² de acuerdo a la tabla del apéndice B.

Estado de carga

Id corta: CV1

Incluyo peso propio

Tipo

- Muerta
- Viva
- Sismo
- Otra

Cargas en miembros por tablero

- Uniformes
- Triangulares-Trapeziales

La carga se conserva en tablero

Id larga: Carga viva reducida

Eliminar TODOS Eliminar Renombrar Cancelar Aceptar

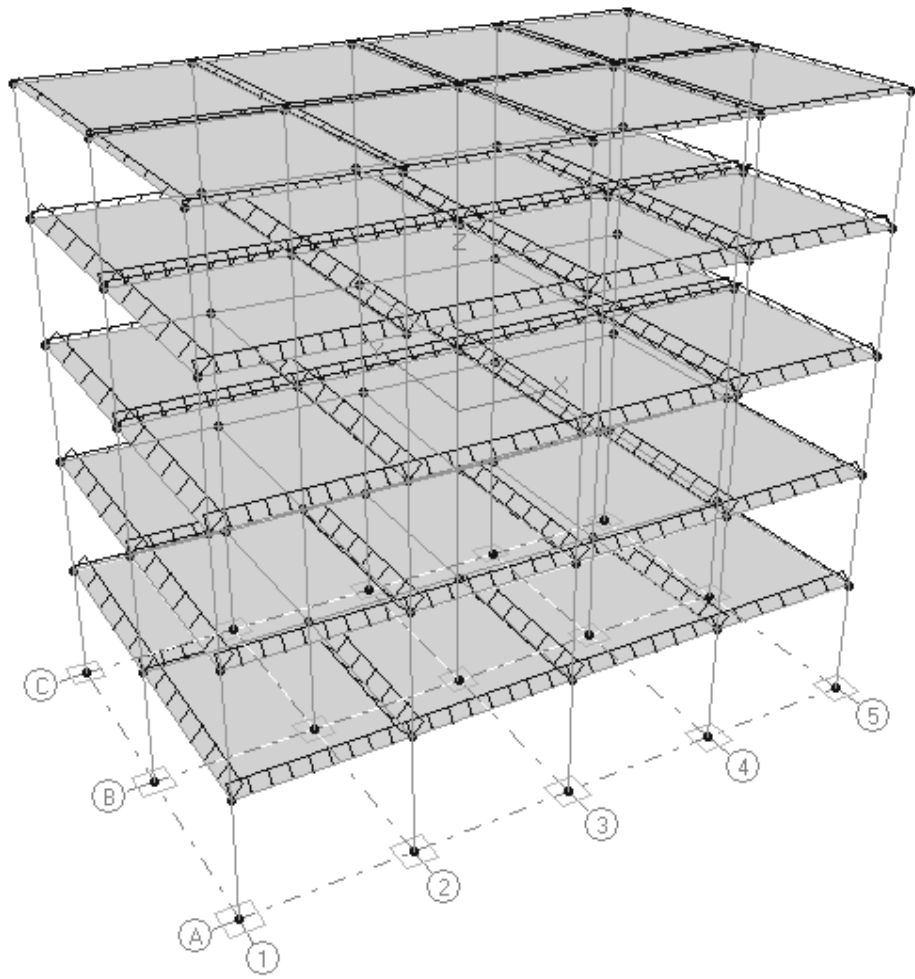


Fig.5.4.-Aplicación de la carga viva reducida CV1.

5.4.-COMBINACIONES DE ACCIONES

Las equivalencias para determinar las combinaciones que se calcularán en el análisis del edificio son para CM=CM carga muerta máxima, CVI=CV1 carga instantánea y CVT=CV carga viva máxima, y se amplificarán por su factor de carga de acuerdo a la combinación, 1.4 para cargas permanentes mas cargas variables y 1.1 cuando se considera una carga accidental según el NTC-RCDF-04.



5.5.-PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros para el diseño del edificio se cargan en una ventana como la mostrada en la figura 4.5 se determinan de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF, las resistencias se afectan por los factores de reducción, FR, se consideran la resistencia de los materiales y los límites de deformación unitaria del concreto y el módulo de elasticidad del acero. Se limitan los refuerzos mínimos y máximos aceptables.

The image shows a software dialog box titled "Parámetros de diseño" (Design Parameters). It contains several input fields and checkboxes for configuring design parameters. The parameters are organized into two main sections. The top section includes the code of the design code (Reglamento), the strain of concrete (ϵ concreto), the modulus of elasticity of steel (E acero), and checkboxes for "Marco dúctil" (Ductile frame), "Método alterno" (Alternative method), and "Torsión" (Torsion). The bottom section lists material strengths and reduction factors: concrete strength (f_c), longitudinal steel yield strength (f_y acero longitudinal), flexion reduction factor (FR flexión), minimum moment (M_r mínimo), maximum steel area of tension (Area máx acero de tensión), maximum steel per layer (Acero máximo por lecho), transverse steel yield strength (f_y acero transversal), and shear reduction factor (FR cortante). At the bottom of the dialog are "Cancelar" (Cancel) and "Aceptar" (Accept) buttons.

Parameter	Value	Unit
Reglamento	RDF04	
ϵ concreto	0.003	
E acero	2000000	Kg/cm ²
f_c	250	Kg/cm ²
f_y acero longitudinal	4200	Kg/cm ²
FR flexión	0.9	
M_r mínimo	1.5	M agri
Area máx acero de tensión	0.75	A bal.
Acero máximo por lecho	0.025	bd
f_y acero transversal	4200	Kg/cm ²
FR cortante	0.8	

Parámetros de diseño [X]

Reglamento: Marco dúctil

ϵ concreto: Método alterno

E acero: Kg/cm² Torsión

Variación lineal entre FRc y FRt

f'c	<input type="text" value="250"/>	Kg/cm ²
fy acero longitudinal	<input type="text" value="4200"/>	Kg/cm ²
FR para falla en compresión	<input type="text" value="0.7"/>	
FR para falla en tensión	<input type="text" value="0.8"/>	
Acero mínimo	<input type="text" value="0.01"/>	A conc.
Acero máximo	<input type="text" value="0.06"/>	A conc.
fy acero transversal	<input type="text" value="4200"/>	Kg/cm ²
FR cortante	<input type="text" value="0.8"/>	

D. biaxial acero tubular Bresler Gouwens

5.6.-ANÁLISIS SÍSMICO

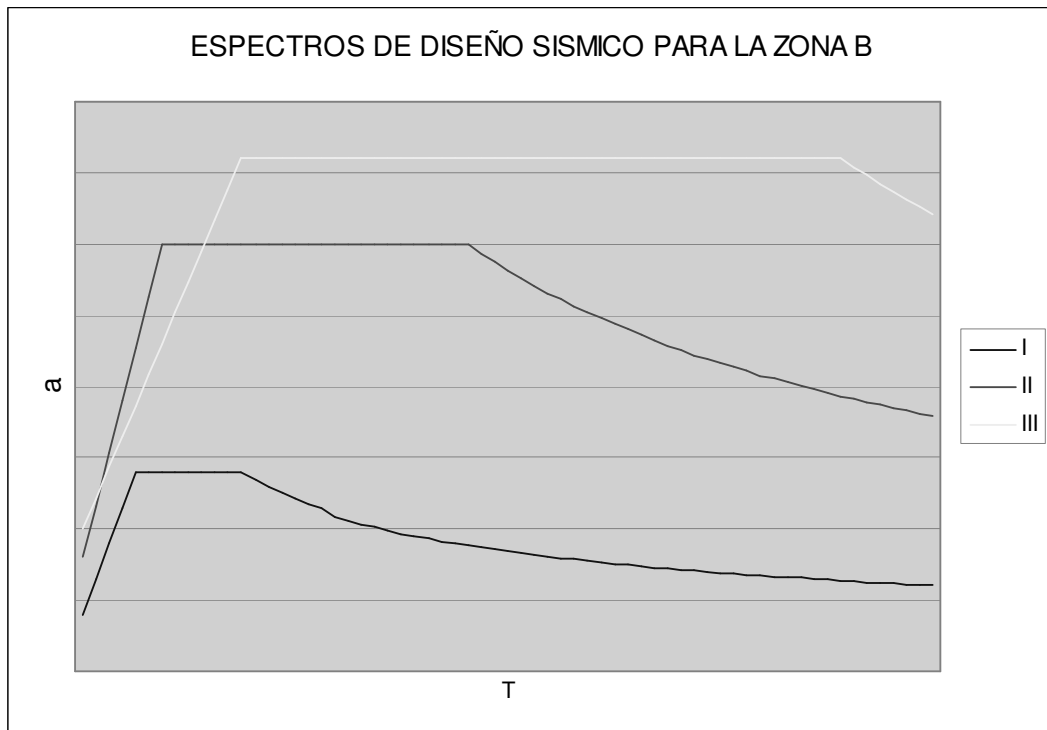
Para el análisis sísmico se utilizó el MDOC-93 de CFE, se seleccionó el tipo de análisis dinámico con cortantes equivalentes para que el programa aplique fuerzas en cada dirección de acuerdo a las excentricidades requeridas; debido a que se trata de un edificio de Oficinas se considera como del grupo B de acuerdo a la clasificación de las estructuras según su destino, se ubica en la zona B ya que es la que predomina en el estado de Veracruz y debido a la gran diversidad de suelos se analiza en los tres tipos I, II, III, el factor de comportamiento sísmico de toma como $Q=2$ ya que no se considera como estructura con comportamiento dúctil.

Análisis sísmico	
Reglamento: CFE	Períodos fundamentales
Tipo de análisis: <input type="radio"/> estático <input type="radio"/> Ninguno <input checked="" type="radio"/> dinámico	Tx: 1.921 Ty: 1.8867
Modos: 12 NSM: 0	Cálculo de respuestas
	<input type="radio"/> Fuerzas equivalentes <input checked="" type="radio"/> Cortantes equivalentes <input type="radio"/> Elementos mecánicos
Grupo: B Zona: B Suelo: I	QX: 2.000 QY: 2.000 kQ: 1.000 ex.accidental: 0.100 c: 0.140 a0: 0.040 Ta: 0.200 Tb: 0.600 r: 0.500
Vbasal mínimo: 0.8 x <input type="radio"/> aWtQ' <input checked="" type="radio"/> Vestático	
CFE.1993	
Espectro	Cancelar
	Aceptar

6.-ANÁLISIS COMPARATIVO

6.1.-ESPECTROS DE DISEÑO

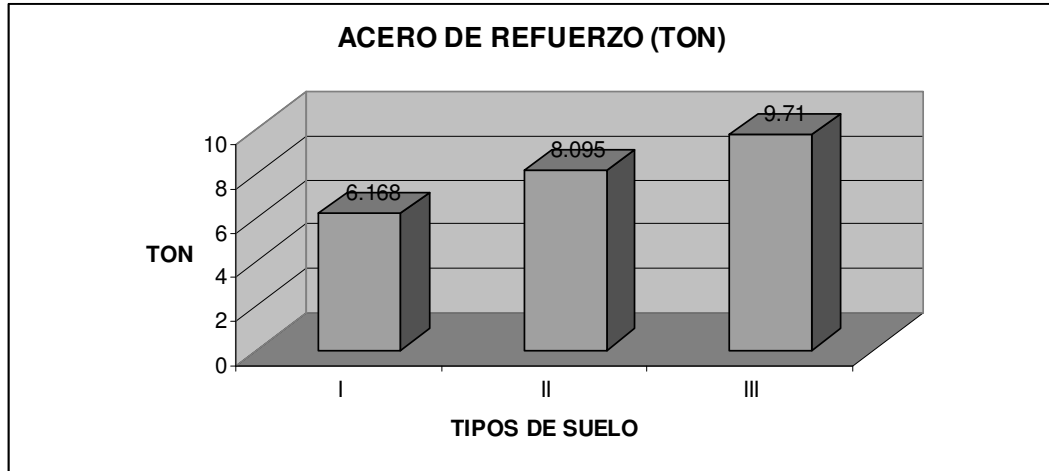
Se comparan los espectros de diseño en cada tipo de suelo I, II y III, dentro de una misma zona sísmica B.



6.2.- ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA ESTRUCTURA CON LAS MISMAS SECCIONES TRANSVERALES.

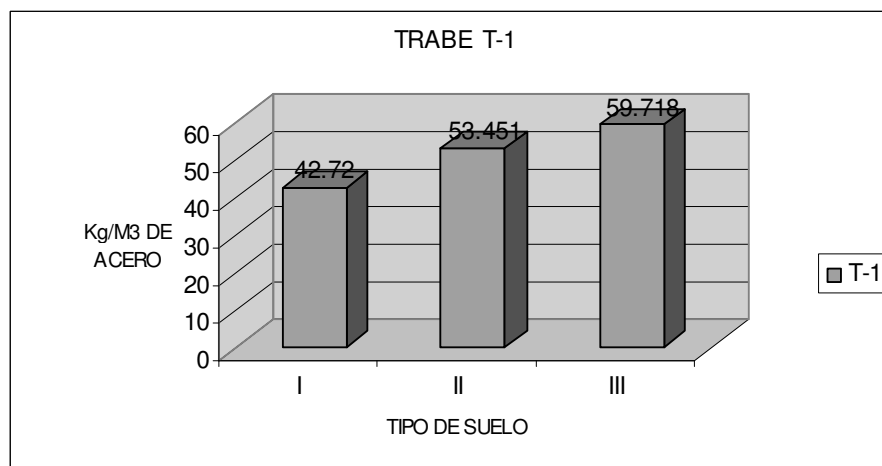
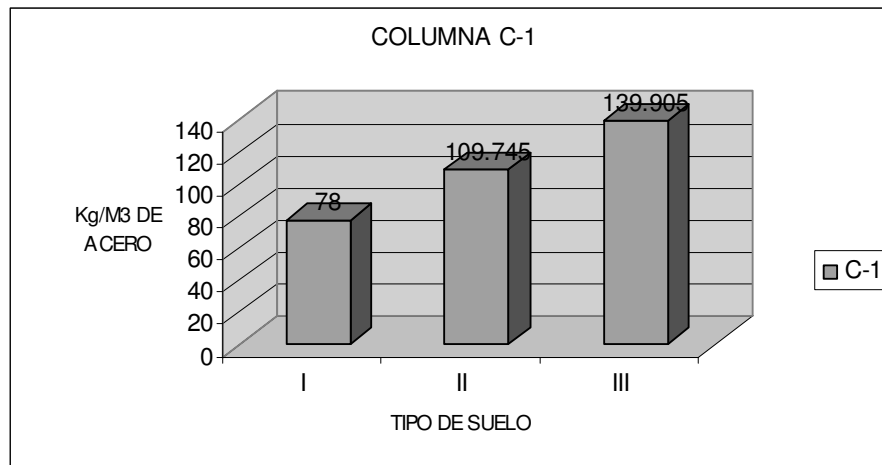
6.2.1.- CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO (TON)

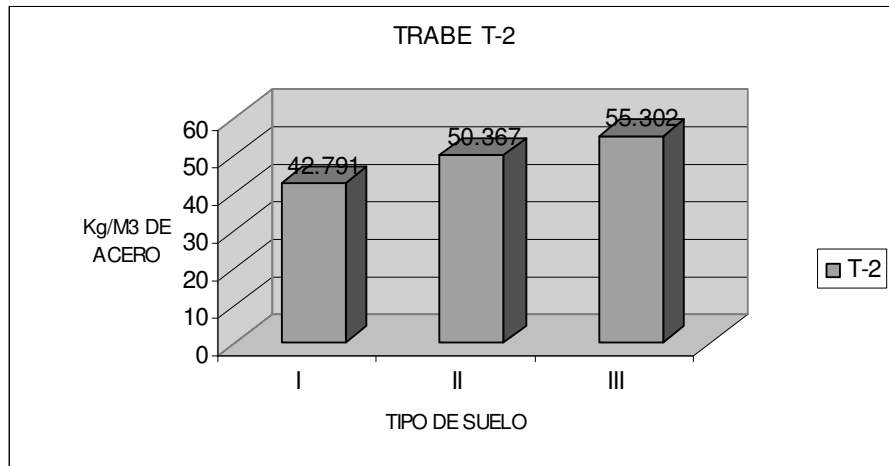
MISMA SECCION TRANSVERSAL			
ACERO DE REFUERZO (TON)			
SECCIONES	TIPO DE SUELO		
	I	II	III
C-1	3.159	4.445	5.666
T-1	1.469	1.837	2.053
T-2	1.54	1.813	1.991
ACERO	6.168	8.095	9.71
	1	1.312	1.574



6.2.2 CANTIDAD DE ACERO POR VOLUMEN DE CONCRETO (Kg/m3)

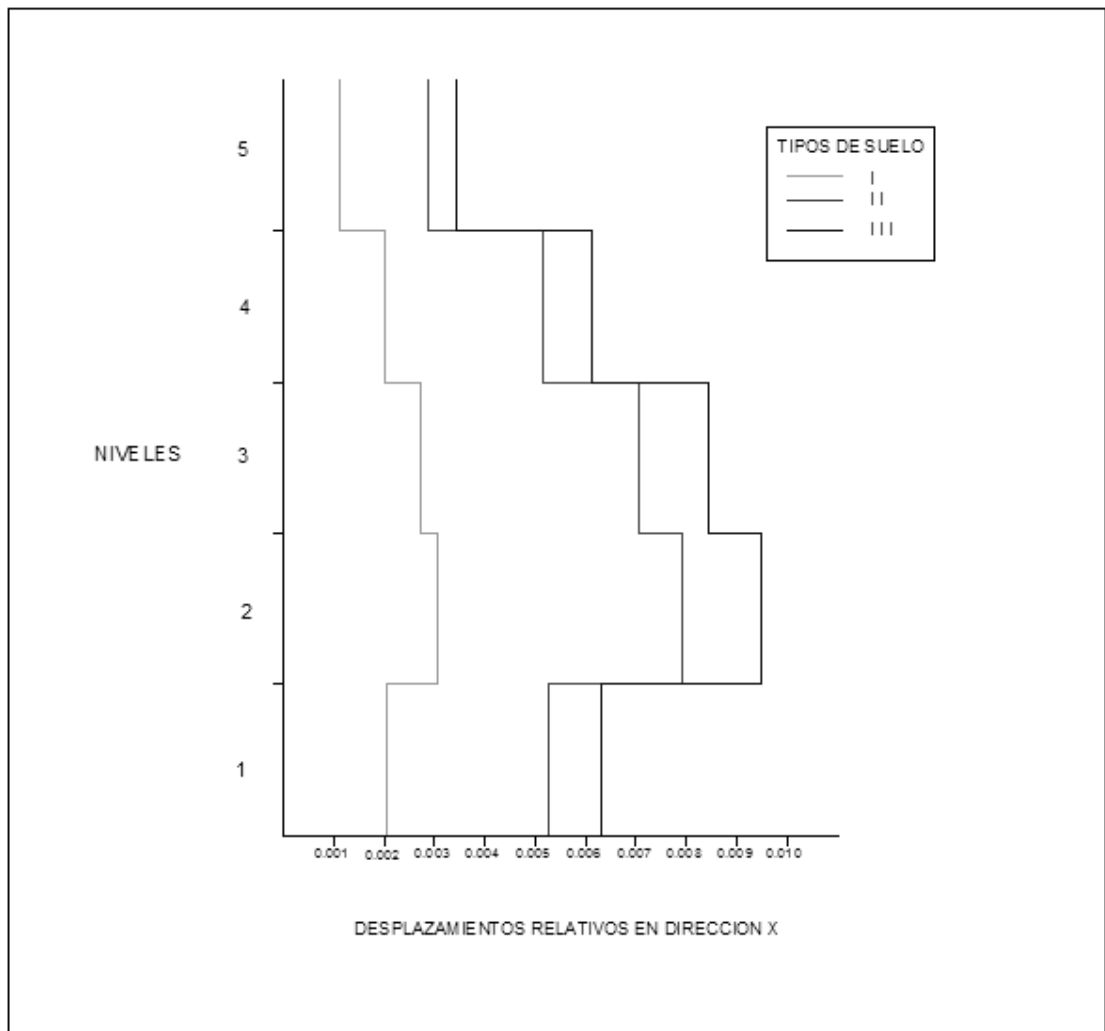
MISMA SECCION TRANSVERSAL			
Kg/m3 DE ACERO			
SECCIONES	TIPO DE SUELO		
	I	II	III
C-1	78	109.745	139.905
T-1	42.72	53.451	59.718
T-2	42.791	50.367	55.302

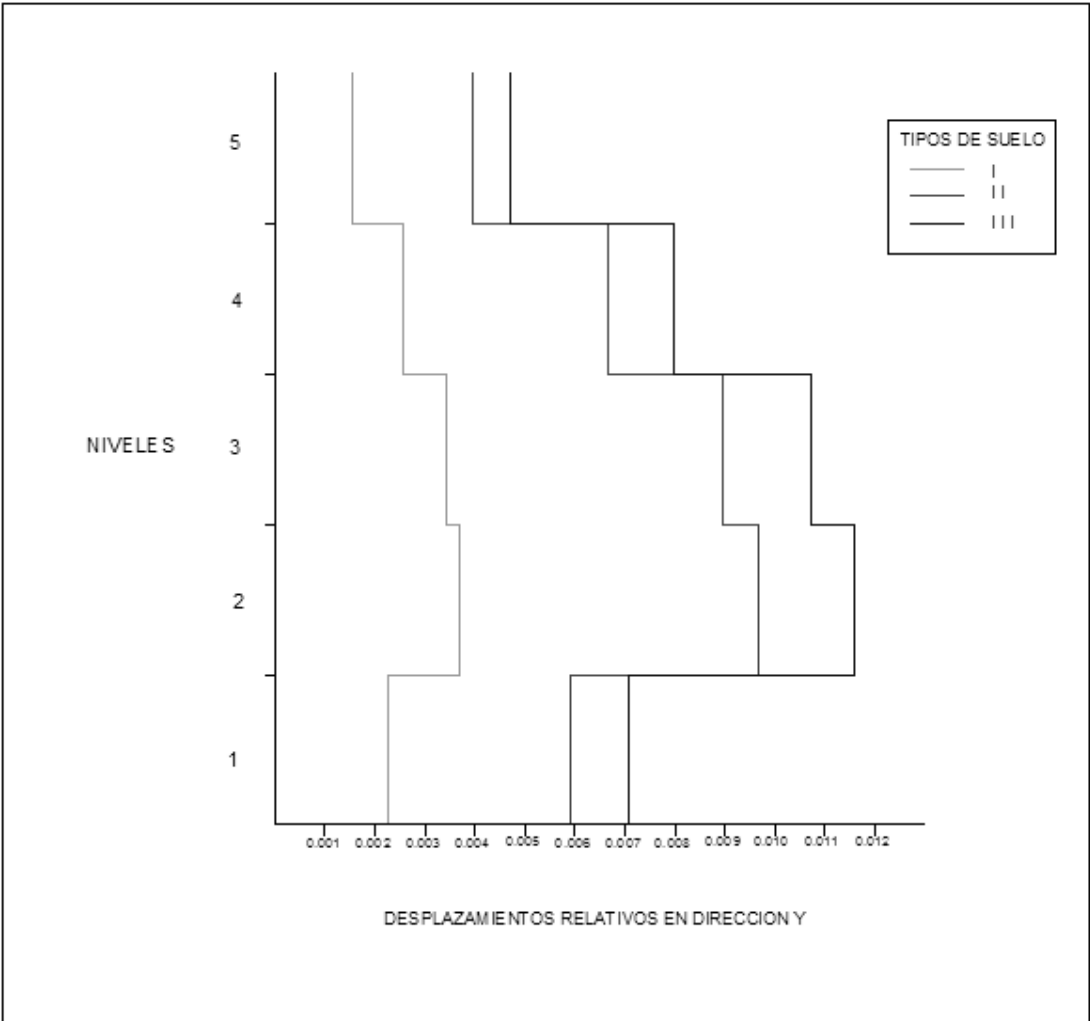




6.2.3-DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS

Se analiza que el comportamiento del edificio se encuentre dentro de los estados límites de servicio, mediante los desplazamientos relativos conforme a las NTC-RCDF-04.





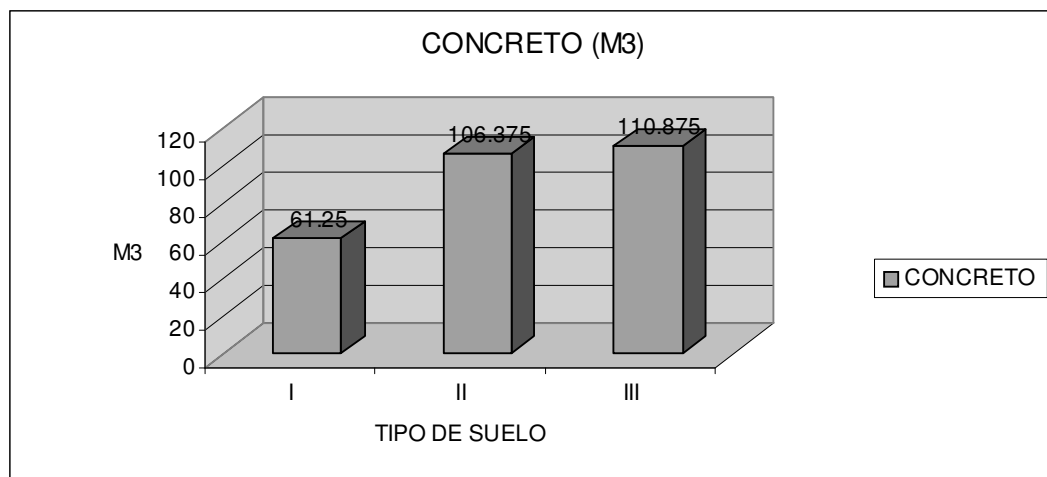
6.3.-ANALISIS COMPARATIVO DE LA ESTRUCTURA CON SECCIONES TRANSVERSALES OPTIMIZADAS

6.3.1.-DIMENSIONES

DIMENSIONES (M)			
SECCION	TIPO DE SUELO		
	I	II	III
COLUMNA C-1	0.30 x 0.30	0.40 x 0.40	0.45 X 0.40
TRABE TR-1	0.20 x 0.40	0.25 X 0.55	0.25 X 0.55
TRABE TR-2	0.25 x 0.35	0.30 X 0.50	0.30 X 0.50

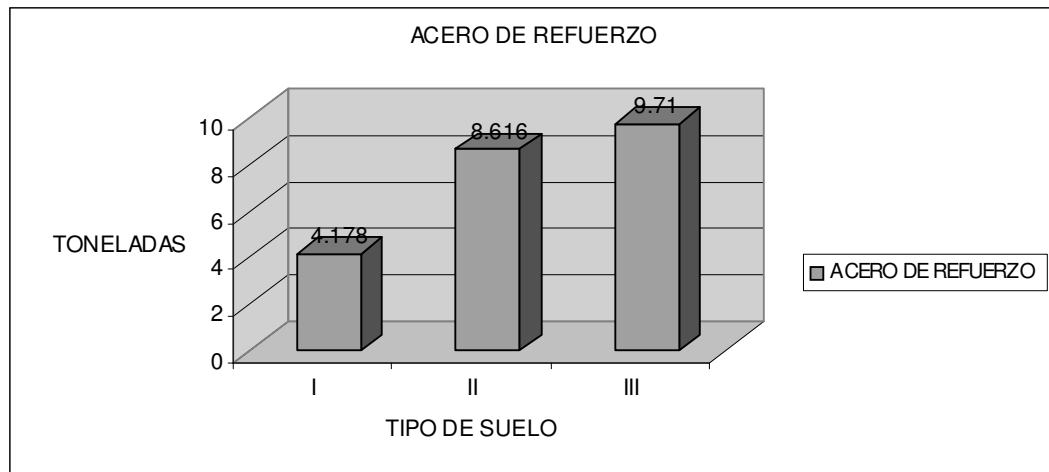
6.3.2.-VOLUMENES DE CONCRETO

CONCRETO (m3)			
SECCION	TIPO DE SUELO		
	I	II	III
COLUMNA C-1	20.25	36	40.5
TRABE TR-1	20	34.375	34.375
TRABE TR-2	21	36	36
CONCRETO	61.25	106.375	110.875
	1	1.737	1.810



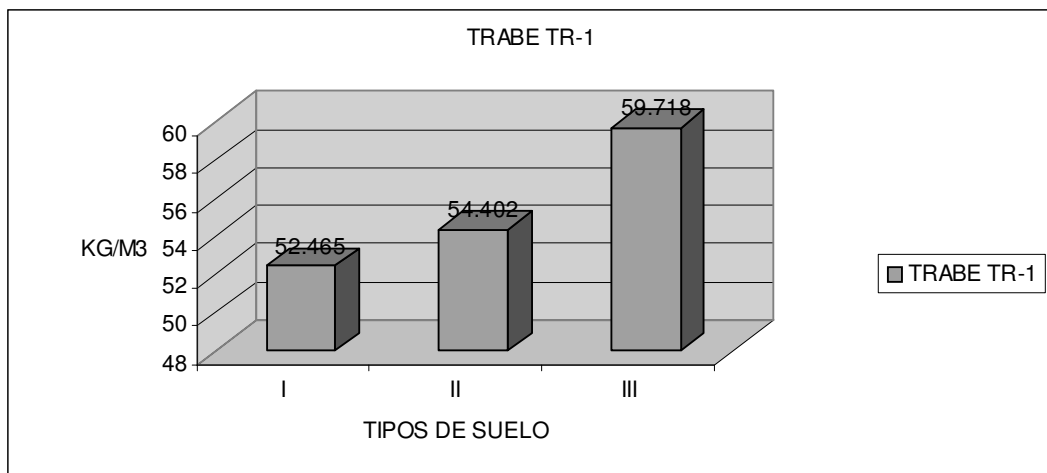
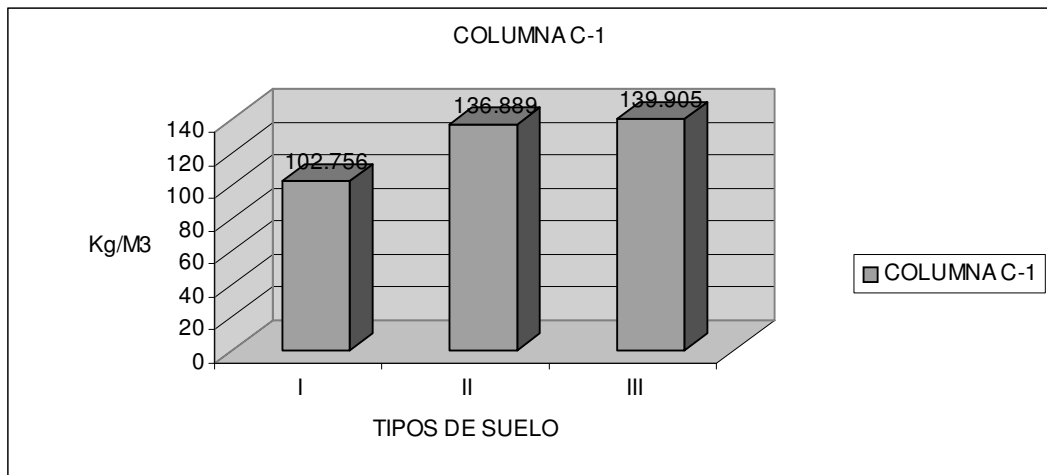
6.3.3 ACERO DE REFUERZO

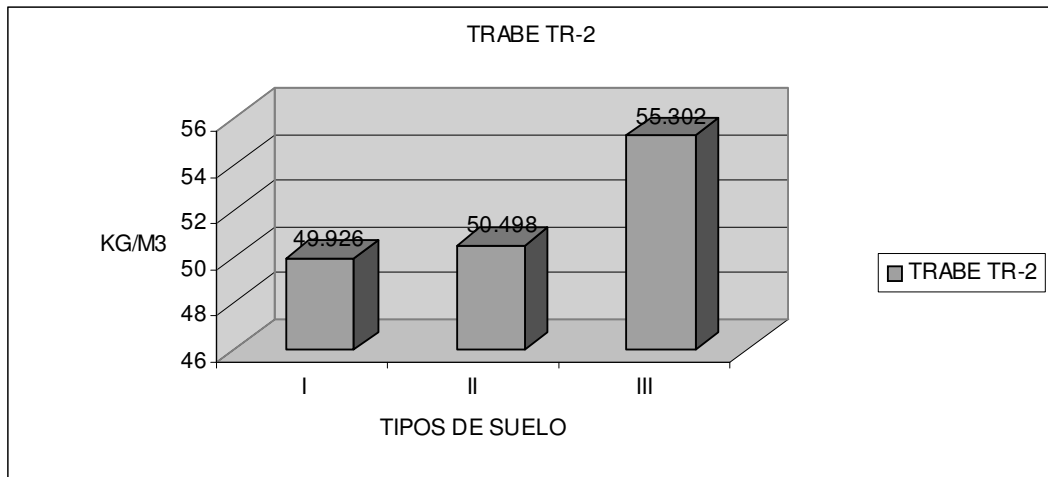
ACERO DE REFUERZO (Ton)			
SECCION	TIPO DE SUELO		
	I	II	III
COLUMNA C-1	2.081	4.928	5.666
TRABE TR-1	1.049	1.87	2.053
TRABE TR-2	1.048	1.818	1.991
ACERO DE REFUERZO	4.178	8.616	9.71
	1	2.062	2.324



6.3.4 ACERO DE REFUERZO POR VOLUMEN DE ACERO Kg/m³

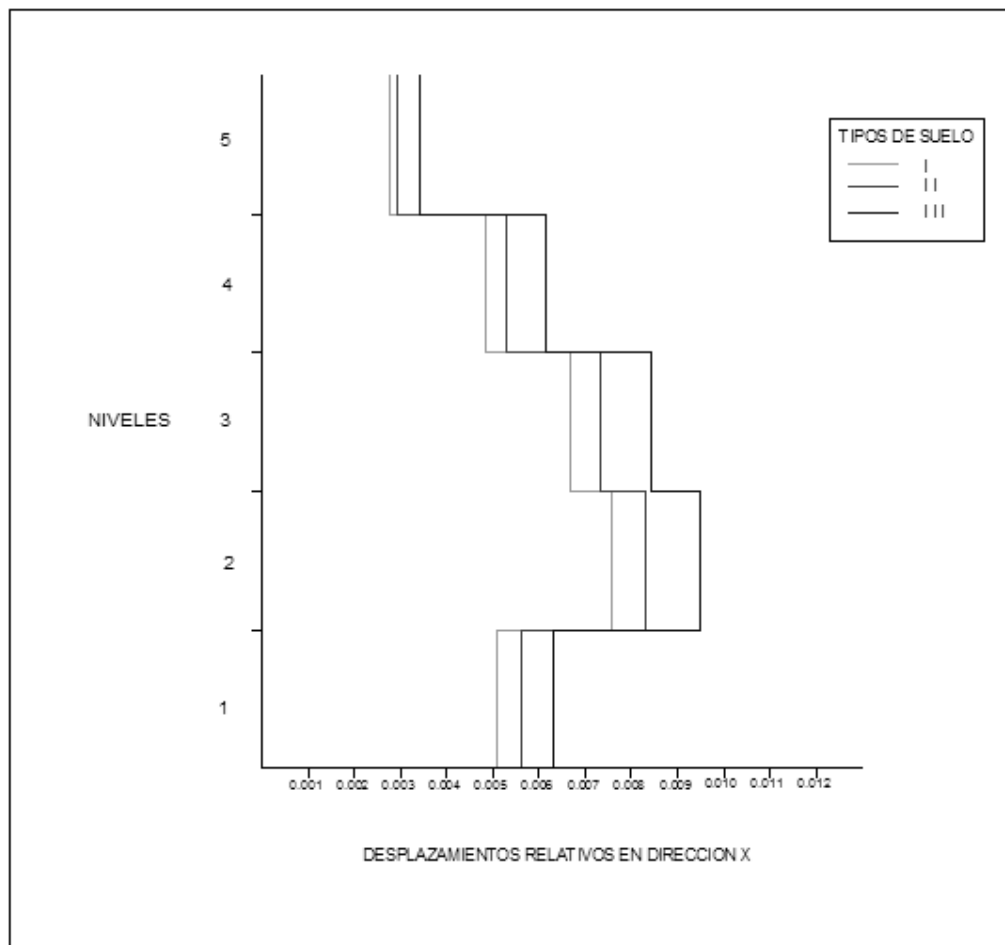
Kg/m ³			
SECCION	TIPO DE SUELO		
	I	II	III
COLUMNA C-1	102.756	136.889	139.905
TRABE TR-1	52.465	54.402	59.718
TRABE TR-2	49.926	50.498	55.302

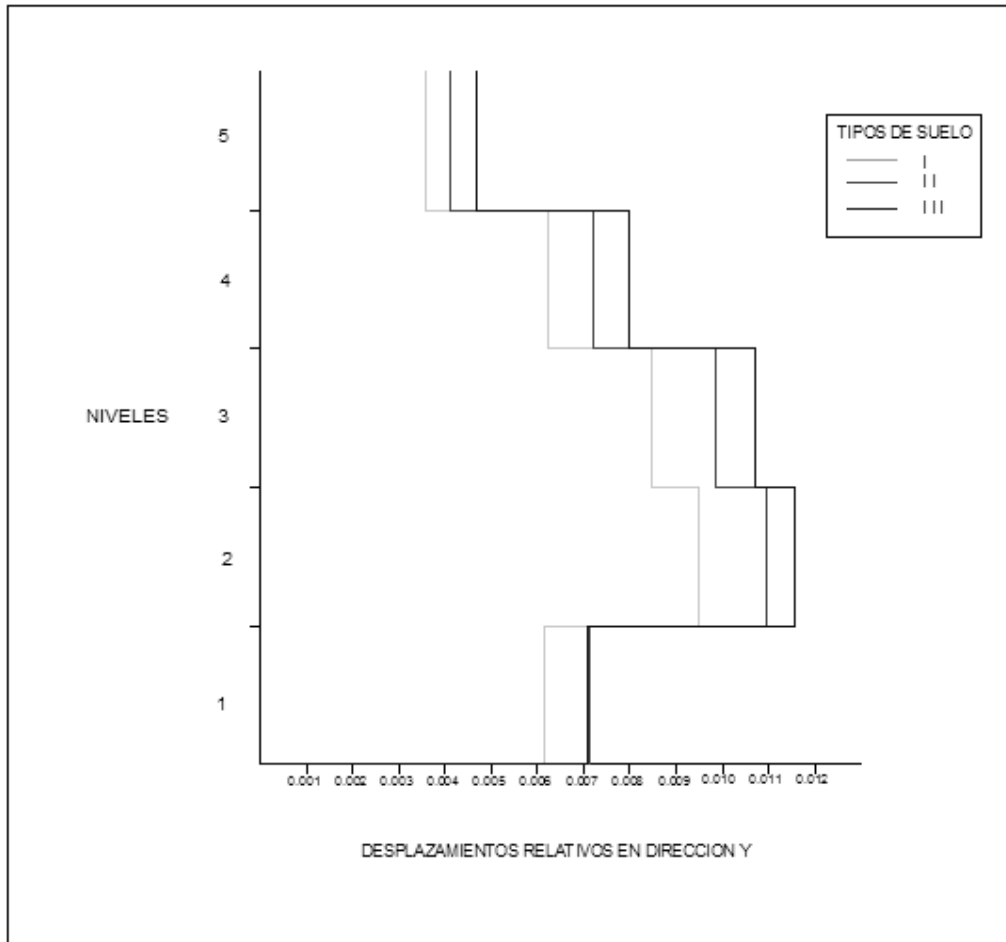




6.3.5 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS

En esta comparación se determinaron las secciones óptimas para cada tipo de suelo por lo que se analiza que su comportamiento se encuentre dentro de los límites de servicio y tenga un comportamiento similar en cada caso.





7.- CONCLUSIONES

Con base a este tipo de estudios es posible comparar el comportamiento lineal de estructuras similares sujetas a acciones sísmicas diferentes, así como estimar el impacto en los costos que representan dichas soluciones estructurales.

Comparando los espectros de diseño de cada tipo de suelo, se puede notar que el valor del coeficiente sísmico en el terreno tipo III es 150% mayor que el terreno I y un 20% mayor que el terreno tipo II.

En la primera consideración suponiendo una estructura con las mismas secciones transversales, se aprecia que al construir el edificio en suelo tipo III la cantidad de acero aumenta un 57.4 % respecto a construir en suelo tipo I, y un 26% con respecto al suelo tipo II, ambos desplantados en zona sísmica B.

En la segunda comparación, se hicieron varias iteraciones para obtener las dimensiones de los elementos estructurales óptimas, para que el edificio tuviera un comportamiento similar en los tres tipos de suelo, se puede apreciar del análisis de volumen de concreto que en el suelo tipo III se requiere de un 81 % mas que en el terreno tipo I y el acero de refuerzo aumenta un 132.4%. Con respecto al terreno tipo II el aumento fue menor, en el volumen de concreto un 8 % y el acero de refuerzo un 26 %.

Estos resultados confirman la gran importancia de hacer los estudios necesarios para conocer las características dinámicas del suelo donde se va a desplantar la estructura, ya que cualquier consideración impactaría directamente en la seguridad y en el costo del edificio.

En algunos de los casos estos estudios nos ayudarán a tomar conciencia de cuanto nos podría llegar a costar poner en riesgo la seguridad estructural del edificio utilizando parámetros equivocados para reducir el costo de la construcción.

8.- REFERENCIAS

Ávila J y E Peña (1999), "Comportamiento sísmico inelástico de edificios de 7 y 17 niveles diseñados en zonas de transición y compresible del D.F", Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, noviembre.

Ponce Córdoba Ángel, Comportamiento sísmico de edificio de 7 niveles diseñados n suelo compresible de las cuatro zonas sísmicas de la Republica Mexicana y del D.F. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guanajuato-León, México, Noviembre del 2003.

Williams Linera Francisco, Limaymanta Mendoza Felicita Marlene, Riquer Trujillo Guadalupe, Leyva Regino, Lermo Samaniego Javier Francisco, Clasificación dinámica de terrenos de cimentación con fines de diseño sísmico en la zona conurbada Veracruz-Boca del Rió, XVI Congreso de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo 2007.

Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo de Comisión Federal de Electricidad de 1993.

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal de 2004.

9.-APENDICE

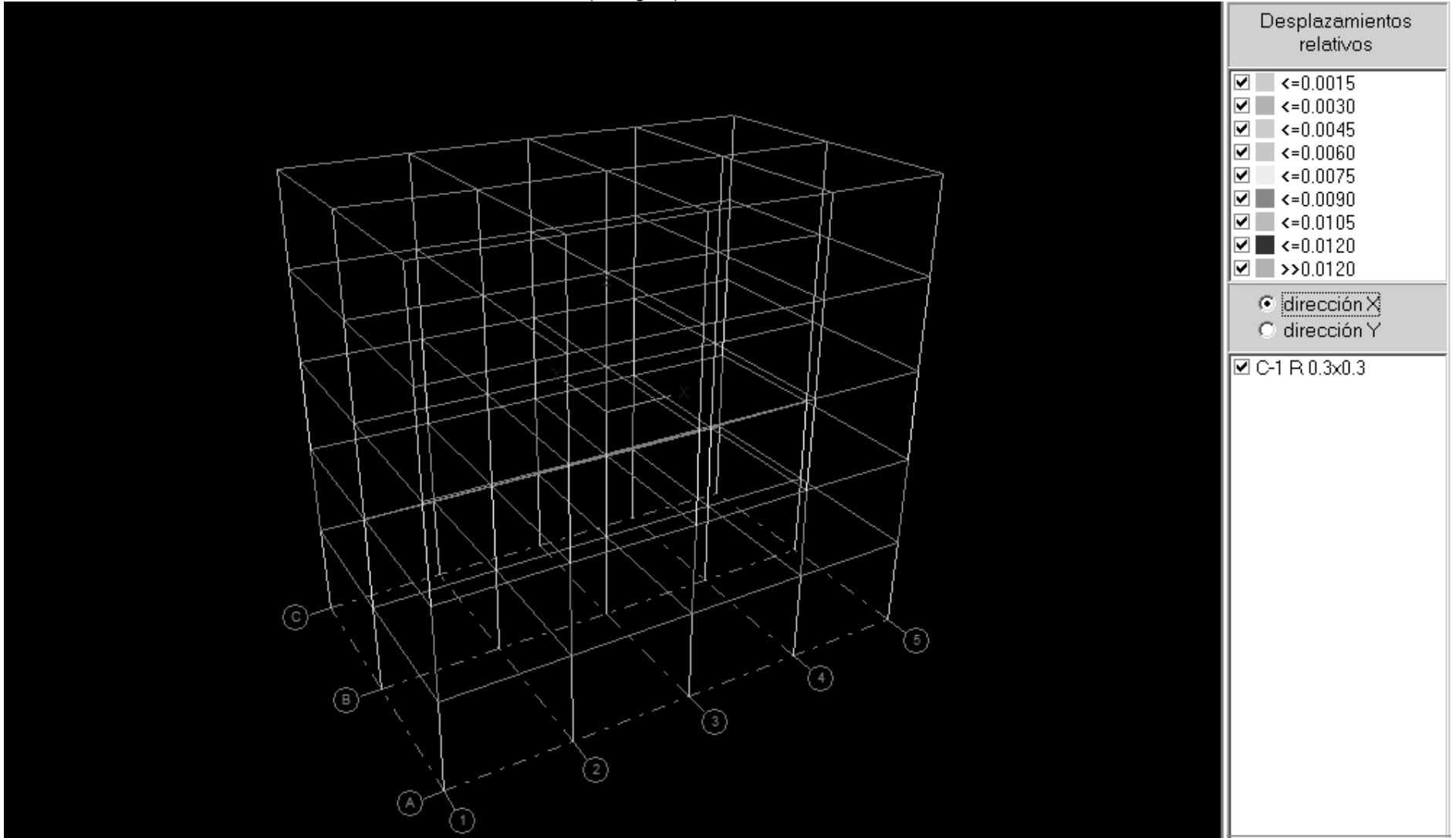
A.-ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES

Cargas muertas sobre losa en azotea y entrepisos		
Azotea		
Loza de concreto de 11 cm de espesor	$0.11 \times 2400=$	264kg/m ²
Carga muerta adicional por losa		20kg/m ²
Relleno con tepetate de espesor medio de 10 cm	$0.10 \times 1600=$	160kg/m ²
Impermeabilizante		30kg/m ²
Instalaciones y plafones		40kg/m ²
Carga muerta total en azotea		<u>514kg/m²</u>
Planta tipo		
Loza de concreto de 11 cm de espesor	$0.11 \times 2400=$	264kg/m ²
Carga muerta adicional por losa		20kg/m ²
Firme de mortero de cemento de espesor de 3 cm	$0.03 \times 2200=$	66kg/m ²
Carga muerta adicional por mortero		20kg/m ²
Loseta vinílica		10kg/m ²
Instalaciones y plafones		40kg/m ²
Paredes divisorias		100kg/m ²
Carga muerta total en azotea		<u>520kg/m²</u>
<p>Se consideraron 20 Kg/m² de carga muerta adicional al calcular con los espesores nominales de losa y de firme de mortero de acuerdo con lo especificado por el RCDF.</p> <p>En el lecho inferior de las vigas de concreto se especifica un plafón (cielo raso) de placas de yeso de 1 cm de espesor y las instalaciones eléctricas y sanitarias que se alojan en el sistema de piso se estiman en 40 Kg/cm².</p> <p>Las divisiones entre las diferentes áreas de la oficina se especifican con paredes formadas por un bastidor metálico ligero recubierto sea pro placa de yeso o por madera o vidrio. En promedio estas paredes divisorias en promedio tienen un peso de 100 Kg/m². De acuerdo a una distribución de áreas sugeridas por un arquitecto como las mas desfavorables para una planta tipo , se ha determinado que puede haber 0.33 m lineales de pared divisoria por cada m² de losa debido a que no se considera la subdivisión en las plantas para poder tomar la carga como lineal. Debe considerarse su efecto como una carga uniforme que resulta de su peso por unidad de área multiplicada por la altura libre del entrepiso (2.5 m) y por la longitud de muros estimada por cada unidad de área (0.4m/m²):</p> $w=100 \times 2.5 \times 0.33= 100 \text{ kg/m}^2$ <p>En la azotea se especifica que se colocara un relleno para dar pendientes para el drenaje de la superficie expuesta a la lluvia con un espesor de 10 cm se rellenara con tepetate de peso volumétrico de 1600 Kg/m², para el impermeabilizante se tomará el valor de 30 Kg/m².</p>		

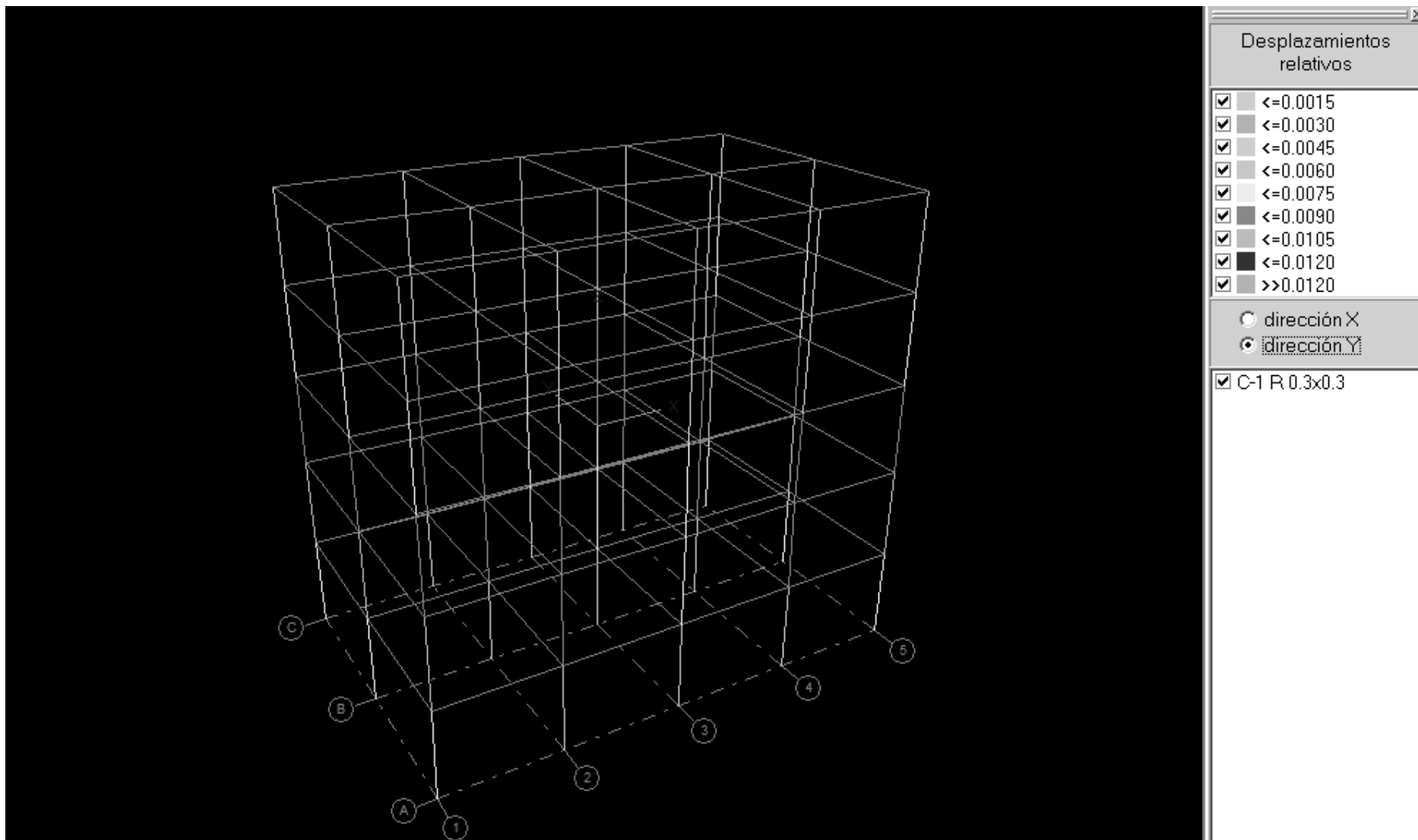
B.-CARGAS VIVAS UNITARIAS SEGÚN RCDF

CARGAS VIVAS UNITARIAS Kg/m ²			
DESTINO DEL PISO O CUBIERTA	W	Wa	Wm
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares.)	70	90	170
b) Oficinas, despachos y laboratorios.	100	180	250
c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).	40	150	350
d) Estadios y lugares de reunión sin asientos Individuales.	40	350	450
e) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas. Salas de juegos y similares.	40	250	350
f) Comercios, fabricas y bodegas.	0.8 Wm	0.9 Wm	Wm
g) Cubiertas y azoteas con pendientes no mayores de 5%.	15	70	100
h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%.	5	20	40
i) volados en via publica (marquesinas, balcones y similares).	15	70	300
j) Garajes y estacionamientos (para automóviles, exclusivamente).	40	100	250

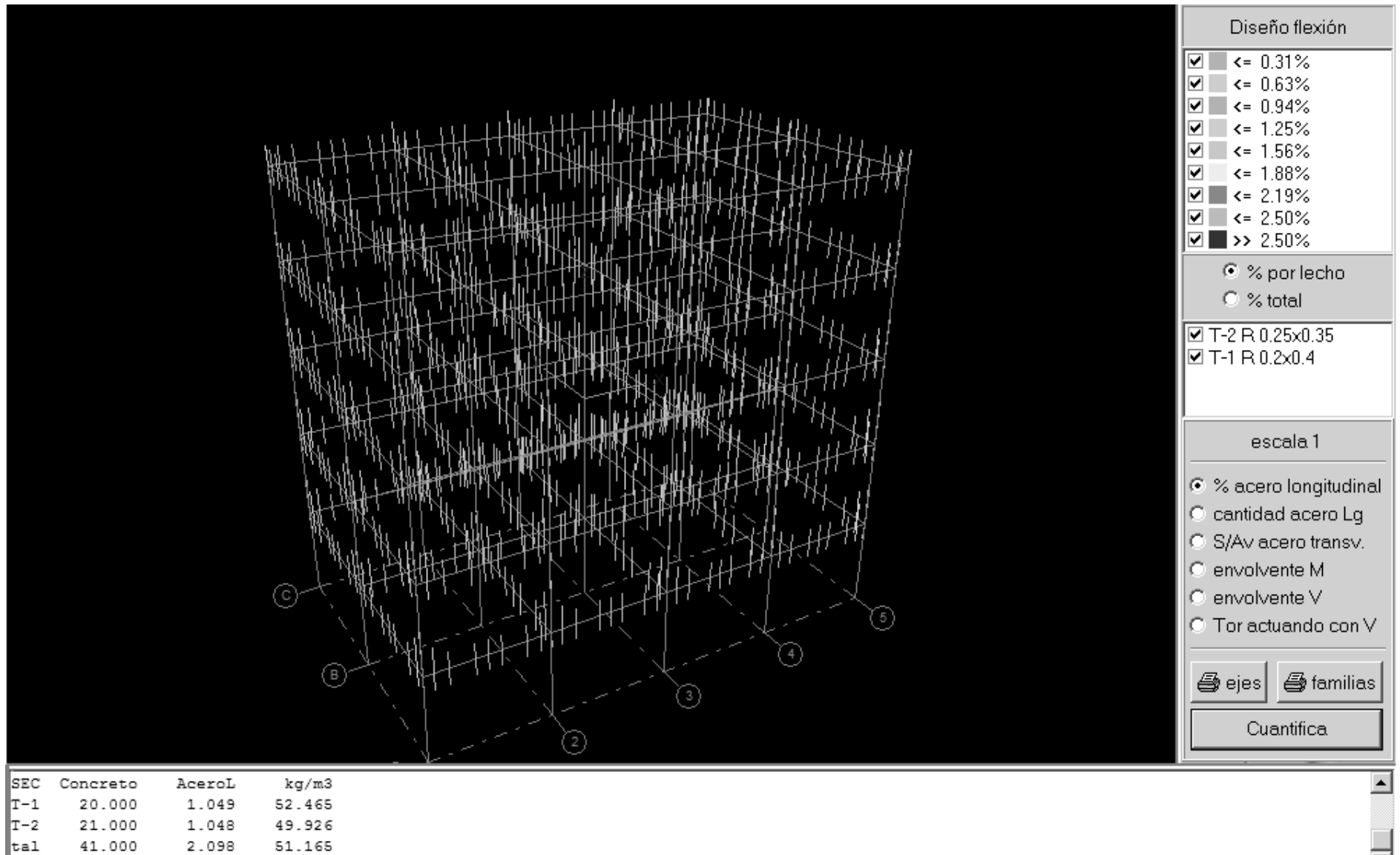
APENDICE C.-DIAGRAMAS DE DISEÑO SISMICO DEL EDIFICIO (ECOgcW)



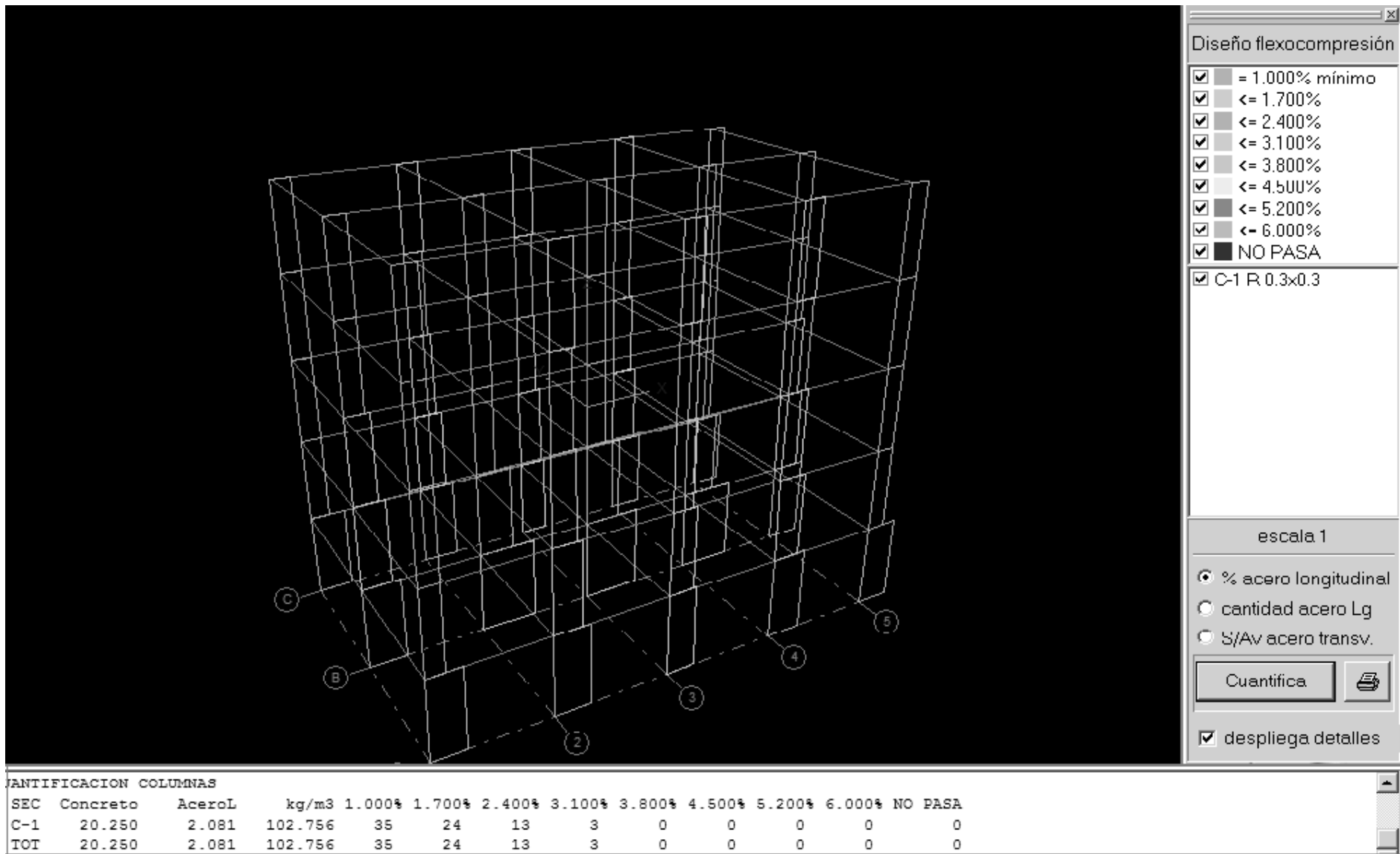
Desplazamientos relativos en dirección x de las columnas C-1 (0.30 x 0.30), tipo de suelo I



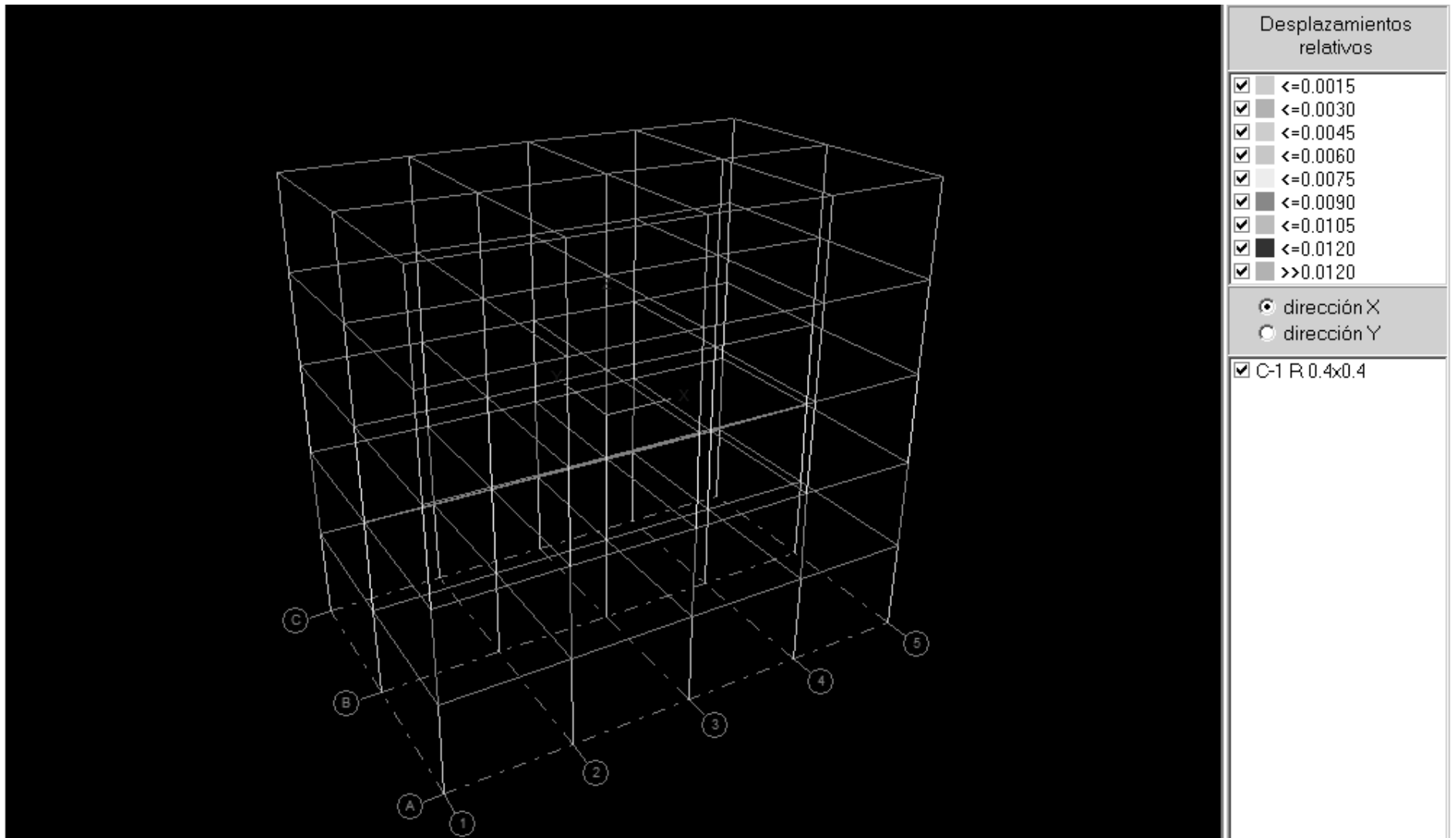
Desplazamientos relativos en dirección Y de las columna C-1 (0.30 X 0.30), tipo de suelo I.



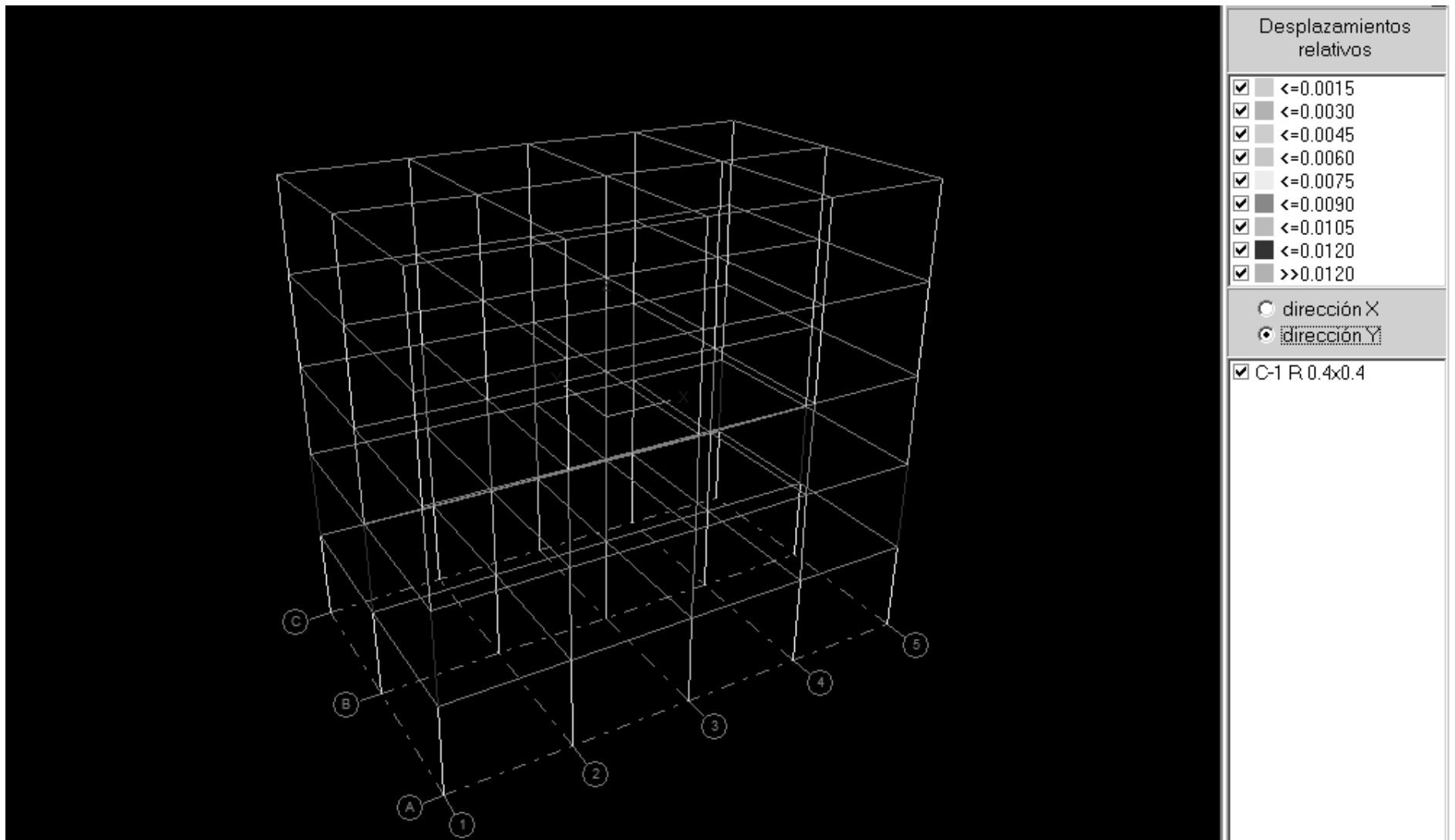
Diseño por flexión de las traves T-1 (0.25X0.40), T-2 (0.25X0.35), suelo tipo 1.



Diseño por flexocompresión de las columnas C-1 (0.30 X 0.30) tipo de suelo I



Desplazamientos relativos en dirección x de las columnas C-1 (0.40 x 0.40), tipo de suelo II



Desplazamientos relativos en dirección Y de las columnas C-1 (0.40 x 0.40), tipo de suelo II

Diseño flexión

- ≤ 0.31%
- ≤ 0.63%
- ≤ 0.94%
- ≤ 1.25%
- ≤ 1.56%
- ≤ 1.88%
- ≤ 2.19%
- ≤ 2.50%
- >> 2.50%

% por lecho
 % total

T-2 R 0.3x0.5
 T-1 R 0.25x0.55

escala 1

- % acero longitudinal
- cantidad acero Lg
- S/Av acero transv.
- envolvente M
- envolvente V
- Tor actuando con V

CANTIFICACION TRABES

SEC	Concreto	AceroL	kg/m3
T-1	34.375	1.870	54.402
T-2	36.000	1.818	50.498

Diseño por flexión de las trabes T-1 (0.25X0.55), T-2 (0.30X0.50), suelo tipo II

Diseño flexocompresión

- = 1.000% mínimo
- ≤ 1.700%
- ≤ 2.400%
- ≤ 3.100%
- ≤ 3.800%
- ≤ 4.500%
- ≤ 5.200%
- ≤ 6.000%
- NO PASA

C-1 R 0.4x0.4

escala 1

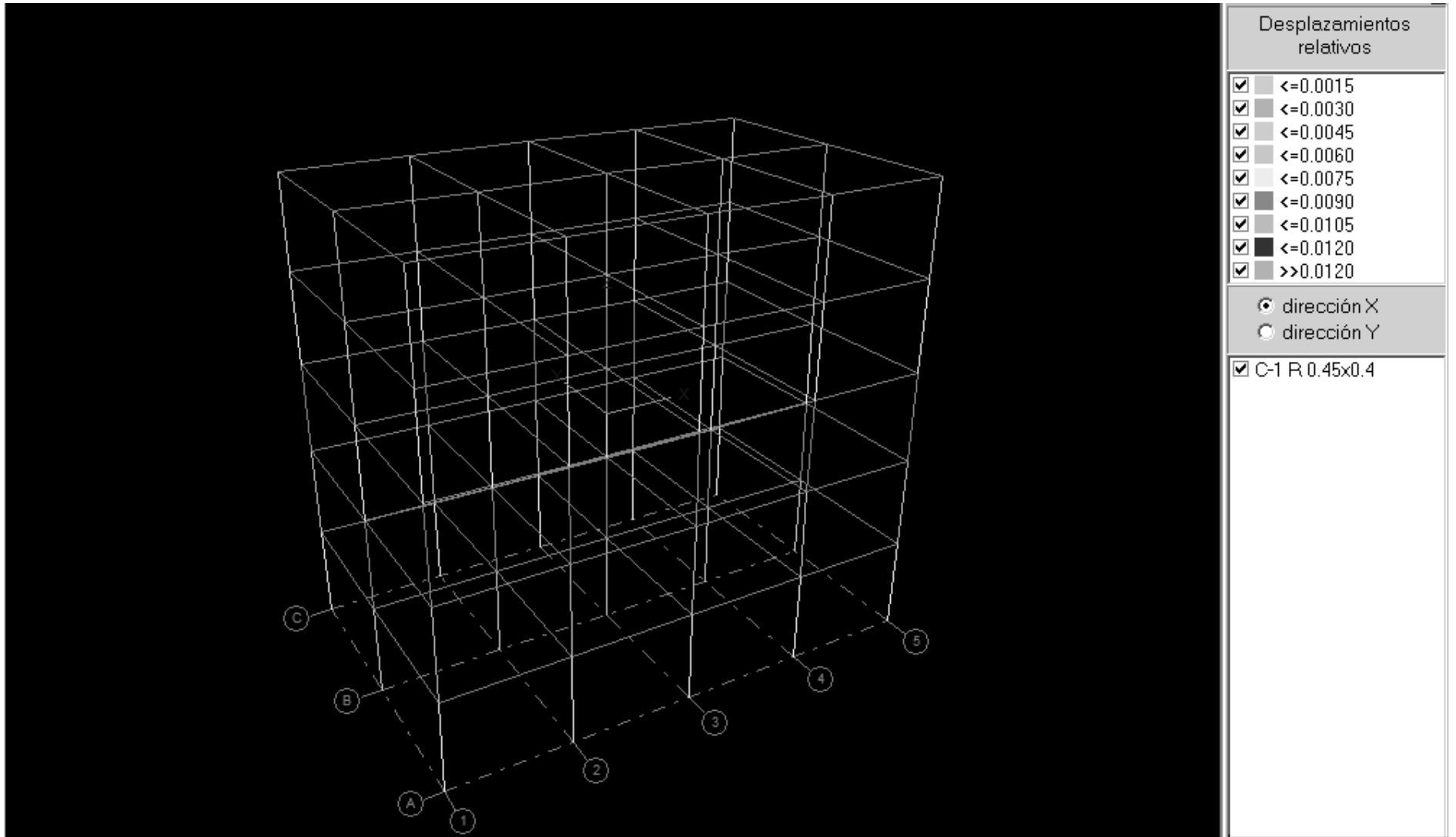
- % acero longitudinal
- cantidad acero Lg
- S/Av acero transv.

Cuantifica

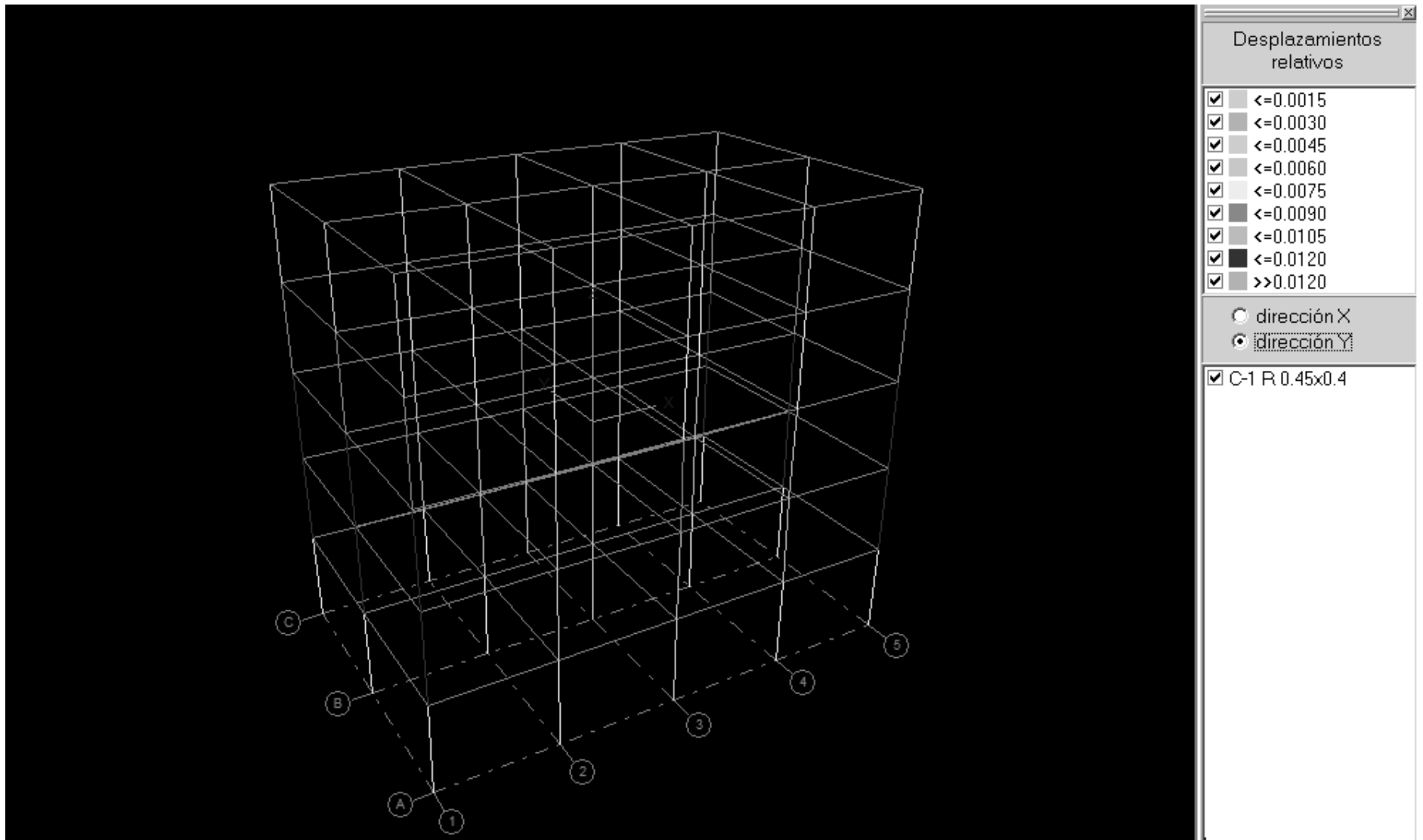
despliega detalles

CANTIFICACION COLUMNAS												
SEC	Concreto	AceroL	kg/m3	1.000%	1.700%	2.400%	3.100%	3.800%	4.500%	5.200%	6.000%	NO PASA
C-1	36.000	4.928	136.889	16	26	16	11	6	0	0	0	0

Diseño por flexocompresión de las columnas C-1 (0.40 X 0.40) tipo de suelo II



Desplazamientos relativos en dirección x de las columnas C-1 (0.45 x 0.40), tipo de suelo III



Desplazamientos relativos en dirección Y de las columnas C-1 (0.45 x 0.40), tipo de suelo III

Diseño flexión

- ≤ 0.31%
- ≤ 0.63%
- ≤ 0.94%
- ≤ 1.25%
- ≤ 1.56%
- ≤ 1.88%
- ≤ 2.19%
- ≤ 2.50%
- >> 2.50%

% por lecho
 % total

T-2 R 0.3x0.5
 T-1 R 0.25x0.55

escala 1

- % acero longitudinal
- cantidad acero Lg
- S/Av acero transv.
- envolvente M
- envolvente V
- Tor actuando con V

SEC	Concreto	AceroL	kg/m3
T-1	34.375	2.053	59.718
T-2	36.000	1.991	55.302
total	70.375	4.044	57.459

Diseño por flexión de las traves T-1 (0.30X0.50), T-2 (0.25X0.55), suelo tipo III.

Diseño flexocompresión

- = 1.000% mínimo
- <= 1.700%
- <= 2.400%
- <= 3.100%
- <= 3.800%
- <= 4.500%
- <= 5.200%
- <= 6.000%
- NO PASA

C-1 R 0.45x0.4

escala 1

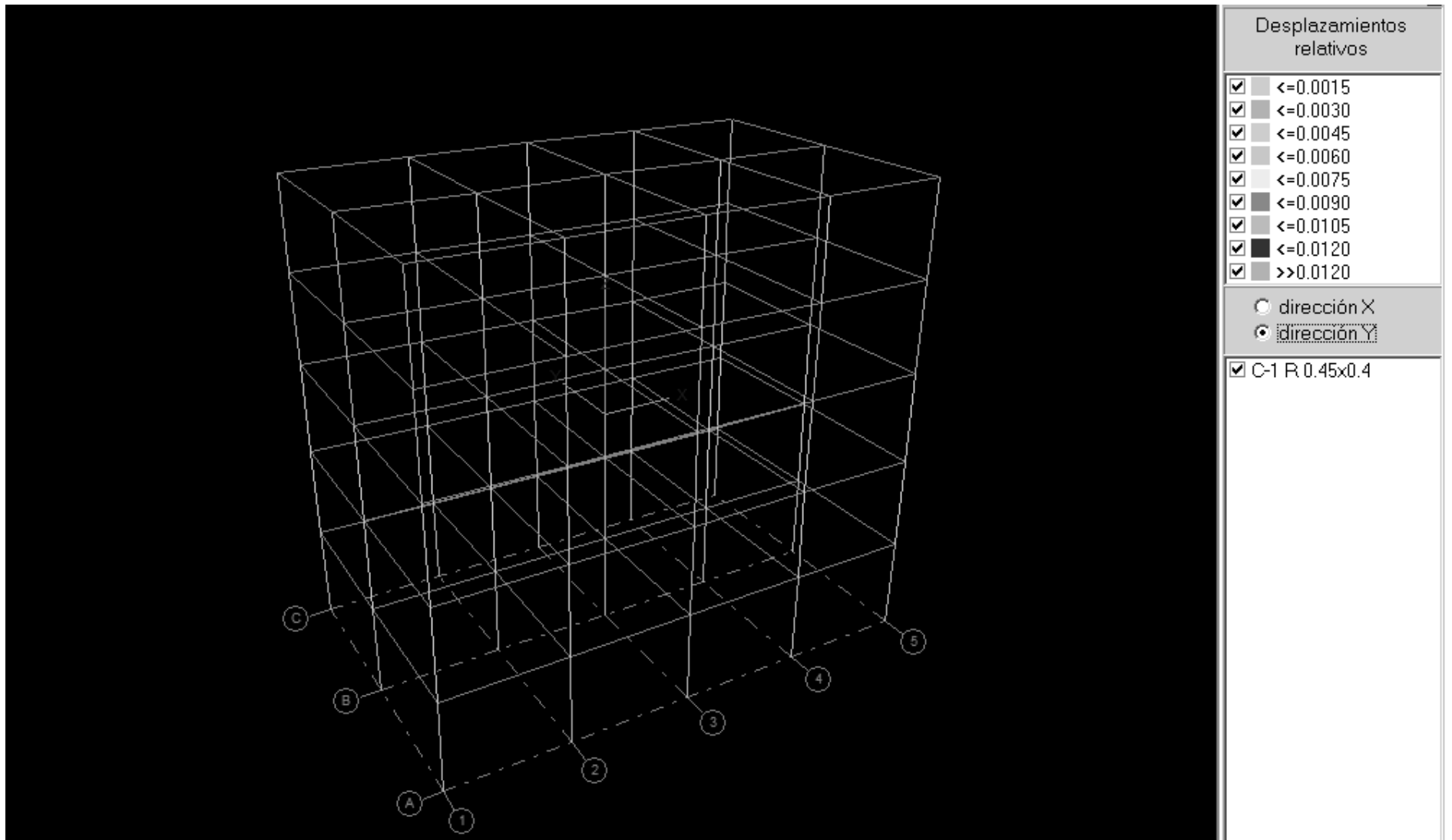
- % acero longitudinal
- cantidad acero Lg
- S/Av acero transv.

despliega detalles

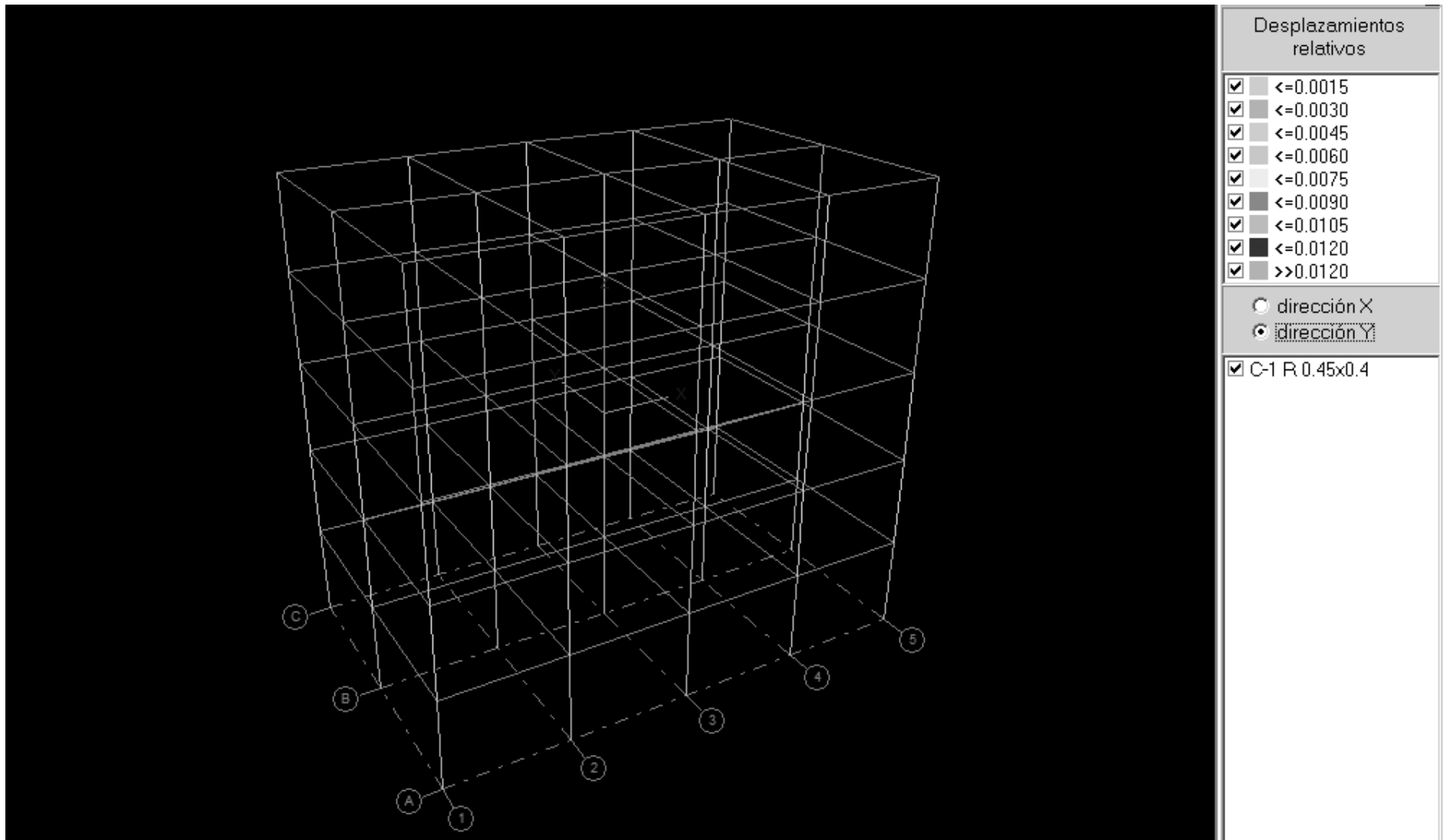
CANTIFICACION COLUMNAS

SEC	Concreto	AceroL	kg/m3	1.000%	1.700%	2.400%	3.100%	3.800%	4.500%	5.200%	6.000%	NO PASA
C-1	40.500	5.666	139.905	14	28	19	4	10	0	0	0	0

Diseño por flexocompresión de las columnas C-1 (0.45 X 0.40) tipo de suelo III.



Desplazamientos relativos en dirección X de las columnas C-1 (0.45 X 0.40) suelo tipo I.



Desplazamientos relativos en dirección Y de las columna C-1 (0.45 X 0.45) suelo tipo I.

Diseño flexión

- <= 0.31%
- <= 0.63%
- <= 0.94%
- <= 1.25%
- <= 1.56%
- <= 1.88%
- <= 2.19%
- <= 2.50%
- >> 2.50%

% por lecho
 % total

T-2 R 0.3x0.5
 T-1 R 0.25x0.55

escala 1

- % acero longitudinal
- cantidad acero Lg
- S/Av acero transv.
- envolvente M
- envolvente V
- Tor actuando con V

SEC	Concreto	AceroL	kg/m3
T-1	34.375	1.469	42.720
T-2	36.000	1.540	42.791
total	70.375	3.009	42.757

Diseño por flexión de traveses T-1 (0.25 X 0.55) y T-2 (0.30 X 0.50) suelo tipo I.

Diseño flexocompresión

- = 1.000% mínimo
- ≤ 1.700%
- ≤ 2.400%
- ≤ 3.100%
- ≤ 3.800%
- ≤ 4.500%
- ≤ 5.200%
- ≤ 6.000%
- NO PASA

C-1 R 0.45x0.4

escala 1

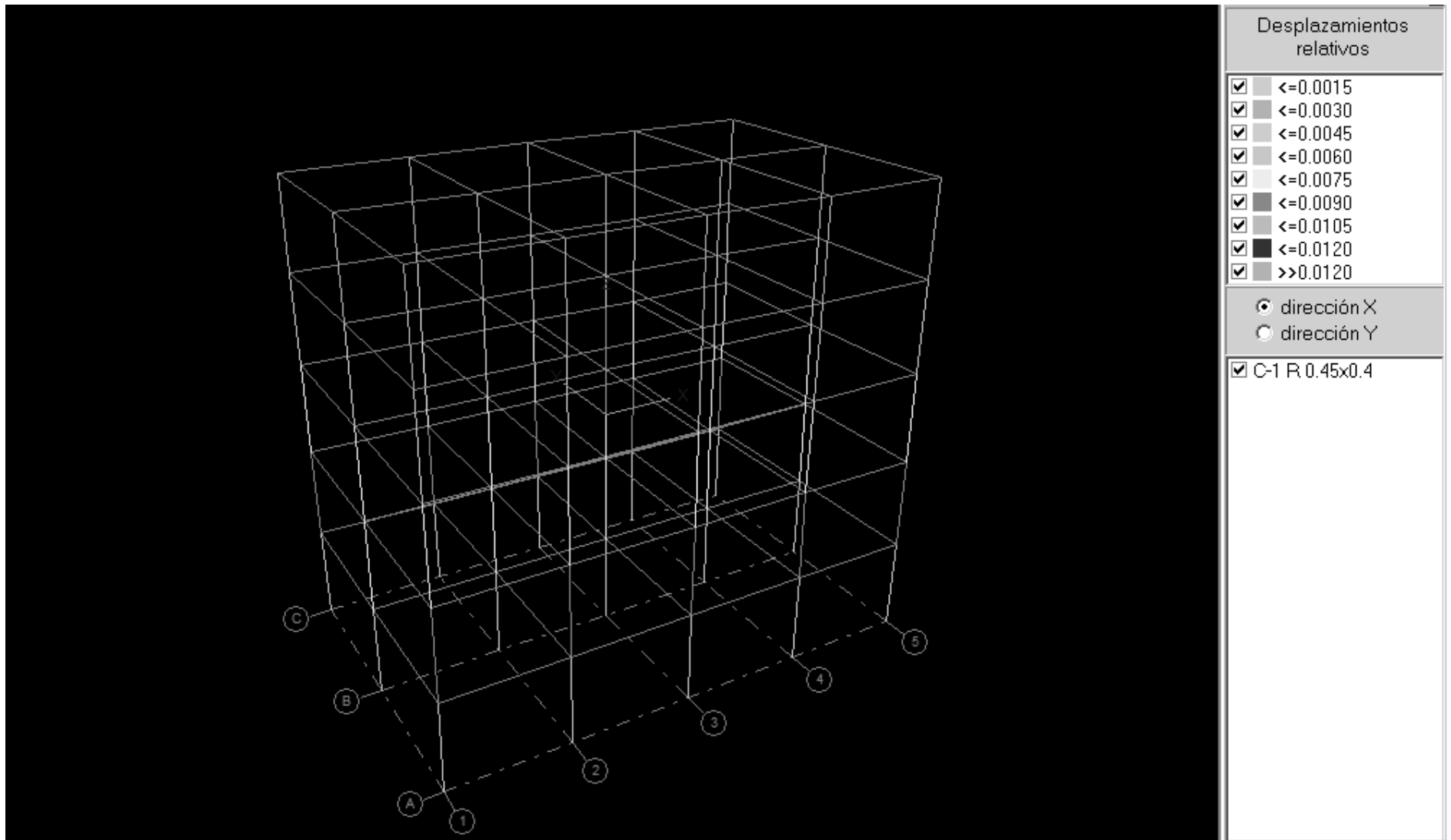
- % acero longitudinal
- cantidad acero Lg
- S/Av acero transv.

Cuantifica

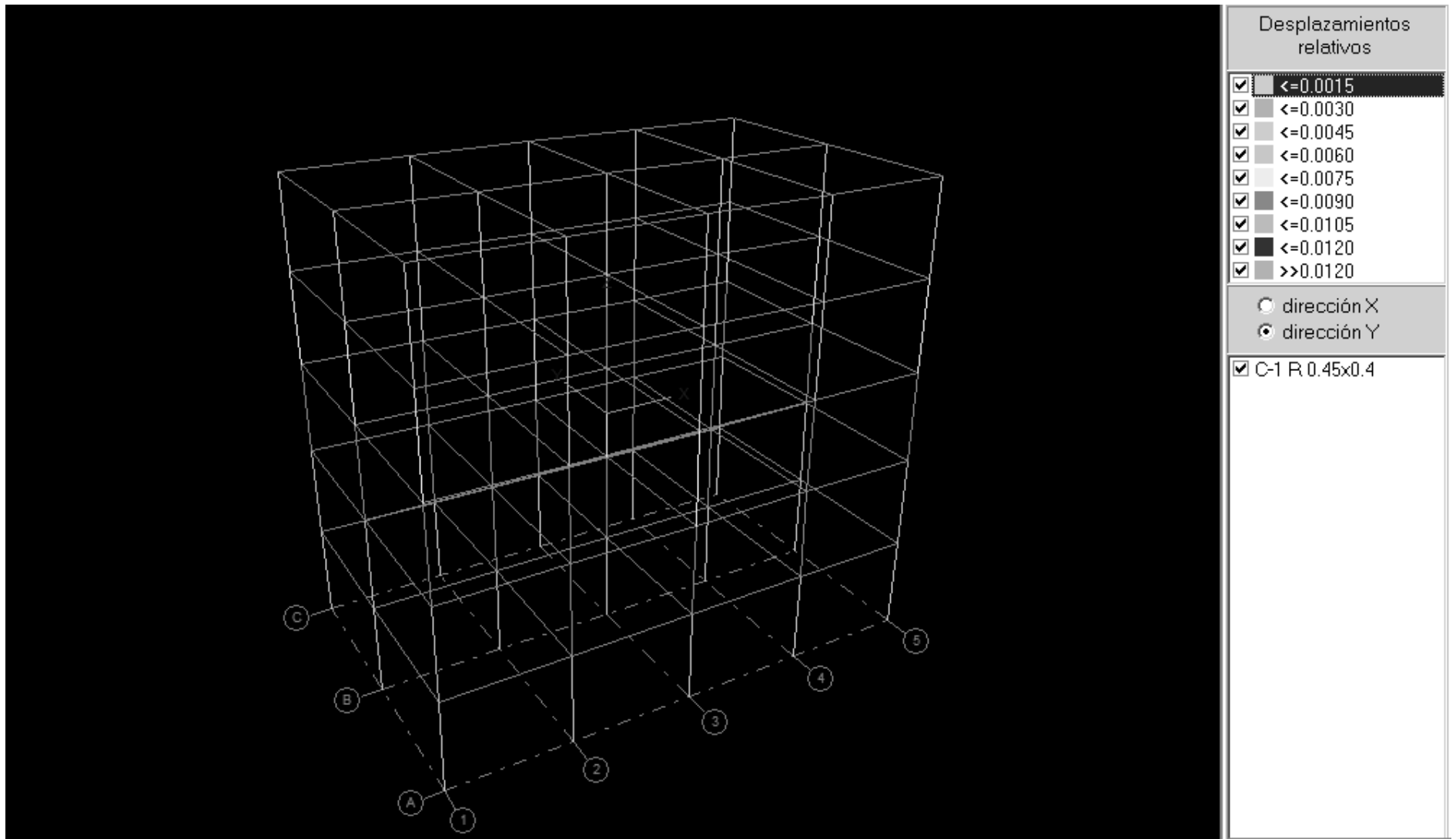
despliega detalles

CANTIFICACION COLUMNAS		kg/m3	1.000%	1.700%	2.400%	3.100%	3.800%	4.500%	5.200%	6.000%	NO PASA
SEC	Concreto	AceroL									
C-1	40.500	3.159	78.000	75	0	0	0	0	0	0	0

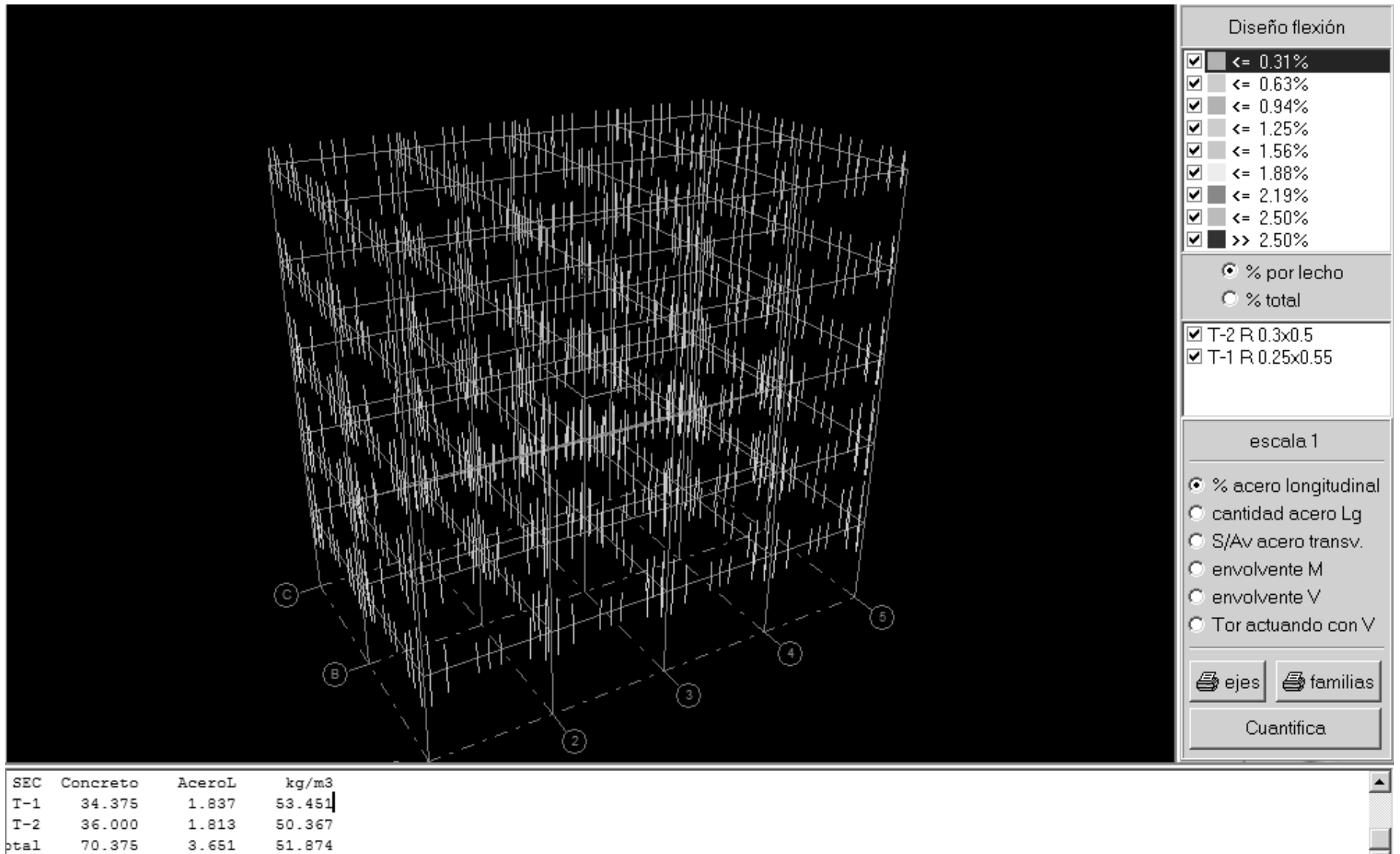
Diseño por flexocompresión columnas C-1 (0.45 X 0-40) suelo tipo I.



Desplazamientos relativos en dirección X columnas C-1 (0-45 X 0.45) suelo tipo II.



Desplazamientos relativos en dirección Y columnas C-1 (0-45 X 0.45) suelo tipo II.



Diseño por flexión de traveses T-1 (0.25 X 0.55) y T-2 (0.30 X 0.50) suelo tipo II.

Diseño flexocompresión

- = 1.000% mínimo
- ≤ 1.700%
- ≤ 2.400%
- ≤ 3.100%
- ≤ 3.800%
- ≤ 4.500%
- ≤ 5.200%
- ≤ 6.000%
- NO PASA

C-1 R. 0.45x0.4

escala 1

- % acero longitudinal
- cantidad acero Lg
- S/Av acero transv.

despliega detalles

CANTIFICACION COLUMNAS												
SEC	Concreto	AceroL	kg/m3	1.000%	1.700%	2.400%	3.100%	3.800%	4.500%	5.200%	6.000%	NO PASA
C-1	40.500	4.445	109.745	27	32	10	6	0	0	0	0	0

Diseño por flexocompresión columnas C-1 (0.45 X 0-40) suelo tipo II.