

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ANALISIS Y DISEÑO DE UNA EDIFICACION DE CINCO
NIVELES PARA VIVIENDA EN CONCRETO ARMADO

INFORME DE INGENIERIA

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

IVAN MARTÍN WELSCH MORENO

Lima-Perú

2001

CONTENIDO

Introducción		Pág. 4
Capítulo 1	Generalidades	5
Capítulo 2	Dimensionamiento y Metrado de Cargas	13
2.1	Predimensionamiento de losas aligeradas	14
2.2	Predimensionamiento de vigas	15
2.3	Predimensionamiento de columnas	17
2.4	Predimensionamiento de placas	19
2.5	Metrado de cargas para el análisis sísmico	20
2.6	Metrado de cargas para el análisis por cargas de gravedad	20
Capítulo 3	Análisis Sísmico	31
3.1	Fundamento teórico	32
3.2	Análisis sísmico por el método estático	41
3.3	Análisis sísmico por el método dinámico	45
3.4	Descripción del archivo de entrada del programa A3S	53
3.5	Resultados de análisis dinámico	57
Capítulo 4	Análisis por cargas de Gravedad	64
4.1	Fundamento teórico	65
4.2	Características y requerimientos del programa A2e v1.2	72
4.3	Breve descripción de los resultados	74
Capítulo 5	Diseño de elementos de Concreto Armado	76
5.1	Diseño de losa Aligerada	77
5.1.1	Fundamento teórico	77
5.1.2	Diseño de losas aligeradas	80
5.2	Diseño de vigas	82
5.2.1	Fundamento teórico	82
5.2.2	Graficas de envolventes de diseño	97
5.2.3	Diseño por flexión	117
5.2.4	Diseño por corte	117
5.3	Diseño de Columnas	118
5.3.1	Fundamento teórico	118
5.3.2	Diseño por flexo-compresión (Diagramas de interacción)	125
5.3.3	Verificación del diseño por corte	135
5.4	Diseño de Placa	136
5.4.1	Descripción del diseño de muros de corte	136
5.4.2	Diseño por flexo-compresión (Diagramas de interacción)	138
5.4.3	Verificación del diseño por corte	138
5.5	Diseño de Cimentación	140
5.5.1	Descripción del diseño de cimentación	140
5.5.2	Diseño de la cimentación	145

Capitulo 6	Recomendaciones y Conclusiones	151
-------------------	---------------------------------------	-----

Capitulo 7	Planos	156
-------------------	---------------	-----

7.1	Plano E-01/02 (Cimentación, aligerados, detalles)	157
-----	---	-----

7.2	Plano E-02/02 (Columnas, vigas, placas, detalles)	158
-----	---	-----

Anexos

- A. Resultados del Análisis por cargas de gravedad, salida del programa A2E
- B. Resultados del Análisis Sísmico, salida del programa A3S
- C. Características geométricas de las plantas
- D. Características geométricas de la placa N° 2

Bibliografía

Introducción

Con el fin de optar el título profesional se presenta el siguiente trabajo titulado " Análisis y Diseño de una edificación de cinco niveles para vivienda en Concreto Armado ", ésta trata de una edificación hipotética siendo su objetivo netamente educativo, por ello se han efectuado hipótesis razonables a fin de completar su diseño.

Este trabajo ha sido desarrollado siguiendo el procedimiento común para este tipo de estructuras el cual consiste en, primero tener un conocimiento del uso, importancia, ubicación, características del suelo donde se ubicará la edificación, etc., esto se describe brevemente en el capítulo 1, luego en el capítulo 2 en una primera parte se describen criterios simples y de uso común para el predimensionamiento de los elementos, para en una segunda etapa efectuar los metrados de carga tanto para el análisis sísmico como para el análisis por cargas de gravedad. En el capítulo 3 efectuamos el análisis sísmico tanto por el método estático como dinámico (pseudo tridimensional) para luego efectuar la comparación de los desplazamientos obtenidos con los desplazamientos admisibles, que en la actualidad controlan la estructuración.

Habiendo establecido las dimensiones y efectuado las correcciones de tal manera de cumplir con el reglamento efectuamos el análisis para las cargas actuantes para luego efectuar el diseño de los elementos esto se presenta en los capítulos 4 y 5. Como resultado del diseño se presentan 2 planos.

Finalmente debo indicar que el análisis y diseño de una estructura constituye un proceso que no busca exactitud, por el contrario debe ser reflejo del entendimiento de los efectos involucrados y de la limitación que hasta el momento tenemos de su cuantificación, por lo que el diseño presentado es generoso y conservador. Para el desarrollo del presente trabajo se ha contado con la asesoría del Dr Hugo Scaletti Farina, profesor de la facultad quien efectuó diversas sugerencias así como proporcionó los programas empleados a fin de conducir a un resultado satisfactorio.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

GENERALIDADES

En este capítulo trataremos temas generales acerca del proyecto tales como su descripción, los reglamentos usados, los criterios de estructuración, las cargas involucradas en el diseño, materiales de construcción y una breve descripción de las características del terreno.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto a analizar en el presente trabajo es una edificación de cinco niveles destinada a vivienda, se asumirá que ésta se ubica en la ciudad de Lima en un suelo del tipo I, no se ha considerado una distribución particular de ambientes en cada nivel sin embargo debemos mencionar que los cuatro primeros niveles son típicos tal como se muestra en los gráficos adjuntos, asimismo se ha considerado una abertura de 1.50 m de ancho por 4.20 m de largo a fin de alojar una escalera que sirva de circulación vertical entre los diversos niveles.

Usando los parámetros indicados se tendrá:

$L_1 = 4.5$ m distancia medida a ejes

$L_2 = 7.0$ m indicado en plano

Uso = Vivienda

Categoría de la Edificación = C (Edificaciones comunes)

$S_c = 200$ kg/m²

Factor de zona = $Z = 0.4$ (Lima)

Parámetros del suelo $S = 1.0$, $T_p = 0.4$ s (Perfil de suelo tipo S_1)

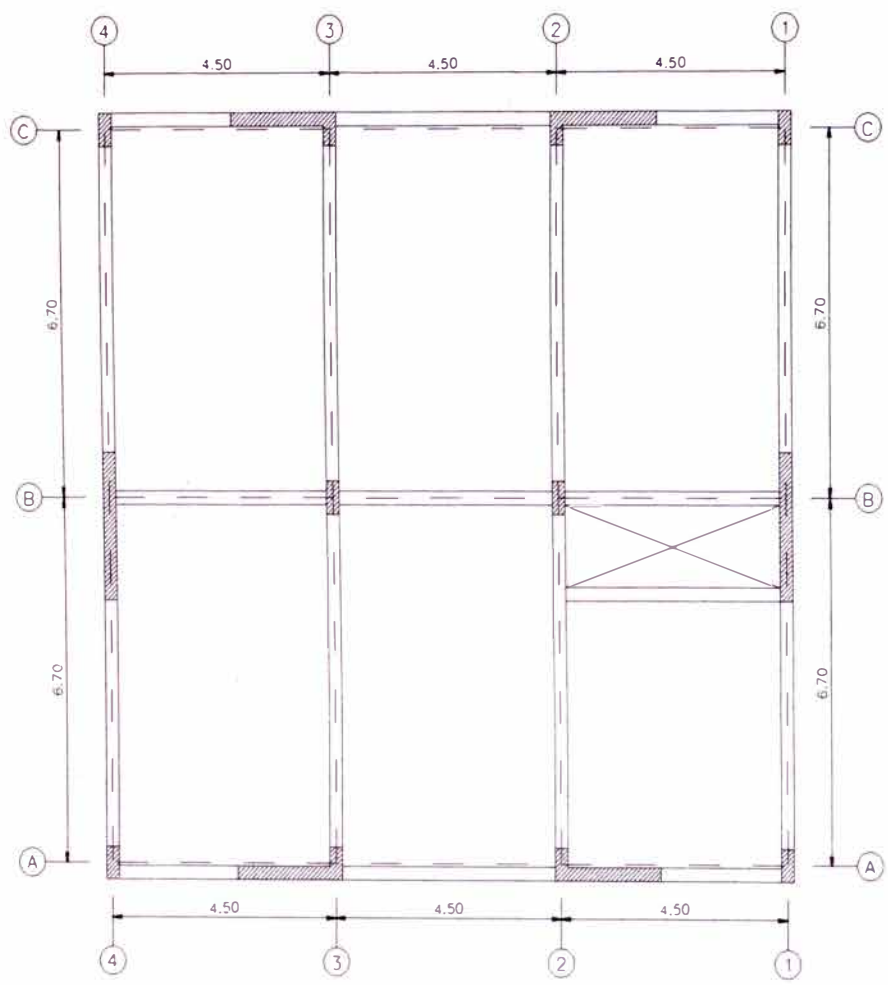
REGLAMENTOS USADOS

Para el análisis y diseño de elementos se usaran los siguientes reglamentos.

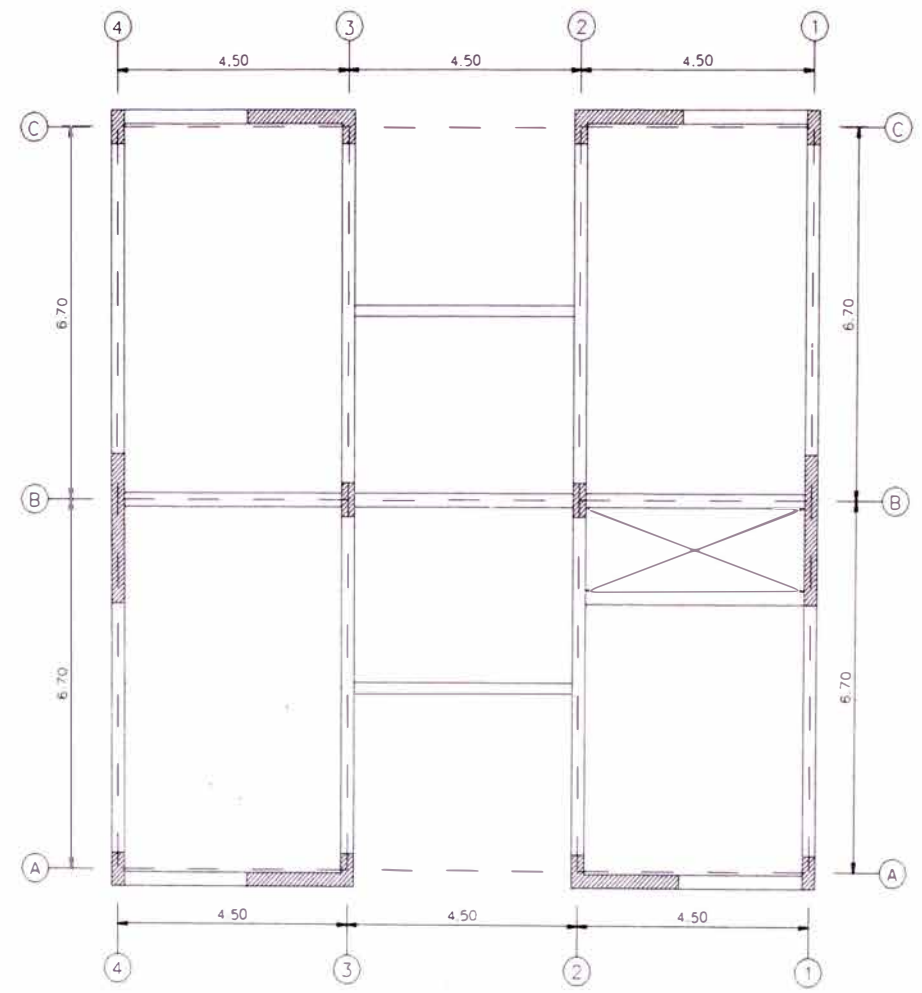
- Reglamento Nacional de Construcciones
- Norma de Cargas E-020
- Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente.
- Norma de Concreto Armado E-060.
- Norma Peruana de Suelos E-040
- ACI Detailing Manual, Publication SP-66(88) solo referencial

ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de una edificación es uno de los primeros pasos a seguir si deseamos una estructura que tenga un buen comportamiento ante los sismos ya que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, una estructuración simple y limpia es lo mas deseable ya que nos permite una mejor idealización y por consiguiente que los resultados a obtener del análisis se acerquen mas a los reales. Uno de los puntos mas importantes es la elección del sistema estructural capaz de soportar todas las cargas a las que va ha estar sometida la edificación. Toda la estructuración de la edificación debe ser coordinada con



PLANTA TÍPICA
1° A 4° NIVEL



PLANTA 5° NIVEL

PLANTAS
ESCALA 1/150

el arquitecto y el propietario a fin de obtener una edificación segura, lo ideal consistiría en que se efectúe una retroalimentación y compatibilización entre los diseños a fin de que los planos finales resulten sencillos y no tenga que efectuarse modificaciones en el momento de su construcción.

Como resultado de la experiencia ingenieril y de las enseñanzas de los sismos pasados se han logrado establecer ciertos criterios estructurales que nos ayudan a entender las causas frecuentes de daños ante sismos, estos nos sirven para evitar tales defectos, criterios que a continuación explicamos en forma breve.

a.- Selección de materiales

b.- Forma de la estructura

Configuración en planta

Simplicidad

Compacticidad

Simetría y rigidez torsional

Configuración Vertical

Uniformidad y Continuidad

Proporción

c.- Rigidez y resistencia

Dirección Vertical

Dirección Horizontal

d.- Redundancia

e.- Estructuras Rígidas o flexibles

f.- Cimentación

a.- Selección de materiales

Desde el punto de vista asísmico la selección de los materiales se debe efectuar de tal modo que estos tengan las siguientes características principales.

Relación de alta resistencia a peso, ya que el sismo actúa como una fuerza de inercia, su valor crece con el peso; por esto se busca un material estructural ligero y resistente.

Alta deformabilidad, la capacidad de lograr una alta deformación en el rango plástico nos asegura una buena disipación de energía.

Baja degradación, esta asegura que el material no cambie substancialmente en sus características de resistencia y rigidez ante cargas repetidas.

Si bien es cierto que el concreto no cumple estas características en la medida del acero la unión de ambos materiales, tiene características mucho mejores que la del concreto solo. La unión de ambos materiales se efectúa a fin de abaratar los costos.

b.- Forma de la estructura

Configuración en Planta

La forma de la estructura en planta nos indica el comportamiento ventajoso o menos ventajoso que esta pueda tener ante sismos, entre las principales características en la geometría de las plantas tenemos:

Simplicidad

Una configuración sencilla es deseable para un buen comportamiento sísmico, como las formas cuadradas y circulares, pero las formas tipo L, T, U, H y otras presentaran problemas en las uniones de las alas debido a la concentración de esfuerzos. En tales casos se deberán suministrar juntas sísmicas que separen estructuralmente estas alas.

Compacticidad

Si bien es cierto que una edificación puede tener una configuración sencilla, esta puede tener en una de sus dimensiones una longitud mucho mayor que en la otra tal que su comportamiento no será el adecuado, requiriendo la inclusión de juntas sísmicas que nos proporcionen una planta mas compacta.

Simetría y gran rigidez torsional

Para evitar la deformación torsional, el centro de rigidez de un edificio debe coincidir con el centro de masas. Para satisfacer esta condición, es deseable tener simetría tanto en la configuración del edificio como en la estructura. Aun cuando se pueda hacer que el centro de rigidez coincida con el centro de masas en un edificio asimétrico, con frecuencia es difícil mantener la coincidencia en el estado inelástico de esfuerzos.

Configuración en Elevación

La configuración vertical comprende uniformidad - continuidad y proporción.

Uniformidad y continuidad

Es deseable evitar cambios drásticos en la configuración vertical de un edificio. Los cambios bruscos en elevación hacen que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, ocasionando grandes concentraciones de esfuerzo.

Proporción

En una edificación será muy importante la relación altura - ancho, debido a que relaciones grandes presentaran problemas de grandes desplazamientos laterales, tracciones en las columnas, grandes momentos de volteo, así como grandes fuerzas de desprendimiento sobre la cimentación. Es por esto que en los códigos se discriminan los análisis dependiendo de esta relación.

c.- Rigidez y Resistencia

Dirección Vertical

Es aconsejable evitar cambios bruscos en la distribución vertical de la rigidez y la resistencia, esto es disminuir en forma significativa las placas o columnas, este cambio podría originar a aparición de los denominados pisos blandos los cuales pueden originar colapsos ya que en estos se concentran las deformaciones plásticas.

Dirección Horizontal

Si en un mismo entrepiso existen columnas largas y cortas, la fuerza cortante se concentrara en las columnas cortas por ser estas mas rígidas. Las aparentes columnas

largas se pueden convertir en columnas cortas por el mal aislado de los elementos no estructurales. Se presentan también problemas en las denominadas vigas cortas por la gran concentración de esfuerzos que estas originan, esta situación se debe evitar variando el peralte de las vigas o proporcionándole ductilidad mediante la inclusión de refuerzo diagonal.

d.- Redundancia

Miembros redundantes son elementos estructurales que bajo condiciones normales de diseño no desempeñan una función estructural. La redundancia y el comportamiento inelástico hacen posible que las estructuras hiperestáticas tengan varias líneas de defensa ante los temblores, ya que varios elementos pueden fallar pero quedan los elementos restantes para seguir resistiendo el sismo. Esto es importante porque proporciona una seguridad adicional que puede compensar incertidumbres en el análisis y diseño.

e.- Estructuras rígidas o flexibles

Una estructura flexible, conformada únicamente por pórticos, presenta las siguientes ventajas, son estructuras fáciles de analizar y se pueden lograr grandes ductilidades, entre sus desventajas tenemos que en el proceso constructivo se presentan problemas por la gran congestión de armadura en los nudos, los elementos no estructurales pueden introducir esfuerzos y cambiar su comportamiento, también presenta grandes deformaciones laterales que inducen daños en los elementos no estructurales y producen pánico en los ocupantes. Mientras que una estructura rígida, conformada principalmente por muros de corte, tienen la ventaja de no presentar mayores problemas constructivos, no se tienen que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales pero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y su análisis es más complicado. Es por esto que es una buena práctica el usar elementos rígidos y flexibles, con ello se logra que los muros limiten las deformaciones laterales, tomen la mayor parte de la fuerza cortante en los pisos inferiores mientras que los pórticos le dan la suficiente ductilidad para disipar energía.

f.- Cimentación

Una cimentación debe diseñarse de manera que el suelo soporte las fuerzas transmitidas por la superestructura. Por lo general las fuerzas son el cortante horizontal en la base, el momento de volteo y la fuerza vertical. Además se busca que la cimentación tenga una acción de conjunto, que limite en lo posible los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales. Debido a esto en suelos relativamente blandos con cimentaciones superficiales es particularmente difícil evitar los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales durante un temblor, por ello es imperativa la práctica de ligar entre sí las zapatas aisladas mediante vigas.

CARGAS DE DISEÑO

Las cargas involucradas en los diseños son las debidas a cargas muertas, cargas vivas y otras cargas que pueden ser sismo, viento, presión de tierras, nieve, etc., entendiéndose por carga muerta a todas aquellas que sean permanentes como son el peso de materiales, equipos,

tabiques y otros, cargas vivas serán aquellas que tengan el carácter de móviles como son los ocupantes, muebles, equipos y otros. Así tendremos:

Cargas Muertas

Aligerado (h= 20 cm)	300 kg/m ²
Piso Terminado	120 kg/m ²
Tabiquería equivalente	180 kg/m ²
Tabiquería sólida	1800 kg/m ³
Tabiquería hueca	1350 kg/m ³
Concreto armado	2400 kg/m ³

Cargas Vivas

Viviendas	200 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²
Baños	200 kg/m ²
Azoteas	100 kg/m ²

MATERIALES

Los materiales a emplearse son:

El concreto, es una mezcla fraguada de cemento, agua, agregado fino, agregado grueso y en ocasiones otros aditivos. Esta mezcla es colocada y compactada en moldes (encofrado) luego debe ser curada para garantizar una buena hidratación de la mezcla, esta mezcla produce un material con una alta resistencia a la compresión pero de baja resistencia a la tracción, aproximadamente un 10%. Si todos los ingredientes son proporcionados en forma adecuada, el producto terminado resultara fuerte, durable y con el refuerzo adecuado podrá usarse en los elementos de cualquier sistema estructural.

El concreto cuando esta sujeto a compresiones por sollicitación sísmica, por ser esta de naturaleza intempestiva y de corto tiempo de duración, aumenta la resistencia máxima en varias veces su valor. Asimismo por ser el concreto de naturaleza frágil y por su alta degradación es conveniente su confinamiento transversal.

Entre las principales características de este material tenemos:

Modulo de Young $E_c = 15,000 (f_c)^{1/2} \text{ kg/cm}^2$

Modulo de elasticidad en cortante $G = 0.4 * E_c$.

Debido a su baja resistencia a la tracción, se introducen los elementos metálicos en forma de barillas corrugadas a fin de compensar la debilidad del concreto en estos casos.

El acero, es un elemento de refuerzo, que se embebe dentro del concreto a fin de darle a este una mayor resistencia, ante los esfuerzos de tracción principalmente. Asimismo el refuerzo transversal proporciona confinamiento al concreto aumentando su resistencia y ductilidad. Entre sus principales características tenemos:

Modulo de Young $E_s = 2\,000,000 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

CARACTERISTICAS DEL TERRENO

Tener conocimiento de las características del terreno donde se va a cimentar debe ser el primer paso en el diseño de una edificación; ya que estas características, influirán desde la estructuración, calculo de la respuesta sísmica así como el diseño de sus elementos. Características como la capacidad portante, asentamiento diferencial, tipo de suelo, este último vinculado con el valor del periodo fundamental del terreno nos proporcionaran parámetros para poder efectuar un buen diseño.

La capacidad portante estimada es de $q_{adm} = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ a una profundidad de desplante de 1.0m.

CAPITULO 2

DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

Predimensionamiento de elementos estructurales

Luego de haber revisado en forma somera los criterios de estructuración debemos efectuar un predimensionamiento de los elementos estructurales (Losas, Vigas, Columnas y Placas), esto es, asumir secciones transversales, peraltes, sentidos de techado, etc., con los que se efectuarán los diversos análisis, luego de los cuales nos permitirá modificar las secciones asumidas, y se volverá a efectuar el análisis, éste procedimiento se efectúa siempre y cuando se detecten problemas en el análisis sísmico o en el diseño. Por lo tanto el proceso de diseño es un proceso iterativo, donde debe existir una retro alimentación entre el diseño arquitectónico y estructural sin dejar de lado a las otras disciplinas que intervienen en la elaboración del proyecto.

El predimensionamiento de elementos estructurales se efectúa usando procesos y criterios recomendados en base a la experiencia, éstos dan resultados hasta cierto punto satisfactorios, y la magnitud de las correcciones que se pueden hacer posteriormente depende del grado de aproximación que se logre en el predimensionamiento.

Predimensionamiento de losas aligeradas

La función principal de las losas es la de transmitir las cargas de gravedad provenientes de los pisos, sobrecarga así como el peso propio, si bien es cierto que ésta es su principal función las losas están ligadas al análisis estructural ya que son el sustento de una de las principales hipótesis del análisis dinámico, el diafragma rígido, que se sustenta en la gran rigidez en planta que éstas tienen. El criterio generalizado de predimensionamiento es el asumir un espesor de aligerado en función de la luz libre entre apoyos para lo cual nos podemos referir al siguiente cuadro (**tabla 2.1**).

Luz libre (m)	Peralte de la losa (cm)
Menores de 4 m.	17
Entre 4 y 5.0 m	20
Entre 5 y 6.25 m	25
Entre 6.25 y 7.5 m	30

Tabla 2.1

El dimensionamiento anterior es valido para losas aligeradas armadas en una dirección, con sobrecargas del orden de 200 a 350 kilos por metro cuadrado; para el caso de sobrecargas mayores se requerirán mayores espesores.

Para el caso del proyecto que nos ocupa tendremos:

Luz libre (Dirección de menor longitud) 4.2 m. → $h = 20 \text{ cm}$ $s/c = 200 \text{ kg/m}^2$

Ante la existencia de tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de las viguetas, es factible colocar una doble vigueta o una viga chata para reforzar el techo, sin embargo ante tabiques perpendiculares la colocación de dicha viga no es factible en tales casos podría ser necesario incrementar el peralte de la losa.

Predimensionamiento de vigas

Las vigas son los elementos que reciben las cargas de las losas y las transmiten hacia las columnas, placas y ocasionalmente hacia otras vigas; además de su función de recolección y transmisión de las cargas, las vigas junto a las columnas y placas son parte principal del modelo estructural resistente ante los esfuerzos producidos por sismo, además constituyen el esqueleto que proporciona rigidez lateral a la estructura.

Para el predimensionamiento de vigas debemos tener presente que sus dimensiones están gobernadas por tres factores como son:

- Momento resistente adecuado
- Control de deflexiones
- Rigidez lateral

Respecto al momento resistente adecuado debemos indicar que este momento se incrementara a medida que aumente su peralte, buscándose un peralte adecuado de tal modo que el momento resistente sea mayor que el momento actuante proveniente de las cargas actuantes. El control de deflexiones también esta ligada al peralte, resultando que si se disminuyera el peralte en un 10% las deflexiones se incrementarían en un 30% aproximadamente, esto es, porque las deflexiones son directamente proporcionales a la inercia de la sección. Finalmente la rigidez lateral de un pórtico conformado por vigas de poco peralte será menor que el de aquel conformado por vigas peraltadas y estando la rigidez lateral vinculada directamente con las deformaciones laterales nos obliga a peraltar las vigas del pórtico cuando deseamos que la deformación lateral disminuya.

Por otro lado es necesario proporcionar una adecuada rigidez en cada una de las direcciones de la edificación, así, los mal denominados pórticos secundarios deberán también poseer vigas peraltadas, entendiéndose por pórticos secundarios a aquellos que no reciben las cargas provenientes de las losas, esto se debe a que un sismo no le interesa la denominación que uno pueda darle a los pórticos.

De los diversos criterios existentes usaremos el mas común por considerarlo que proporciona valores muy aceptables, ver **tabla 2.2.**, valores que deben ser comparados con las recomendaciones que se dan en la norma NTE-E060 (10.4, 11.3) referidas principalmente al control de las deflexiones.

La relación ancho a peralte no debe ser menor que 0.3

El peralte efectivo de las vigas debe ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.

El ancho de las vigas no debe ser menor de 25 cm. De preferencia cuando forman parte de pórticos sismoresistentes.

Uso	Viviendas	Oficinas y Departamentos
Sobrecarga (kg/m ²)	200	250
Peralte h	L/14 a L/12	L/11 a L/10

Tabla 2.2

Empleándose la siguiente expresión para determinar el ancho.

$$b = \frac{B}{20}$$

donde: b = ancho de la viga

B = ancho tributario actuante sobre la viga

L = luz libre

Para efectos del presente trabajo, usaremos los valores mas desfavorables asi tendremos:

Ancho de Viga

Mayor ancho contribuyente B = 4.5 m. por lo que obtendremos $b = 4.5/20 = 0.225$ m de ancho tomaremos un ancho de viga de 25 cm.

Peralte de Vigas

Para el caso de viviendas (s/c=200 kg/m²) tendremos:

L = 7.0 con lo que obtendremos

$h = 7.0/12 = 0.58$ m.

Valores que cumplen con lo estipulado en la norma, sin embargo tomaremos como valores típicos 25 x 60 cm. para todas las vigas, esto con la finalidad de no modificar sustancialmente la arquitectura y dar un mejor uso a los encofrados. Para los pórticos secundarios usaremos 25 x 50 cm.

Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de columnas existen diversos criterios, entre estos podemos mencionar:

Primer método

Método propuesto por el Dr. Ricardo Yamashiro, también conocido como el método del área tributaria, en la que se recomienda tomar en cuenta las siguientes recomendaciones antes de aplicar el método.

La distribución en planta de las columnas debe ser mas o menos simétrica.

Las losas de los pisos deben ser armadas en un solo sentido

La sobrecarga promedio no debe de exceder de 250 kg/m² en los niveles típicos

Por otro lado este método fue estudiado cuando el acero de refuerzo tenia una fluencia de 2800 kg/cm², sin embargo en la actualidad el acero de construcción tiene una fluencia de 4200 kg/cm².

Este método propone un área de columna resultante del producto de un coeficiente por el área tributaria acumulada de dicha columna, este coeficiente se toma según la ubicación de la columna y el nivel en que se encuentre.

Segundo método (tomado del libro del Ing. Antonio Blanco Blasco)

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$Area_de_Columna = \frac{P(servicio)}{0.45 f'_c}$$

Para el mismo tipo de edificio, el dimensionamiento de las columnas con menor carga axial, como es el caso de las exteriores o esquinas, se podrá hacer con un área igual a:

$$Area_de_Columna = \frac{P(servicio)}{0.35 f'_c}$$

Para lo que haremos uso del segundo método, para lo cual primero se procederá a hallar la carga de servicio para la columna mas desfavorable, ver (cuadro 2.1), con la que se determinara su sección.

$$Area_de_Columna = \frac{126,659.40.0kg}{0.45 * \left(210 \frac{kg}{cm^2} \right)}$$

$$Area_de_Columna = 1340.30cm^2$$

Como se observa debemos buscar una columna tal que el producto de sus dimensiones nos dé 1,340.30 cm², esta condición la cumple en forma aproximada la sección

de 25 cm x 60 cm (1500 cm²), lo cual nos resulta beneficioso ya que tiene el mismo ancho de las vigas.

Predimensionamiento de Placas

Las placas o muros de corte son elementos que proporcionan gran rigidez lateral en el sentido de su mayor longitud, debido a ésta propiedad, en la actualidad su uso se ha hecho indispensable en edificaciones de poca y gran altura, incluso en edificaciones de albañilería, ya que son usados para controlar los desplazamientos o absorber los cortantes.

Si bien es cierto que estos elementos reciben el mismo tipo de esfuerzos que las columnas, sus comportamientos difieren entre sí, ya que en estas las deformaciones por corte no son despreciables. El proceso de predimensionar las placas resulta dificultoso, debido a que su cantidad, ubicación y características serán definidas una vez efectuado el análisis sísmico, por lo que no existe un criterio que nos defina a priori longitudes, espesores y ubicación, sin embargo debo mencionar que existen recomendaciones para definir los espesores mínimos que seguidamente menciono.

El RNC nos recomienda que: "Los muros de corte de concreto armado usados en edificios deben tener un espesor no menor de 12.5 cm en los 5 m. superiores y por cada 7 m. o fracción medidos hacia abajo, el espesor mínimo debe aumentarse en 2.5 cm."

$$t \geq 12.5 + \frac{(alt_{edif} - 5)}{7} * 2.5$$

De acuerdo al reglamento del ACI el espesor del muro no deberá ser menor de 1/25 la altura o longitud sostenida, la que sea menor, ni menor de 10 cm.

$$t \geq \begin{cases} h / 25 \\ 10 \end{cases}$$

Por otro lado, algunos autores recomiendan una cuantía mínima de muros de corte del orden del 3% del área, distribuidos de tal manera que formen pares resistentes, esta última recomendación es el resultado de una investigación efectuada en Chile a raíz del sismo de 1985 en el que se observó que edificaciones con cuantía de placas del orden del tres por cien se comportaron satisfactoriamente a un sismo de 7.8 grados de magnitud.

Para fines del presente trabajo tendremos, usando el primer criterio un espesor de 15.0 cm. teniendo en cuenta que la altura de la edificación es de 14.4 m., mientras que con el segundo criterio tendremos un espesor de 12.5 cm. con la finalidad de uniformizar y aprovechar los encofrados y no tener salientes en las vigas tomaremos un espesor de 25 cm. La ubicación de las placas se ha efectuado de modo arbitrario ya que al no contar con las distribuciones en planta de los ambientes no es posible su ubicación sobre los muros coincidentes a lo largo de toda la altura como generalmente se acostumbra.

Metrado de cargas

Estando definida la estructuración, esto es las dimensiones de los elementos constituyentes de la estructura tienen valores conocidos, ya es posible efectuar los metrados de cargas tanto para el análisis sísmico como para el análisis por cargas de gravedad.

Alturas de la edificación

La definición de las alturas de entrepisos para el análisis sísmico se tomara al eje de la losa, las alturas de los entrepisos se pueden apreciar en el siguiente gráfico.

Metrado de cargas para el análisis sísmico

Para efectos del análisis sísmico es necesario conocer, la masa involucrada en cada nivel de la edificación, el baricentro y su inercia rotacional.

El calculo del peso por nivel se efectuará mediante la suma de los pesos de los elementos que tengan acción solidaria con losa ante un movimiento, esto es, se considerará la mitad del entrepiso superior y la mitad del entrepiso inferior de los elementos tales como columnas, placas y muros de albañilería portante. Por otro lado, los tabiques y elementos que se encuentran aislados de los marcos se deben considerar en los niveles que los sostienen (en nuestro caso se tomara la tabiquería equivalente ya que no se cuenta con la distribución de muros). Las placas y columnas de la mitad inferior del primer nivel, no se tomaran en cuenta, ya que consideraremos que se encuentran asociadas al terreno.

Para el calculo de la inercia rotacional se ha empleado la hoja de cálculo Sp2 del Dr. H. Scaletti y los resúmenes se mostrarán posteriormente.

Metrado de cargas para el análisis por cargas de gravedad

Este metrado se efectuara para cada pórtico, dependiendo si éste es un pórtico principal (sirve de apoyo a la losa aligerada) o secundario, así se tendrá un ancho contribuyente; para los pórticos principales éste será igual a la semisuma de las luces de los aligerados a la izquierda y derecha del mismo, mientras que para los pórticos secundarios se considerara un ancho igual a un metro a cada lado de la viga.

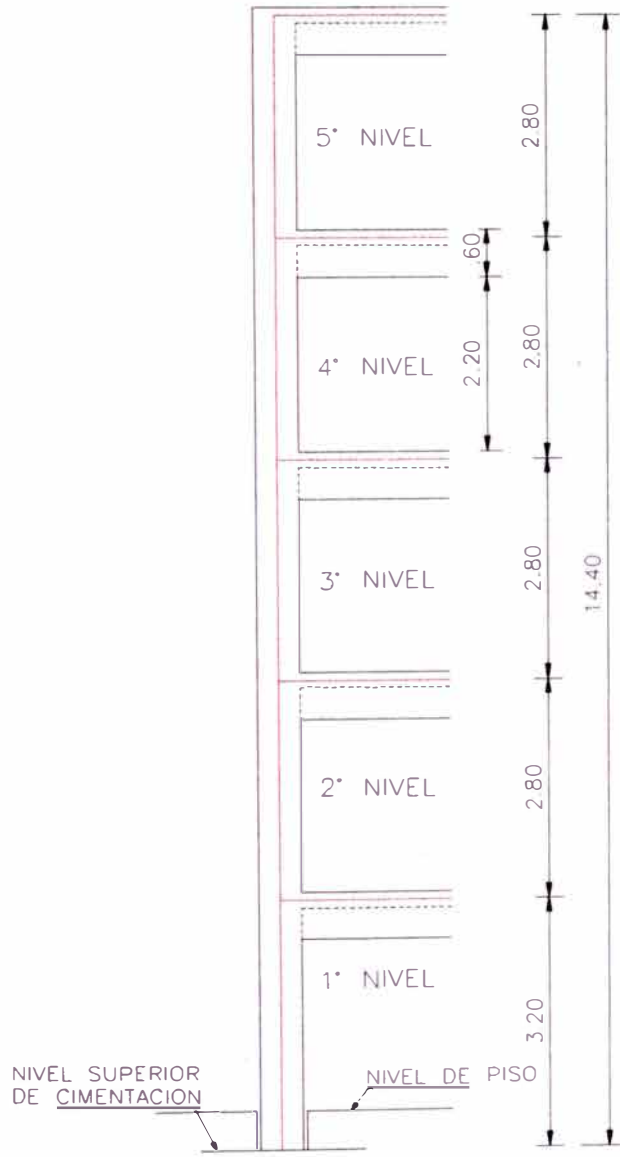
Se tendrán en cuenta las siguientes cargas

CARGAS MUERTAS

Peso propio del elemento C.A.	2400 kg/m ³
Peso propio del aligerado	300 kg/m ²
Peso del piso terminado	120 kg/m ²
Peso de tabiquería sólida	1800 kg/m ³
Peso de tabiquería hueca	1350 kg/m ³

CARGAS VIVAS

Sobrecarga de viviendas	200 kg/m ²
Sobrecarga de pasadizos y escaleras	200 kg/m ²
Sobrecarga de baños	200 kg/m ²
Sobrecarga en azotea	100 kg/m ²



ALTURAS DE ENTREPISOS

ESCALA 1/100

Pórtico Principal (pórtico que carga la losa aligerada)

Para los pórticos principales se determinan las cargas actuantes sobre esta (W_D) sumando los pesos de la losa aligerada, Tabiquería, piso terminado, peso propio de la viga y dividiéndolos entre la longitud del vano: de manera similar se efectúa con la sobrecarga (W_L).

Pórtico Secundario (pórtico que no carga la losa aligerada)

Se efectúa de manera similar a lo explicado para los pórticos principales, con la única particularidad que solo existe carga muerta (peso propio), sin embargo tomaremos en forma conservadora un ancho tributario de un metro a cada lado, ya que éste ancho aproximadamente se comporta solidario al pórtico.

METRADO DE CARGAS DE SERVICIO PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Descripción	ALIGERADO			VIGAS			COLUMNAS			SOBRECARGA			PESO POR NIVEL						
	Largo	Ancho	Carga kg/m ²	Long	b	h	Long	b	h	Largo	Ancho	S/C	ALIGERADO	VIGAS	COLUMNAS	SOBRECARGA	TOTAL	TOTAL	
Primer nivel																			
Peso propio	6.85	4.20	300.00										8,631.00						
Tabiquería distribuida	6.85	4.20	180.00										5,178.60						
Piso acabado, tarrajeo, etc	6.85	4.20	120.00										3,452.40					17,262.00	
Viga eje 3				6.85	0.25	0.60								2,466.00					
Viga eje B				4.20	0.25	0.50								1,260.00				3,726.00	
Columna primer nivel							3.20	0.25	0.60						1,152.00			1,152.00	
Sobrecargas										6.85	4.20	200.00					5,754.00	5,754.00	
																		22,140.00	
Segundo nivel																			
Peso propio	6.85	4.20	300.00										8,631.00						
Tabiquería distribuida	6.85	4.20	180.00										5,178.60						
Piso acabado, tarrajeo, etc	6.85	4.20	120.00										3,452.40					17,262.00	
Viga eje 3				6.85	0.25	0.60								2,466.00					
Viga eje B				4.20	0.25	0.50								1,260.00				3,726.00	
Columna segundo nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00			1,008.00	
Sobrecargas										6.85	4.20	200.00					5,754.00	5,754.00	
																		21,996.00	
Tercer nivel																			
Peso propio	6.85	4.20	300.00										8,631.00						
Tabiquería distribuida	6.85	4.20	180.00										5,178.60						
Piso acabado, tarrajeo, etc	6.85	4.20	120.00										3,452.40					17,262.00	
Viga eje 3				6.85	0.25	0.60								2,466.00					
Viga eje B				4.20	0.25	0.50								1,260.00				3,726.00	
Columna tercer nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00			1,008.00	
Sobrecargas										6.85	4.20	200.00					5,754.00	5,754.00	
																		21,996.00	
Cuarto nivel																			
Peso propio	6.85	4.20	300.00										8,631.00						
Tabiquería distribuida	6.85	4.20	180.00										5,178.60						
Piso acabado, tarrajeo, etc	6.85	4.20	120.00										3,452.40					17,262.00	
Viga eje 3				6.85	0.25	0.60								2,466.00					
Viga eje B				4.20	0.25	0.50								1,260.00				3,726.00	
Columna cuarto nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00			1,008.00	
Sobrecargas										6.85	4.20	200.00					5,754.00	5,754.00	
																		21,996.00	
Quinto nivel																			
Peso propio	6.85	4.20	300.00										8,631.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	6.85	4.20	120.00										3,452.40					12,083.40	
Viga eje 3				6.85	0.25	0.60								2,466.00					
Viga eje B				4.20	0.25	0.50								1,260.00				3,726.00	
Columna quinto nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00			1,008.00	
Sobrecargas										6.85	4.20	100.00					2,877.00	2,877.00	
																		16,817.40	
Carga de servicio de los cinco niveles para los ejes B2, B3 =																		WD (kg)	WL (kg)
																		104,945.40	25,893.00

METRADO DE CARGAS DE SERVICIO PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Descripción	ALIGERADO			VIGAS			COLUMNAS			SOBRECARGA			PESO POR NIVEL						
	Largo	Ancho	Carga kg/m ²	Long	b	h	Long	b	h	Largo	Ancho	S/C	ALIGERADO	VIGAS	COLUMNAS	SOBRECARGA	TOTAL	TOTAL	
Primer nivel																			
Peso propio	7.70	2.40	300.00										5,544.00						
Tabiquería distribuida	7.70	2.40	180.00										3,326.40						
Piso acabado, tarrajeo, etc	7.70	2.40	120.00										2,217.60					11,088.00	
Viga eje 3				7.70	0.25	0.60								2,772.00					
Viga eje B				2.40	0.25	0.50								720.00					3,492.00
Columna primer nivel							3.20	0.25	2.70						5,184.00				5,184.00
Sobrecargas										7.70	2.40	200.00					3,696.00		3,696.00
																			19,764.00
Segundo nivel																			
Peso propio	7.70	2.40	300.00										5,544.00						
Tabiquería distribuida	7.70	2.40	180.00										3,326.40						
Piso acabado, tarrajeo, etc	7.70	2.40	120.00										2,217.60						11,088.00
Viga eje 3				7.70	0.25	0.60								2,772.00					
Viga eje B				2.40	0.25	0.50								720.00					3,492.00
Columna segundo nivel							2.80	0.25	2.70						4,536.00				4,536.00
Sobrecargas										7.70	2.40	200.00					3,696.00		3,696.00
																			19,116.00
Tercer nivel																			
Peso propio	7.70	2.40	300.00										5,544.00						
Tabiquería distribuida	7.70	2.40	180.00										3,326.40						
Piso acabado, tarrajeo, etc	7.70	2.40	120.00										2,217.60						11,088.00
Viga eje 3				7.70	0.25	0.60								2,772.00					
Viga eje B				2.40	0.25	0.50								720.00					3,492.00
Columna tercer nivel							2.80	0.25	2.70						4,536.00				4,536.00
Sobrecargas										7.70	2.40	200.00					3,696.00		3,696.00
																			19,116.00
Cuarto nivel																			
Peso propio	7.70	2.40	300.00										5,544.00						
Tabiquería distribuida	7.70	2.40	180.00										3,326.40						
Piso acabado, tarrajeo, etc	7.70	2.40	120.00										2,217.60						11,088.00
Viga eje 3				7.70	0.25	0.60								2,772.00					
Viga eje B				2.40	0.25	0.50								720.00					3,492.00
Columna cuarto nivel							2.80	0.25	2.70						4,536.00				4,536.00
Sobrecargas										7.70	2.40	200.00					3,696.00		3,696.00
																			19,116.00
Quinto nivel																			
Peso propio	7.70	2.40	300.00										5,544.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	7.70	2.40	120.00										2,217.60						7,761.60
Viga eje 3				7.70	0.25	0.60								2,772.00					
Viga eje B				2.40	0.25	0.50								720.00					3,492.00
Columna quinto nivel							2.80	0.25	2.70						4,536.00				4,536.00
Sobrecargas										7.70	2.40	100.00					1,848.00		1,848.00
																			15,789.60
Carga de servicio de los cinco niveles para los ejes B1, B4 =																		WD (Kg)	WL (Kg)
																		92,901.60	16,632.00

METRADO DE CARGAS DE SERVICIO PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Descripción	ALIGERADO			VIGAS			COLUMNAS			SOBRECARGA			PESO POR NIVEL						
	Largo	Ancho	Carga kg/m ²	Long	b	h	Long	b	h	Largo	Ancho	S/C	ALIGERADO	VIGAS	COLUMNAS	SOBRECARGA	TOTAL	TOTAL	
Primer nivel																			
Peso propio	2.80	1.50	300.00										1,260.00						
Tabiquería distribuida	2.80	1.50	180.00										756.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	2.80	1.50	120.00										504.00					2,520.00	
Viga eje 3				2.80	0.25	0.60								1,008.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00				1,458.00	
Columna primer nivel							3.20	0.25	0.60						1,152.00			1,152.00	
Sobrecargas										2.80	1.50	200.00				840.00		840.00	
																		5,130.00	
Segundo nivel																			
Peso propio	2.80	1.50	300.00										1,260.00						
Tabiquería distribuida	2.80	1.50	180.00										756.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	2.80	1.50	120.00										504.00					2,520.00	
Viga eje 3				2.80	0.25	0.60								1,008.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00				1,458.00	
Columna segundo nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00			1,008.00	
Sobrecargas										2.80	1.50	200.00				840.00		840.00	
																		4,986.00	
Tercer nivel																			
Peso propio	2.80	1.50	300.00										1,260.00						
Tabiquería distribuida	2.80	1.50	180.00										756.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	2.80	1.50	120.00										504.00					2,520.00	
Viga eje 3				2.80	0.25	0.60								1,008.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00				1,458.00	
Columna tercer nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00			1,008.00	
Sobrecargas										2.80	1.50	200.00				840.00		840.00	
																		4,986.00	
Cuarto nivel																			
Peso propio	2.80	1.50	300.00										1,260.00						
Tabiquería distribuida	2.80	1.50	180.00										756.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	2.80	1.50	120.00										504.00					2,520.00	
Viga eje 3				2.80	0.25	0.60								1,008.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00				1,458.00	
Columna cuarto nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00			1,008.00	
Sobrecargas										2.80	1.50	200.00				840.00		840.00	
																		4,986.00	
Quinto nivel																			
Peso propio	2.80	1.50	300.00										1,260.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	2.80	1.50	120.00										504.00					1,764.00	
Viga eje 3				2.80	0.25	0.60								1,008.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00				1,458.00	
Columna quinto nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00			1,008.00	
Sobrecargas										2.80	1.50	100.00				420.00		420.00	
																		4,230.00	
Carga de servicio de los cinco niveles para los ejes A1, A4 =																		WD (Kg)	WL (Kg)
																		24,318.00	3,780.00

METRADO DE CARGAS DE SERVICIO PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Descripción	ALIGERADO			VIGAS			COLUMNAS			SOBRECARGA			PESO POR NIVEL						
	Largo	Ancho	Carga kg/m ²	Long	b	h	Long	b	h	Largo	Ancho	S/C	ALIGERADO	VIGAS	COLUMNAS	SOBRECARGA	TOTAL	TOTAL	
Primer nivel																			
Peso propio	3.40	1.50	300.00										1,530.00						
Tabiquería distribuida	3.40	1.50	180.00										918.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	1.50	120.00										612.00				3,060.00		
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00			1,674.00		
Columna primer nivel							3.20	0.25	0.60						1,152.00		1,152.00		
Sobrecargas										3.40	1.50	200.00				1,020.00		1,020.00	
																	5,886.00		
Segundo nivel																			
Peso propio	3.40	1.50	300.00										1,530.00						
Tabiquería distribuida	3.40	1.50	180.00										918.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	1.50	120.00										612.00				3,060.00		
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00			1,674.00		
Columna segundo nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00		1,008.00		
Sobrecargas										3.40	1.50	200.00				1,020.00		1,020.00	
																	5,742.00		
Tercer nivel																			
Peso propio	3.40	1.50	300.00										1,530.00						
Tabiquería distribuida	3.40	1.50	180.00										918.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	1.50	120.00										612.00				3,060.00		
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00			1,674.00		
Columna tercer nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00		1,008.00		
Sobrecargas										3.40	1.50	200.00				1,020.00		1,020.00	
																	5,742.00		
Cuarto nivel																			
Peso propio	3.40	1.50	300.00										1,530.00						
Tabiquería distribuida	3.40	1.50	180.00										918.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	1.50	120.00										612.00				3,060.00		
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00			1,674.00		
Columna cuarto nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00		1,008.00		
Sobrecargas										3.40	1.50	200.00				1,020.00		1,020.00	
																	5,742.00		
Quinto nivel																			
Peso propio	3.40	1.50	300.00										1,530.00						
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	1.50	120.00										612.00				2,142.00		
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00					
Viga eje B				1.50	0.25	0.50								450.00			1,674.00		
Columna quinto nivel							2.80	0.25	0.60						1,008.00		1,008.00		
Sobrecargas										3.40	1.50	100.00				510.00		510.00	
																	4,824.00		
Carga de servicio de los cinco niveles para los ejes C1, C4 =																		WD (Kg)	WL (Kg)
																		27,936.00	4,590.00

METRADO DE CARGAS DE SERVICIO PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Descripción	ALIGERADO			VIGAS			COLUMNAS			SOBRECARGA			PESO POR NIVEL							
	Largo	Ancho	Carga kg/m ²	Long	b	h	Long	b	h	Largo	Ancho	S/C	ALIGERADO	VIGAS	COLUMNAS	SOBRECARGA	TOTAL	TOTAL		
Primer nivel																				
Peso propio	3.40	5.40	300.00										5,508.00							
Tabiquería distribuida	3.40	5.40	180.00										3,304.80							
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	5.40	120.00										2,203.20					11,016.00		
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00						
Viga eje B				5.40	0.25	0.50								1,620.00					2,844.00	
Columna primer nivel							3.20	0.25	2.10						4,032.00				4,032.00	
Sobrecargas										3.40	5.40	200.00						3,672.00	3,672.00	
																		17,892.00		
Segundo nivel																				
Peso propio	3.40	5.40	300.00										5,508.00							
Tabiquería distribuida	3.40	5.40	180.00										3,304.80							
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	5.40	120.00										2,203.20						11,016.00	
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00						
Viga eje B				5.40	0.25	0.50								1,620.00					2,844.00	
Columna segundo nivel							2.80	0.25	2.10						3,528.00				3,528.00	
Sobrecargas										3.40	5.40	200.00						3,672.00	3,672.00	
																		17,388.00		
Tercer nivel																				
Peso propio	3.40	5.40	300.00										5,508.00							
Tabiquería distribuida	3.40	5.40	180.00										3,304.80							
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	5.40	120.00										2,203.20						11,016.00	
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00						
Viga eje B				5.40	0.25	0.50								1,620.00					2,844.00	
Columna tercer nivel							2.80	0.25	2.10						3,528.00				3,528.00	
Sobrecargas										3.40	5.40	200.00						3,672.00	3,672.00	
																		17,388.00		
Cuarto nivel																				
Peso propio	3.40	5.40	300.00										5,508.00							
Tabiquería distribuida	3.40	5.40	180.00										3,304.80							
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	5.40	120.00										2,203.20						11,016.00	
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00						
Viga eje B				5.40	0.25	0.50								1,620.00					2,844.00	
Columna cuarto nivel							2.80	0.25	2.10						3,528.00				3,528.00	
Sobrecargas										3.40	5.40	200.00						3,672.00	3,672.00	
																		17,388.00		
Quinto nivel																				
Peso propio	3.40	3.30	300.00										3,366.00							
Piso acabado, tarrajeo, etc	3.40	3.30	120.00										1,346.40						4,712.40	
Viga eje 3				3.40	0.25	0.60								1,224.00						
Viga eje B				3.30	0.25	0.50								990.00					2,214.00	
Columna quinto nivel							2.80	0.25	2.10						3,528.00				3,528.00	
Sobrecargas										3.40	3.30	100.00						1,122.00	1,122.00	
																		10,454.40		
Carga de servicio de los cinco niveles para los ejes A2, A3, C2, C3 =																			WD (Kg)	WL (Kg)
																			80,510.40	15,810.00

CALCULO DEL PESO DE LA EDIFICACION

5° NIVEL	Peso Unitario	Area	Longitud	Peso
Peso de losa =	300	141.10		42,330.00
Peso de Vigas en X =	2400	0.13	29.75	8,925.00
Peso de Vigas en Y =	2400	0.15	56.00	20,160.00
Peso de Columnas=	2400	0.90	1.15	2,484.00
Peso de Placas=	2400	3.80	1.15	10,493.52
Peso de Acabados=	120	162.75		19,530.00
Peso de Tabiquería=	180	162.75		29,295.00
Sobrecarga 25 %=	25	162.75		4,068.75
TOTAL=				137,286.27 Kgs

4° NIVEL	Peso Unitario	Area	Longitud	Peso
Peso de losa =	300	168.94		50,681.25
Peso de Vigas en X =	2400	0.13	38.25	11,475.00
Peso de Vigas en Y =	2400	0.15	56.00	20,160.00
Peso de Columnas=	2400	0.90	2.20	4,752.00
Peso de Placas=	2400	3.80	2.20	20,074.56
Peso de Acabados=	120	192.50		23,100.00
Peso de Tabiquería=	180	192.50		34,650.00
Sobrecarga 25 %=	50	192.50		9,625.00
TOTAL=				174,517.81 Kgs

3° NIVEL	Peso Unitario	Area	Longitud	Peso
Peso de losa =	300	168.94		50,681.25
Peso de Vigas en X =	2400	0.13	38.25	11,475.00
Peso de Vigas en Y =	2400	0.15	56.00	20,160.00
Peso de Columnas=	2400	0.90	2.20	4,752.00
Peso de Placas=	2400	3.80	2.20	20,074.56
Peso de Acabados=	120	192.50		23,100.00
Peso de Tabiquería=	180	192.50		34,650.00
Sobrecarga 25 %=	50	192.50		9,625.00
TOTAL=				174,517.81 Kgs

2° NIVEL	Peso Unitario	Area	Longitud	Peso
Peso de losa =	300	168.94		50,681.25
Peso de Vigas en X =	2400	0.13	38.25	11,475.00
Peso de Vigas en Y =	2400	0.15	56.00	20,160.00
Peso de Columnas=	2400	0.90	2.20	4,752.00
Peso de Placas=	2400	3.80	2.20	20,074.56
Peso de Acabados=	120	192.50		23,100.00
Peso de Tabiquería=	180	192.50		34,650.00
Sobrecarga 25 %=	50	192.50		9,625.00
TOTAL=				174,517.81 Kgs

1° NIVEL	Peso Unitario	Area	Longitud	Peso
Peso de losa =	300	168.94		50,681.25
Peso de Vigas en X =	2400	0.13	38.25	11,475.00
Peso de Vigas en Y =	2400	0.15	56.00	20,160.00
Peso de Columnas=	2400	0.90	2.20	4,752.00
Peso de Placas=	2400	3.80	2.20	20,074.56
Peso de Acabados=	120	192.50		23,100.00
Peso de Tabiquería=	180	192.50		34,650.00
Sobrecarga 25 %=	50	192.50		9,625.00
TOTAL=				174,517.81 Kgs

PESO TOTAL= 835,357.51 Kgs
835 Tn

Metrado de cargas para el análisis por cargas de gravedad

Datos Generales

Peso propio de aligerado	300 kg/m ²
Densidad del concreto	2,400 kg/m ³
Densidad de tabiques	1,800 kg/m ³
Tabiquería equivalente	180 kg/m ²
Piso acabado	120 kg/m ²
Sobrecarga 5to nivel	100 kg/m ²
Sobrecarga 1ro~4to nivel	200 kg/m ²

Pórtico(s) A, C

5^o Nivel

Cargas Muertas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Peso del aligerado			1	300
Peso de la viga	0.25	0.5		300
Peso parapeto	0.13		1	234
Total de carga muerta W _o (kg./ml) = 834				

Cargas Vivas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Sobrecarga			1	100
Total de carga viva W _L (kg./ml) = 100				

1^o al 4^o Nivel

Cargas Muertas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Peso del aligerado			1	300
Peso de la viga	0.25	0.5		300
Total de carga muerta W _o (kg./ml) = 600				

Cargas Vivas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Sobrecarga			1	200
Total de carga viva W _L (kg./ml) = 200				

Pórtico(s) 1, 4

5^o Nivel

Cargas Muertas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Peso del aligerado			2.25	675
Peso de la viga	0.25	0.6		360
Peso tabiquería equivalente			0	0
Peso piso acabado			2.25	270
Peso parapeto	0.13	1		234
Total de carga muerta W _o (kg./ml) = 1,539				

Cargas Vivas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Sobrecarga			2.25	225
Total de carga viva W _L (kg./ml) = 225				

1^o al 4^o Nivel

Cargas Muertas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Peso del aligerado			2.25	675
Peso de la viga	0.25	0.6		360
Peso tabiquería equivalente			2.25	405
Peso piso acabado			2.25	270
Total de carga muerta W _o (kg./ml) = 1,710				

Cargas Vivas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Sobrecarga			2.25	450
Total de carga viva W _L (kg./ml) = 450				

Pórtico(s) B

5^o Nivel

Cargas Muertas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Peso del aligerado			2	600
Peso de la viga	0.25	0.5		300
Peso parapeto	0.13		0	0
Total de carga muerta W _o (kg./ml) = 900				

Cargas Vivas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Sobrecarga			2	200
Total de carga viva W _L (kg./ml) = 200				

1^o al 4^o Nivel

Cargas Muertas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Peso del aligerado			2	600
Peso de la viga	0.25	0.5		300
Total de carga muerta W _o (kg./ml) = 900				

Cargas Vivas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Sobrecarga			2	400
Total de carga viva W _L (kg./ml) = 400				

Pórtico(s) 2, 3

5^o Nivel

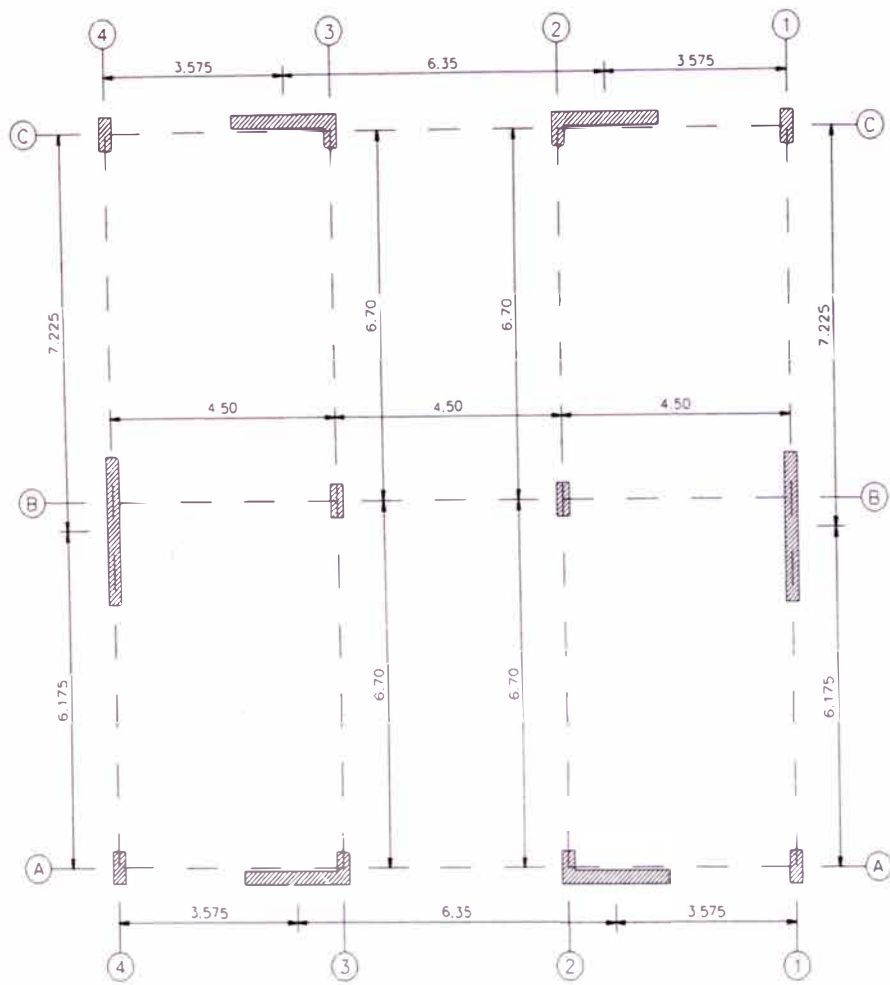
Cargas Muertas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Peso del aligerado			4.5	1,350
Peso de la viga	0.25	0.6		360
Peso tabiquería equivalente			0	0
Peso piso acabado			4.5	540
Peso parapeto	0.13	0		0
Total de carga muerta W _o (kg./ml) = 2,250				

Cargas Vivas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Sobrecarga			4.5	450
Total de carga viva W _L (kg./ml) = 450				

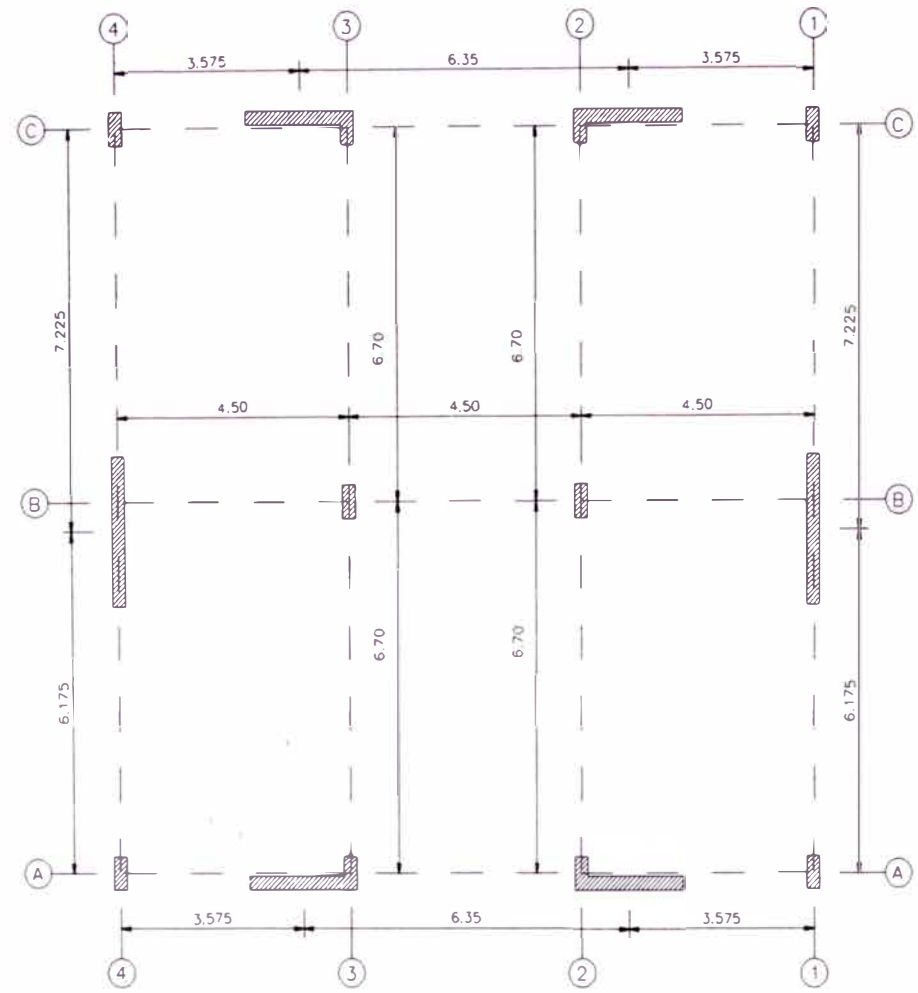
1^o al 4^o Nivel

Cargas Muertas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Peso del aligerado			4.5	1,350
Peso de la viga	0.25	0.6		360
Peso tabiquería equivalente			4.5	810
Peso piso acabado			4.5	540
Total de carga muerta W _o (kg./ml) = 3,060				

Cargas Vivas	ancho (m)	peralte (m)	área trib. (m)	peso kg/ml
Sobrecarga			4.5	900
Total de carga viva W _L (kg./ml) = 900				



PLANTA TIPICA
1' A 4' NIVEL



PLANTA 5' NIVEL

ESTRUCTURACION
ESCALA 1/150

CAPITULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO

FUNDAMENTO TEORICO

Encontrándose el Perú ubicado en una zona de alto riesgo sísmico y requiriendo cuantificar el nivel de fuerzas con que la estructura responderá ante determinado movimiento, recurrimos al análisis sísmico, el que se encuentra sustentado en la dinámica estructural y reglamentado por códigos de diseño. Este tipo de análisis resulta un procedimiento indispensable por la naturaleza de este tipo de movimientos y por la necesidad de brindar una adecuada resistencia a las edificaciones ante sismos frecuentes.

Filosofía del Diseño Sísmico

El diseño sísmico busca que las edificaciones garanticen un comportamiento que haga posible que éstas no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad, que sufran daños estructurales leves ante sismos moderados y que sean capaces de resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

Otro de los parámetros limitativos del diseño sísmico, es el control de las deformaciones, esto es, se limitan de tal modo que los daños no estructurales sean menores además de evitar el pánico incontrolado que se generaría por éstas deformaciones y los daños que produce.

Las fuerzas sísmicas actuantes se pueden determinar por medio de dos métodos:

- Análisis de fuerzas estáticas equivalentes
- Análisis dinámico

Análisis de fuerzas estáticas equivalentes (Método Estático)

Es un método aproximado, que se desarrolló debido a la dificultad de efectuar un análisis dinámico con apego a la realidad, se basa en un enfoque de fuerzas estáticas, en un intento de simular el comportamiento real de la estructura. De este modo las fuerzas y momentos en la estructura se determinan empleando cualquier análisis estático y los resultados son adicionados a los correspondientes a las cargas de gravedad.

El método estático adoptado por el código peruano emplea un grupo de fuerzas estáticas para simular el efecto sísmico, la distribución de estas fuerzas a lo largo de la altura se efectúa en forma proporcional al peso del nivel y a la altura de este con respecto al suelo.

Análisis Dinámico

Para estructuras grandes o complejas, el método estático no brinda resultados suficientemente aproximados, por lo que se han desarrollado varios métodos de análisis dinámico, pseudo-tridimensionales y tridimensionales, estos se basan en la solución de las ecuaciones de movimiento, estos análisis son llevados a cabo por métodos matriciales en computadoras, las principales técnicas que se usan normalmente en el análisis dinámico son:

- Integración de las ecuaciones de movimiento (procedimiento paso a paso).
- Análisis modal normal.
- Técnica del espectro de respuesta.

La integración Directa

Esta es la técnica de análisis dinámico mas completa hasta ahora, consiste en obtener los diagramas de momentos y fuerzas para cada intervalo en que se ha discretizado el sismo (acelerograma del sismo). Existen programas para su análisis tanto para un comportamiento lineal como el no lineal.

El Análisis Modal Normal

Esta es una técnica mas limitada que la integración directa, ya que depende de la separación artificial de los modos normales de vibración y de combinación de fuerzas y desplazamientos asociados por superposición con un numero elegido de ellos, debido a esta técnica de superposición su uso se limita al comportamiento lineal del material.

La Técnica del Espectro de Respuesta

Este viene a ser un caso especial, simplificado, del análisis modal. Los modos de vibración son determinados en periodo y forma, de la manera usual y las magnitudes de respuesta máxima correspondientes a cada modo son obtenidas con referencia a un espectro de respuesta, como las estipuladas en códigos, espectro teórico suavizado. Es una técnica que esta limitada fundamentalmente para un análisis lineal.

Descripción del Análisis Dinámico Pseudo - Tridimensional

Este análisis se efectúa mediante la unión de sub - estructuras planas (pórticos y placas) las que formaran la estructura tridimensional completa, este tipo de análisis tiene una serie de restricciones y limitaciones que se verán mas adelante, sin embargo para propósitos generales brinda un grado de precisión aceptable.

Las rigideces de los pórticos solo se tomaran en cuenta en su plano, su rigidez transversal se despreciara, tampoco se considerara la rigidez torsional de los elementos.

Los pórticos y placas están ligados entre si por las losas de los entrepisos los que se consideran infinitamente rígidos en su plano, esto es, todos los nudos ligados a la losa de un entrepiso tienen el mismo desplazamiento, por lo que las deformaciones axiales en las vigas se desprecian.

También es habitual despreciar las deformaciones por corte en las vigas, mas no asi en elementos verticales, columnas y placas, en las que las que se consideraran deformaciones por flexión, axial y de corte.

También es común no considerar las componentes verticales del sismo, ya sea porque no existen grandes masas suspendidas o no se tengan grandes luces los efectos de estas componentes se verán compensadas por los efectos de las cargas de gravedad.

Las fuerzas de inercia se consideraran concentradas en los niveles que corresponden a las losas de los entrepisos.

Método Pseudo Tridimensional

Por lo antes mencionado, suponer la losa como un diafragma rígido, lo que permite expresar los desplazamientos laterales de cualquier punto en términos de dos desplazamientos

horizontales y un giro alrededor de un eje vertical de un punto cualquiera de cada piso, de tal modo que, cuando se aplican las fuerzas laterales están aplicadas en los pisos, el problema se reduce a uno de solo tres grados de libertad por nivel.

Descripción del procedimiento

Primero

Para cada pórtico plano se determina su matriz de rigidez lateral (KI) el que se obtiene a partir de la matriz de rigidez del pórtico mediante una condensación estática, esto es se expresa la matriz de rigidez solo en términos de los grados de libertad lateral.

Matriz de Rigidez Lateral.- Esta es una matriz que relaciona fuerzas y desplazamientos horizontales; esto es "los coeficientes de la columna j de la matriz de rigidez lateral son las fuerzas horizontales que deben aplicarse en cada nivel del pórtico para obtener un estado en que los desplazamientos horizontales en las losas son todos cero, excepto por un desplazamiento unitario en el nivel j".

Segundo

En cada nivel el desplazamiento horizontal de cada uno de los pórticos puede relacionarse con tres componentes de desplazamiento que definen el movimiento de la losa, además las fuerzas actuantes en cada uno de los pórticos en un nivel pueden reducirse a una resultante (con dos componentes) y un momento equivalente en un punto arbitrario (generalmente el centro de masas) de la losa. Se pueden expresar entonces las ecuaciones de equilibrio de cada pórtico en términos de fuerzas y desplazamientos en el punto de referencia de cada nivel, este proceso es denominado condensación cinemática.

Tercero

Gracias a las condensaciones Estáticas y Cinemáticas permiten obtener una matriz de rigidez para el modelo pseudo - tridimensional, con tres grados de libertad por nivel; luego para efectuar el análisis dinámico será necesario definir las masas e inercias rotacionales, luego se deben resolver las ecuaciones diferenciales de equilibrio, típicamente por superposición modal espectral.

Cuarto

Finalmente a partir de las componentes de desplazamiento de las losas en cada nivel, se sigue un camino inverso para obtener los desplazamientos en cada pórtico (con las mismas hipótesis usadas para la condensación cinemática) y en cada nudo (utilizando expresiones de la condensación estática). Por ultimo, a partir de los desplazamientos se determinan las solicitaciones internas en los elementos, que son el principal objetivo del análisis.

Condensación Estática

Este es un procedimiento mediante el cual se logran eliminar los grados de libertad no relacionados con los desplazamientos laterales, mediante el procedimiento descrito a continuación.

$$\{K\} * \{U\} = \{F\}$$

donde:

$\{K\}$ = Matriz de rigidez del pórtico considerando no solo los grados de libertad asociados a los desplazamientos laterales sino además dos grados de libertad por cada nudo.

$\{U\}$ = Vector de desplazamientos asociados a los grados de libertad.

$\{F\}$ = Vector de fuerzas asociados a los grados de libertad.

Luego agrupando los grados de libertad en forma adecuada podremos describir la ecuación anterior como.

$$\begin{pmatrix} [K_{vv}] & [K_{vu}] \\ [K_{uv}] & [K_{uu}] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \{v\} \\ \{u\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{f\} \end{Bmatrix}$$

donde:

$\{v\}$ = Vector de desplazamientos asociados a los grados de libertad verticales y de giro.

$\{u\}$ = Vector de desplazamientos asociados a los grados de libertad horizontales, uno por piso.

$\{f\}$ = Vector de fuerzas asociados a los grados de libertad horizontales.

Es decir:

$$[K_{vv}] * \{v\} + [K_{vu}] * \{u\} = \{0\}$$

$$[K_{uv}] * \{v\} + [K_{uu}] * \{u\} = \{f\}$$

$$\{v\} = -[K_{vv}]^{-1} * [K_{vu}] * \{u\}$$

$$([K_{uu}] - [K_{uv}] * [K_{vv}]^{-1} * [K_{vu}]) * \{u\} = \{f\}$$

es decir $[Kl] * \{u\} = \{f\}$ que vendría a ser la matriz de rigidez lateral del pórtico.

Condensación Cinemática

La hipótesis de losas infinitamente rígidas en su plano determina una relación geométrica entre los desplazamientos de todos sus puntos, que es la base para efectuar una condensación cinemática de las matrices de rigidez lateral ya obtenidas.

Se expresan las matrices de rigidez lateral Kl en términos de los tres grados de libertad de cada nivel del edificio completo. Para esto véase la fig. 3.x en donde se llaman u_{oj} , v_{oj} , θ_{oj} a los desplazamientos y el giro del centro de masas (punto escogido por conveniencia) del piso j , y donde el pórtico i tiene en el piso j un desplazamiento lateral u_{ij} , el cual considerando que el ángulo θ_o es pequeño, se puede expresar de la manera siguiente:

$$U_{ij} = U_{0j} \cdot \cos \alpha_i + V_{0j} \cdot \sin \alpha_i + \theta_{0j} \cdot r_{ij}$$

Donde:

α_i define la orientación del pórtico i con referencia al eje global X .

r_{ij} es la distancia del punto de referencia (x_{0j}, y_{0j}) a un punto en el alineamiento del pórtico (x_i, y_i) .

$$r_{ij} = (x_i - x_{0j}) \cdot \sin \alpha_i - (y_i - y_{0j}) \cdot \cos \alpha_i$$

Agrupando las expresiones correspondientes a cada nivel del pórtico i se obtendrá.

$$\{U\}_i = [G]_i * \{U\}_0$$

Donde $\{U\}_i$ es el vector de desplazamientos laterales del pórtico i , $\{U\}_0$ agrupa los desplazamientos de los centros de masa, tres componentes por cada nivel.

$$[G]_i = \begin{bmatrix} \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & r_{i1} & & & \\ & & & \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & r_{i2} \\ & & & & & \dots \\ & & & & & \dots \end{bmatrix}$$

Por otro lado las fuerzas aplicadas sobre cada pórtico, $F_i = K I_i * U_i$, pueden ser sustituidas por otras, estáticamente equivalentes, aplicadas en el centro de masas.

$$\{F\}_i = [G^T]_i * (K I_i * U_i)$$

sumando la fuerzas requeridas para desplazar cada pórtico se obtendrá.

$$\{F\} = \sum_{i=1}^n \{f\}_i$$

$$\{F\} = \sum_{i=1}^n ([G^T]_i * [K I] * \{U\}_i)$$

$$\{F\} = \sum_{i=1}^n ([G^T]_i * [K I] * [G]_i * \{U\}_0)$$

Esta expresión relaciona las fuerzas para los tres grados de libertad con los correspondientes desplazamientos.

Resultando la matriz de rigidez de la estructura (modelo pseudo tridimensional) con tres grados de libertad por nivel.

$$\{K\} = \sum_{i=1}^n ([G^T]_i * [K I] * [G]_i)$$

Para un conjunto dado de fuerzas laterales que actúan en los pisos, $\{F\}$, se calculan los desplazamientos $\{U\}_0$ de los pisos resolviendo el sistema de ecuaciones.

Método de Jacobi Generalizado

En este método se supone que [A] y [B] son simétricas y [B] es definida positiva.

Una iteración genérica tendrá la siguiente forma:

$$[A]^{(k+1)} = [P]_k^T [A]^{(k)} [P]_k$$

$$[B]^{(k+1)} = [P]_k^T [B]^{(k)} [P]_k$$

donde la matriz $[P]_k$ corresponde a una rotación plana.

$$[P]_k = \begin{pmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & & & & \\ & & 1 & \alpha & & \\ & & \gamma & 1 & & \\ & & & & 1 & \\ & & & & & 1 \end{pmatrix}$$

donde α y γ se determinan de:

$$a^{(k+1)}_{ij} = a^{(k+1)}_{ji} = \alpha a^{(k)}_{ii} + (1 + \alpha\gamma) a^{(k)}_{ij} + \gamma a^{(k)}_{jj} = 0$$

$$b^{(k+1)}_{ij} = b^{(k+1)}_{ji} = \alpha b^{(k)}_{ii} + (1 + \alpha\gamma) b^{(k)}_{ij} + \gamma b^{(k)}_{jj} = 0$$

definiendo:

$$c_1 = a^{(k)}_{jj} b^{(k)}_{ij} - b^{(k)}_{jj} a^{(k)}_{ij}$$

$$c_2 = a^{(k)}_{ii} b^{(k)}_{ij} - b^{(k)}_{ii} a^{(k)}_{ij}$$

$$c_3 = 1/2 (a^{(k)}_{ii} b^{(k)}_{jj} - a^{(k)}_{jj} b^{(k)}_{ii})$$

$$d = c_3 + \{\text{signo de } c_3\} \sqrt{(c_3)^2 + c_1 c_2}$$

de donde se obtendrán:

$$\gamma = -c_2/d$$

$$\alpha = c_1/d$$

el objetivo de un paso consiste en hacer cero un coeficiente $a_{ij} = a_{ji}$, pero estas posiciones cambiarían de valor en el siguiente paso por lo que será necesario efectuar varios ciclos de tal modo que todos los elementos fuera de la diagonal sean cero.

Finalmente la solución será:

Valores característicos

Estos valores resultan de la división de los elementos diagonales de las matrices resultantes luego de la última iteración, esto es $\lambda_i = a_i/b_i$

Vectores característicos

Los vectores característicos resultaran del producto de $[P]_k$ ya que $\{\phi\}^{[k]} = [P]_k \{\phi\}^{[k+1]}$ por lo tanto $\{\phi\} = [P]_1 [P]_2 [P]_3 \dots [P]_m$.

Análisis Sísmico por Superposición Modal Espectral

Las ecuaciones de movimiento de un sistema de varios grados de libertad como son las de un edificio, tienen la siguiente forma genérica:

$$MU'' + CU' + KU = F(t)$$

Pero para los sistemas lineales elásticos se puede expresar $F(t)$ en función de $F_i f(t)$ en la que F representa un vector independiente del tiempo.

$$MU'' + CU' + KU = Ff(t)$$

Cuando este sistema está sometido a una excitación sísmica, representada usualmente como una aceleración horizontal en la base, las ecuaciones de movimiento toman la siguiente forma.

$$MY'' + CY' + KY = -Mlu''_G(t)$$

Donde Y , Y' , Y'' representan los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración relativos a la base ($Y = U - u_G$), siendo $u''_G(t)$ la aceleración del suelo e l un vector con todos sus elementos iguales a la unidad.

El análisis modal permite desacoplar las n ecuaciones diferenciales de movimiento, reduciendo el problema a la solución de n ecuaciones independientes de un grado de libertad desacoplando de esa manera las ecuaciones de movimiento y estando resuelto el problema de determinación de las frecuencias angulares y sus formas de modo asociadas, además habiéndose normalizado las formas de modo de tal manera que $X_i^T M X_i = 1$ se puede efectuar la siguiente sustitución.

$$Y = \sum_{i=1}^n a_i(t) \Gamma_i X_i$$

En el análisis modal la respuesta correspondiente al modo i estará expresada como sigue:

$$Y = S d_i \Gamma_i X_i$$

Los valores espectrales de desplazamiento se pueden obtener de un espectro de desplazamientos, pero en los reglamentos se estipulan espectros suavizados de aceleraciones, por lo que los valores de desplazamiento y velocidades se obtendrán usando las siguientes relaciones $Sd_i = Sa_i/\omega^2$ y $Sv_i = Sa_i/\omega$. Además el factor de participación estática se puede determinar usando la siguiente expresión.

$$\Gamma_i = X_i^T M J$$

donde:

Xes el vector forma de modo

Mes la matriz de masas

Jes un vector de ceros y unos dependiendo de donde viene el sismo, si el sismo es en la dirección x se deberá usar $J_x^T = [(1,1,1...1)(0,0,0...0)(0,0,0...0)]$, y si el sismo es la dirección y se deberá usar la siguiente expresión $J_y^T = [(0,0,0...0)(1,1,1...1)(0,0,0...0)]$

El propósito del análisis dinámico es determinar los efectos globales como cortes, fuerzas, desplazamientos en cada piso, para todo el edificio o para cada pódico, y también en efectos locales, esto es momentos, cortes, fuerzas axiales, en cada viga y columna, en cada caso es necesario hacer la combinación de las contribuciones modales para cada efecto por separado.

Combinación Modal

En el análisis modal espectral la determinación del efecto debido a la superposición de todos los modos solo puede ser hecha en forma aproximada combinando las respuestas o participaciones modales. El procedimiento establece que se deben calcular los efectos modales para la respuesta que se desee. Tradicionalmente se usaba calcular la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los máximos efectos (RCSC) pero en la actualidad se esta usando la recomendada por el actual reglamento E030 de Diseño Sismoresistente la que prescribe que los modos se combinen usando la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Análisis Estático según Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismoresistente de 1997

Datos Generales de la estructura

Uso : Vivienda

Ubicación : Lima

Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, en la dirección considerada, será determinada con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * S * C}{R} * P$$

Considerándose para C/R el valor mínimo de 0.1, esto es $\frac{C}{R} \geq 0.1$

Factor de Zona: Z=0.40 Ubicación, Lima

Factor de Uso: U=1.0 Categoría C (Vivienda)

Factor de Suelo: S=1.0 Suelo I ($T_p=0.4$ seg.)

Periodo Fundamental:

Como los elementos resistentes corresponden principalmente a muros de corte estimaremos su periodo en base a:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

donde:

h_n = Altura total de la edificación respecto al nivel del terreno en metros.

C_T = 45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismoresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

Para nuestro caso tendremos:

$$T = \frac{14.4}{45} = 0.32$$

Factor de Amplificación Sísmica:

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} \quad C \leq 2.5$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{0.4}{0.32} \right)^{1.25} = 3.30 \rightarrow C=2.5$$

Configuración Estructural

A fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis es necesario clasificar la estructura, pudiendo ser esta regular o irregular. Para mayor referencia se presentan las tablas 4 y 5 de la Norma E 030.

TABLA 4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	
Irregularidades de Rigidez – Piso blando	En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que el 90% del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos.
Irregularidad de Masa	Se considera que existe irregularidad de masa cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas.
Irregularidad Geométrica Vertical	La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.
Discontinuidad de los Sistemas Resistentes.	Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

TABLA 5 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	
Irregularidad Torsional	Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos. En cada una de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo de los centros de masas.
Esquinas Entrantes	La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.
Discontinuidad del Diafragma	Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

Como se puede apreciar en las plantas típicas mostradas no se presenta ninguna de estas irregularidades, sin embargo debemos aclarar que la irregularidad torsional no se puede cuantificar mediante la inspección visual de las plantas, esta se establecerá de los resultados del programa A3s y se muestran mas adelante.

Coefficiente de Reducción:

Ya que es un edificio en la que la fuerza sísmica será resistida básicamente por los muros de concreto armado y habiéndose demostrado lo que ya era evidente que la edificación es regular debemos tomar R igual a 10.

Sustituyendo los valores en la formula del cortante total tendremos.

$$V = \frac{0.4 * 1.0 * 1.0 * C}{R} * P$$

siendo $\frac{C}{R} = \frac{2.5}{(10)} = 0.25 > 0.1$

$$V = 0.4 * 1.0 * 1.0 * 0.25 * P$$

Donde P es el peso total de la edificación, con lo que tendremos:

$$V = 0.1 * (835.33 \text{ ton})$$

$$V = 83.53 \text{ ton}$$

Finalmente el 80% del cortante en la base será, $0.8 \times 83.53 = 66.82 \text{ tn.}$, este valor deberá compararse con el obtenido del análisis dinámico, de resultar éste último menor al 80% indicado deberá escalarse todos los valores de tal modo de obtener este valor.

Método de Fuerzas Estáticas Equivalentes (Análisis Estático)

ZUCS		Factor	
Zona	3	Z=	0.4
Categoría	C	U=	1
Tipo de suelo	1	S=	1
Sistema estructural	1	R=	10
Regularidad	R	Ri=	1
Tipo estructural, T	2	Ct=	45
		Tp=	0.4

Códigos	Tipo de suelo	Códigos	Tipo estructural
1	Roca o muy rígido	1	Sólo pórticos
2	Intermedio	2	Pórticos más ascensor
3	Flexible	3	Albañilería y sólo muros
	Sistema Estructural		
1	Pórticos y dual		Regularidad
2	Muros de concreto	R	Regular
3	Albañilería	I	Irregular

Cálculo de Masas

Nivel i	Area, m ²	Altura de piso, m	wd, kg/m ²	w l, kg/m ²	% S/C	w total, kg/m ²	P _d , t	P _i , t	Pi, t	Masa i, t-s ² /m
5	162.8	2.8	818.5	100	25%	843.5	133.25	4.07	137.32	14.00
4	192.5	2.8	856.5	200	25%	906.5	139.44	8.14	174.50	17.79
3	192.5	2.8	856.5	200	25%	906.5	139.44	8.14	174.50	17.79
2	192.5	2.8	856.5	200	25%	906.5	139.44	8.14	174.50	17.79
1	192.5	3.2	856.5	200	25%	906.5	139.44	8.14	174.50	17.79

H (total) = 14.4

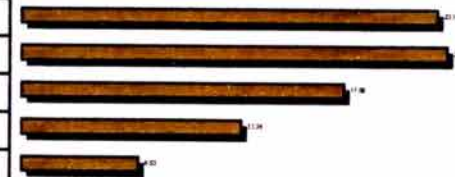
835.33

Periodo	T=	0.320 s
Ordenada espectral	C=	2.50
Coefficiente sísmico		0.100
Aceleración espectral		0.981 m/s²
Cortante basal	V =	83.53 toneladas

Fuerzas Sísmicas. Método de Fuerzas Estáticas Equivalentes

Cortante a distribuir 83.53 t
Fuerza en último piso 0.00 t

Nivel i	altura piso	altura total, hi	Pi calc.	Pi dato(*)	Pi	Pi hi	Fi, t
5	2.8	14.4	137.32		137.3	1977.4	23.13
4	2.8	11.6	174.50		174.501	2024.2	23.67
3	2.8	8.8	174.50		174.501	1535.6	17.96
2	2.8	6	174.50		174.501	1047.0	12.24
1	3.2	3.2	174.50		174.501	558.4	6.53
	14.4		Suma			7142.7	83.53



(*) Ingresar valores directamente

Análisis Dinámico usando las Normas de Diseño Sismoresistente de 1997

Para el análisis dinámico haremos uso del programa del Dr. Hugo Scaletty Farina denominado A3S versión 1.5d (1997) en el que se considera la combinación modal como una suma ponderada.

En la norma se especifica el espectro de diseño como:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} g$$

Los valores de S_{a_i} representan el espectro de pseudo aceleraciones, estos valores son escalados dependiendo del valor de la aceleración de la gravedad, en este caso 9.8 m/seg^2

Desplazamientos Laterales

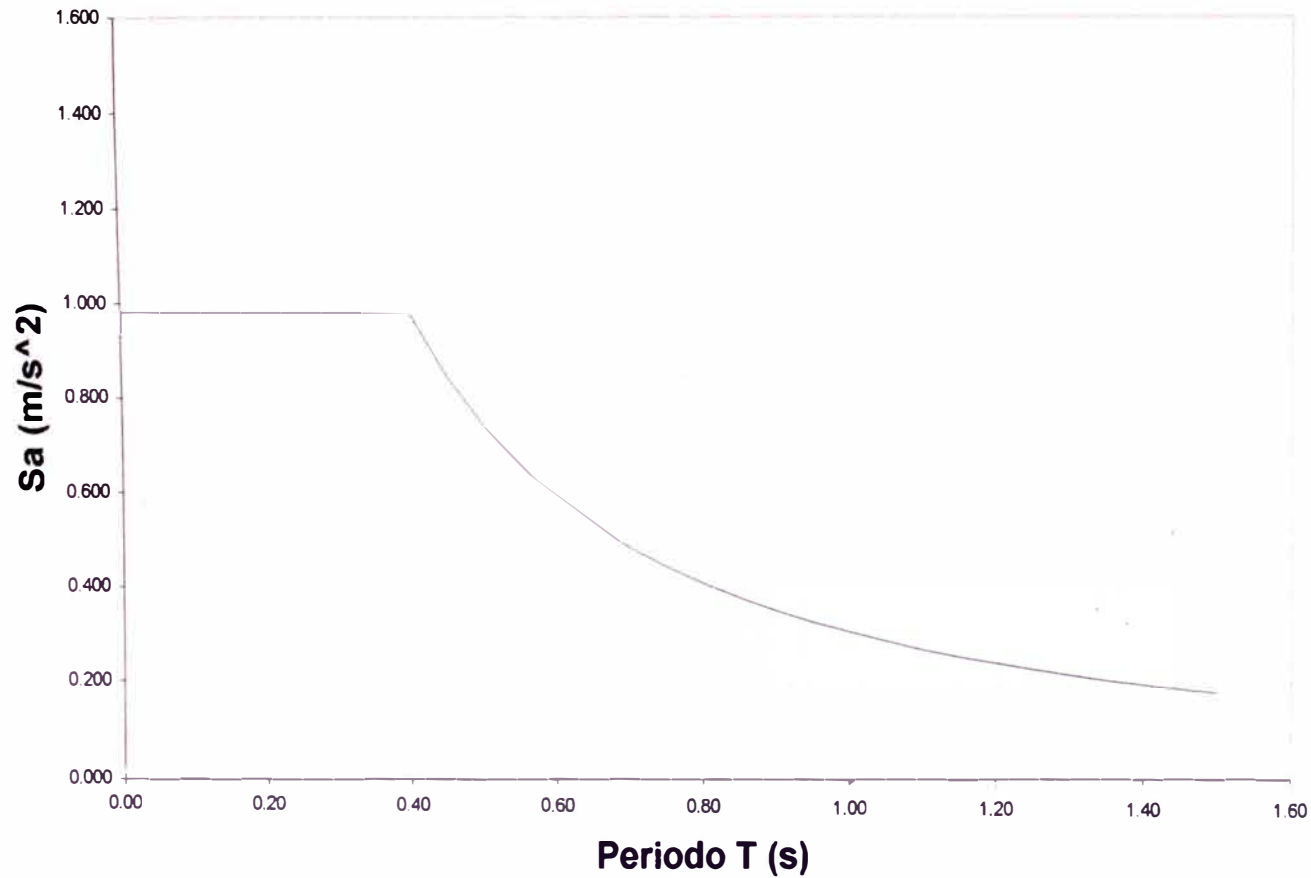
En la siguiente tabla podemos apreciar los límites para el desplazamiento lateral de entrepiso según la Norma actual NTE E030-97 (tabla 8), para así poder compararlo con las distorsiones de entrepiso obtenidos del análisis.

TABLA 8	
LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{e_i})
Concreto Armado	0.007
Acero (*)	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

(*) Estos límites son aplicables a naves industriales.

Espectro Inelastico de Pseudo Aceleraciones

Espectro Inelastico de Pseudo Aceleraciones



$Z = 0.4$
 $U = 1$
 $S = 1$
 $R = 10$
 $T_p = 0.4 \text{ s}$

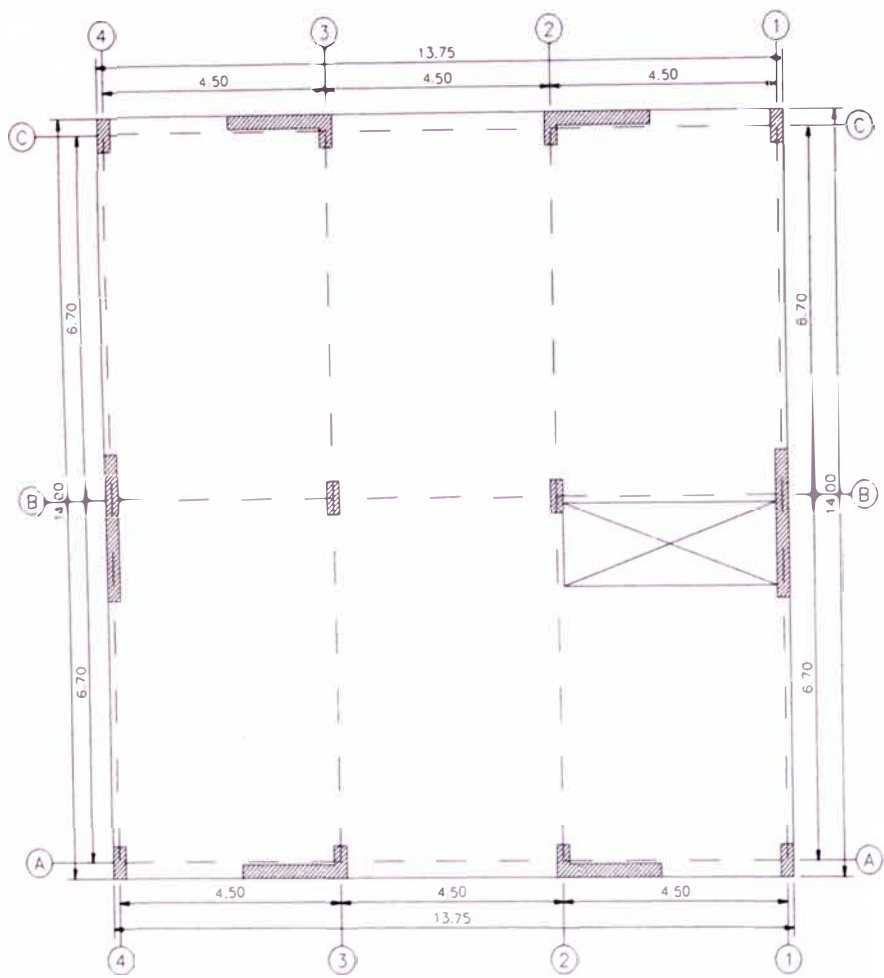
T (s)	C	Sa (m/s ²)
0.00	2.50	0.980
0.40	2.50	0.980
0.45	2.16	0.846
0.50	1.89	0.741
0.55	1.68	0.658
0.60	1.51	0.590
0.65	1.36	0.534
0.70	1.24	0.487
0.75	1.14	0.447
0.80	1.05	0.412
0.85	0.97	0.382
0.90	0.91	0.356
0.95	0.85	0.332
1.00	0.80	0.312
1.05	0.75	0.293
1.10	0.71	0.277
1.15	0.67	0.262
1.20	0.63	0.248
1.25	0.60	0.236
1.30	0.57	0.225
1.35	0.55	0.214
1.40	0.52	0.205
1.45	0.50	0.196
1.50	0.48	0.188

Masas y Momentos Polares

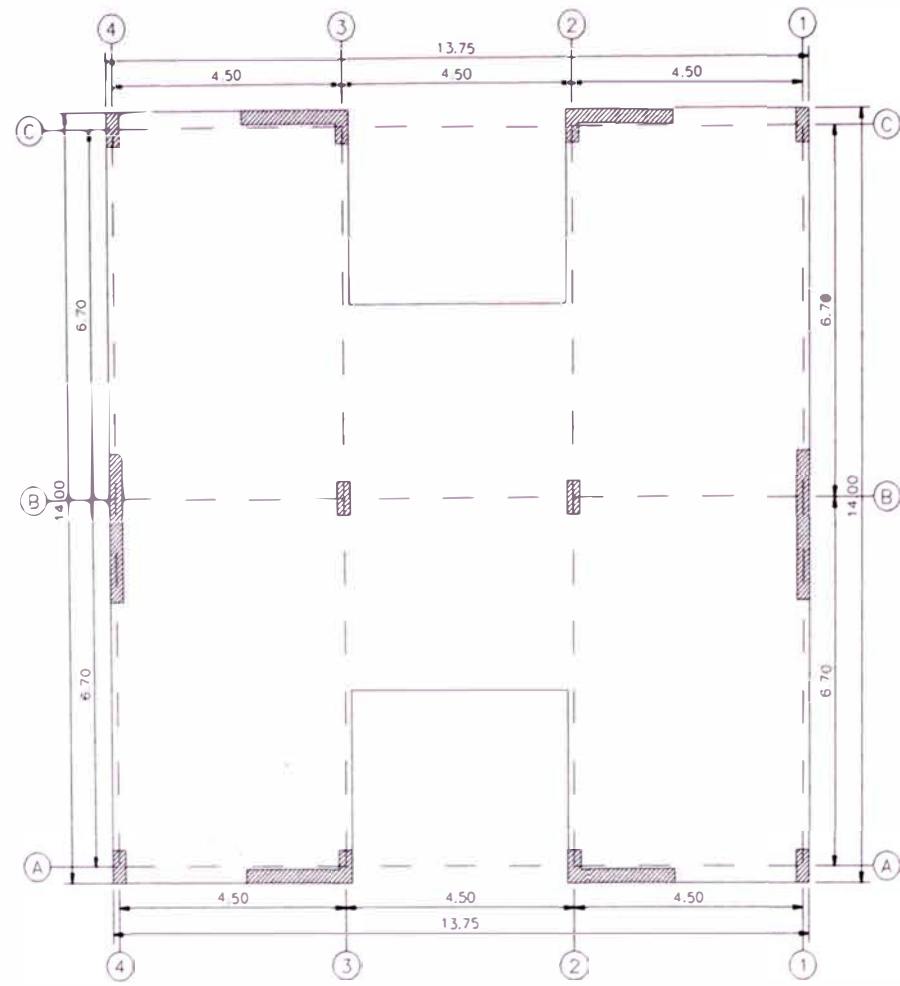
	1	2	3	4	5
Nivel	Peso (Ton)	Masa (t.seg ² /m)	Ix+Iy (m ⁴)	Areas (m ²)	J (t-mt-seg ²)
5	137.32	14.01	5.34E+03	162.8	459
4	174.50	17.81	6.07E+03	192.5	562
3	174.50	17.81	6.07E+03	192.5	562
2	174.50	17.81	6.07E+03	192.5	562
1	174.50	17.81	6.07E+03	192.5	562

Nota

- 1 Los pesos se toman del calculo de pesos de la edificación
- 2 La masa resulta de dividir el peso entre la gravedad
- 3 El momento polar se obtiene de la geometria (ver salida SP2)
- 4 Areas de las plantas (ver salida SP2)
- 5 El momento polar (inercia rotacional) se obtiene multiplicando (2)x(3)/(4)



PLANTA TÍPICA
1' A 4' NIVEL

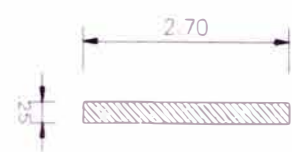
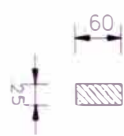
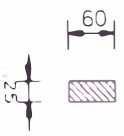
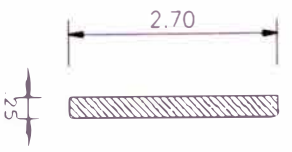
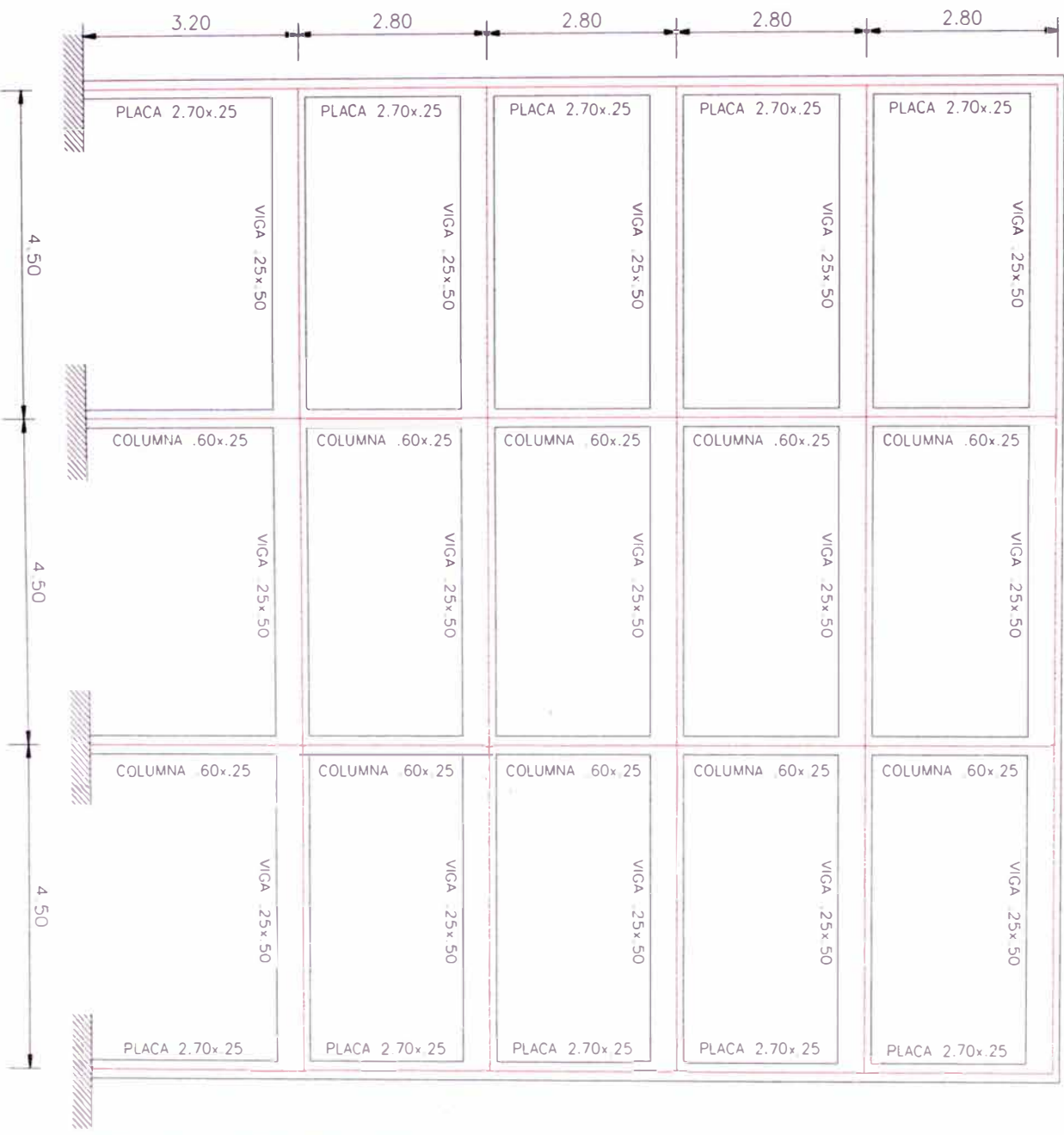


PLANTA 5' NIVEL

CARACTERÍSTICAS DE LOS PORTICOS
ESCALA 1/150



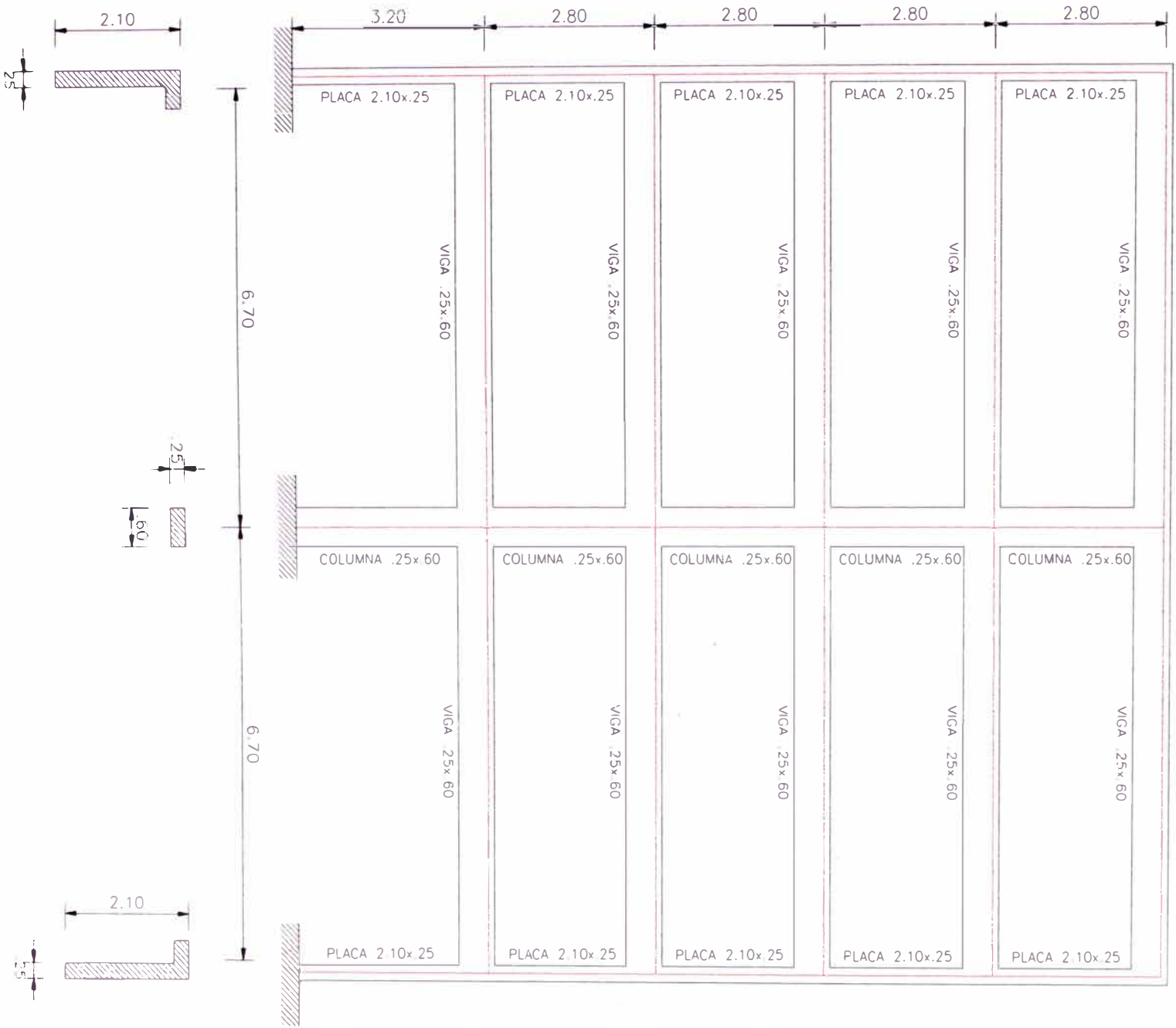
PORTICOS A Y C
 ESCALA 1/100



PORTICO B
ESCALA 1/100



PORTICOS 1 Y 4
 ESCALA 1/100



PORTICOS 2 Y 3
 ESCALA 1/100

**PROGRAMA PARA EL ANALISIS SISMICO SEUDO TRIDIMENSIONAL DE ESTRUCTURAS
APORTICADAS POR SUPERPOSICION MODAL ESPECTRAL
(A3S)**

Descripción del Archivo de datos

A continuación se describe de manera resumida la forma de ingresar los datos al programa A3S, para mayor información referirse a la ayuda del programa. Para efectuar el ingreso de datos es preferible contar con un dibujo de las plantas, así como de las elevaciones de los pórticos, donde figuren las alturas, luces de vanos, dirección de los pórticos, características geométricas de los elementos, esto es dimensiones e inercias.

Bloque de datos Globales

Este bloque esta subdividido en siete secciones

- Control
- Altura de entresijos
- Datos relativos a las masas de cada nivel
- Propiedades de los materiales
- Ubicación de los Pórticos en Planta
- Datos para la combinación modal
- Definición del espectro de diseño

Control

Esta sección debe incluir dos líneas. La primera con un máximo de 80 caracteres el que identificara los resultados. La segunda línea debe contener tres números enteros.

- Numero de pisos de la estructura nd
- Numero total de pórticos nf
- Numero de tipos de pórticos nt

INFORME DE INGENIERIA IVAN WELSCH MORENO (A3s) Feb-2001 archivo de entrada)
5, 7, 4

Altura de entresijos

Se debe indicar en una línea las alturas de los entresijos, de abajo hacia arriba, separadas por comas.

3.2, 2.8, 2.8, 2.8, 2.8

Datos relativos a las masas de cada nivel

Se requieren un numero de líneas igual al numero de pisos, una línea por nivel. La primera línea debe corresponder al nivel superior y la ultima al inferior. Cada línea debe contener cuatro valores que son:

- Coordenada X del centro de masas referida al eje X global.
- Coordenada Y del centro de masas referida al eje Y global.
- Masa, deben usarse unidades de masa no de peso.
- Inercia rotacional (J), con referencia al centro de masas.

6.88, 7.00, 14.01, 459
6.88, 7.00, 17.81, 562
6.88, 7.00, 17.81, 562
6.88, 7.00, 17.81, 562
6.88, 7.00, 17.81, 562

Propiedades de Materiales

Una línea conteniendo 5 valores según descripción:

- E Modulo de Young del concreto
- G Modulo de cortante, por defecto 0.4E
- G_m Modulo de corte para la albañilería, por defecto 0.4E
- Factor de reducción para las inercias de las vigas, por defecto el programa lo considera como 0.7
- Factor de reducción para las longitudes de los brazos rígidos en vigas, por defecto el programa considerara una reducción igual al 25% de peralte de la viga correspondiente

2.1e6

Ubicación de los pórticos en planta

Esta sección debe incluir un numero igual de líneas al numero de pórticos, una línea por pórtico, estas líneas pueden estar en cualquier orden, en cada una de ellas se debe indicar:

- Etiqueta alfanumérica de 4 caracteres, para identificar el pórtico, debe anotarse que se tomara como etiqueta los 4 primeros caracteres de cada línea, por lo que los datos adicionales deben empezar en la columna 5.
- Tipo de pórtico (dato que debe empezar en la línea 5), esto le indica al programa que bloque de datos corresponde al pórtico.
- Coordenadas de un punto del pórtico referidas al sistema XY
- Angulo en grados entre el eje X local (plano del pórtico) y el eje X global.
- Código de salida X/Y este código sirve para que el programa considere el aporte de rigidez del pórtico si su principal aporte es a través del eje x considerar 1, en cambio si es a través del eje Y tomar 2 pero si su aporte en ambos ejes es significativo tomar 0.

```
A 1,0.00,0.00,0,1
B 2,0.00,6.70,0,1
C 1,0.00,13.40,0,1
1 3,13.50,0.00,90,2
2 4,09.00,0.00,90,2
3 4,04.50,0.00,90,2
4 3,0.00,0.00,90,2
```

Datos para la combinación modal

Debe incluirse una línea conteniendo la siguiente información:

- Numero de modos a calcular, por defecto se tomara igual a al numero total de pisos.
- Indicador de tipo de combinación modal, por defecto se tomara la indicada en el Reglamento Nacional de Construcciones RNC.
(0 Combinación del RNC \rightarrow $0.25 \cdot \text{SABS} + 0.75 \cdot \text{SRSS}$ (para la norma NTE E030-97))
1 Suma de valores absolutos (SABS)
2 Raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS)
- Cortantes mínimos en direcciones XY. Estos datos son también opcionales solo se utilizan si se define el archivo de resumen, ya que el tipo de salida normal los valores no están escalados.

15,0,66.824,66.824

Definición del espectro de diseño

Esta sección debe contener una línea conteniendo tres valores que son, numero de puntos que definen el espectro, indicador de tipo de interpolación (0 lineal, 1 logarítmica), factor de escala para los valores de S_a .

Luego se deben incluir tantas líneas como puntos estipulados para definir el espectro, conteniendo pares de datos de Periodo y valor de pseudo aceleraciones obtenidas del espectro.

```
10,,9.80
.1,.1000
.4,.1000
.5,.0757
```

Z=0.4 U=1 S=1 R=10

.6, .0602
.7, .0497
.8, .0420
.9, .0363
1., .0318
1.1, .0282
1.2, .0253

Bloque de datos para cada tipo de pórtico

ejem. Pórtico eje A y C

Este bloque debe contener las siguientes secciones:

- Control
- Luces de los vanos
- Alturas de las columnas del primer nivel (opcional)
- Dimensiones de vigas
- Dimensiones de columnas
- Espesores de paneles de relleno

Control

Una línea conteniendo cuatro números enteros

- Numero de vanos o luces (ns)
- Numero de niveles del pórtico, puede ser diferente al numero de pisos (np)
- Indicador de paneles de corte, jm. Cualquier entero diferente de cero indica que se leerán mas adelante los espesores correspondientes
- Código binario indicando posibles articulaciones en la base de las columnas, este código es una serie de ceros y unos, sin comas, correspondiendo 0 empotramiento y 1 articulación

3

Eje A,C

Luces de los vanos

Deben indicarse en una línea las distancias entre ejes de columnas, de izquierda a derecha, si el numero de vanos es cero omitir esta línea.

3.575, 6.35, 3.575

Dimensiones de vigas

Debe darse una línea para cada uno de los (np) niveles del pórtico, la primera línea corresponde al nivel superior y la ultima al inferior, cada registro de contener las dimensiones (ancho y peralte) de las vigas del nivel de izquierda a derecha. Si una viga no existe colocar ,, ó 0,0.

.25, .50, .00, .00, .25, .50
.25, .50, .25, .50, .25, .50
.25, .50, .25, .50, .25, .50
.25, .50, .25, .50, .25, .50
.25, .50, .25, .50, .25, .50

Dimensiones de columnas

También deben tenerse np líneas, de izquierda a derecha, pero se deben introducir tres datos por columna ancho, peralte e inercia, para secciones rectangulares bastara indicar b,t,, con lo que el programa calculará en forma automática su inercia es posible introducir una inercia que no corresponde a la de las medidas b,t con lo que se pueden introducir secciones con forma irregular.

.60, .25, ,, .25, 2.10, 0.25757, .25, 2.10, 0.25757, .60, .25
.60, .25, ,, .25, 2.10, 0.25757, .25, 2.10, 0.25757, .60, .25
.60, .25, ,, .25, 2.10, 0.25757, .25, 2.10, 0.25757, .60, .25
.60, .25, ,, .25, 2.10, 0.25757, .25, 2.10, 0.25757, .60, .25
.60, .25, ,, .25, 2.10, 0.25757, .25, 2.10, 0.25757, .60, .25

Este segundo bloque de datos se repite para cada tipo de pórticos, en nuestro caso tendremos.

3	Eje B
4.50, 4.50, 4.50	
.25, .50, .25, .50, .25, .50	
.25, .50, .25, .50, .25, .50	
.25, .50, .25, .50, .25, .50	
.25, .50, .25, .50, .25, .50	
.25, .50, .25, .50, .25, .50	
1.00, .25, .60, .25, .60, .25, 1.00, .25	
1.00, .25, .60, .25, .60, .25, 1.00, .25	
1.00, .25, .60, .25, .60, .25, 1.00, .25	
1.00, .25, .60, .25, .60, .25, 1.00, .25	
1.00, .25, .60, .25, .60, .25, 1.00, .25	

2	Eje 1,4
6.175, 7.225	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, 2.70, .25, .60	
.25, .60, .25, 2.70, .25, .60	
.25, .60, .25, 2.70, .25, .60	
.25, .60, .25, 2.70, .25, .60	
.25, .60, .25, 2.70, .25, .60	

2	Eje 2,3
6.70, 6.70	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60, .25, .60	
.25, .60, .25, .60, .25, .60	

Los resultados del análisis se muestran en las siguientes tablas en forma de resumen, para mayor detalle ver anexos.

Control de Irregularidad Torsional de la Estructura

Irregularidad Torsional Dirección X				
Nivel	Δ C.M.	Δ pórtico C	$\Delta_{port} / \Delta_{cm}$	Límite
5	1.520E-03	1.590E-03	1.05	1.3
4	1.560E-03	1.630E-03	1.04	1.3
3	1.498E-03	1.570E-03	1.05	1.3
2	1.259E-03	1.320E-03	1.05	1.3
1	7.279E-04	7.600E-04	1.04	1.3

Irregularidad Torsional Dirección Y				
Nivel	Δ C.M.	Δ pórtico 1	$\Delta_{port} / \Delta_{cm}$	Límite
5	1.398E-03	1.430E-03	1.02	1.3
4	1.532E-03	1.570E-03	1.02	1.3
3	1.534E-03	1.570E-03	1.02	1.3
2	1.333E-03	1.360E-03	1.02	1.3
1	8.067E-04	8.200E-04	1.02	1.3

Como se puede apreciar en ningún caso se sobrepasa el valor máximo para considerar que existe irregularidad torsional, por otro lado de haber obtenido valores superiores a 1.3 se consideraría como estructura irregular, pero si el valor fuese mayor que 1.75 se tendría que modificar la estructuración.

Influencia de los efectos de 2do orden (P-Delta)

Efecto de Segundo Orden en la dirección X (P-Delta)						
Nivel			del entrepiso			
Nivel	Peso	peso sobre	distorsión	fuerza cortante	altura	Q
5	137.29	137.29	1.520E-03	21.11	2.8	0.004
4	174.52	311.81	1.560E-03	35.66	2.8	0.005
3	174.52	486.33	1.498E-03	44.83	2.8	0.006
2	174.52	660.85	1.259E-03	53.54	2.8	0.006
1	174.52	835.37	7.280E-04	59.08	3.2	0.003

Efecto de Segundo Orden en la dirección Y (P-Delta)						
Nivel			del entrepiso			
Piso	Peso	peso sobre	distorsión	fuerza cortante	altura	Q
5	137.29	137.29	1.398E-03	20.43	2.8	0.003
4	174.52	311.81	1.532E-03	34.87	2.8	0.005
3	174.52	486.33	1.534E-03	44.09	2.8	0.006
2	174.52	660.85	1.333E-03	52.69	2.8	0.006
1	174.52	835.37	8.067E-04	58.21	3.2	0.004

Se aprecia que ningún valor del índice de estabilidad Q es superior a 0.1, límite establecido en el reglamento para no considerar efectos de 2do orden.

Calculo del Periodo Fundamental usando el Cociente de Rayleigh

Periodo de la estructura Direccion X						
Nivel	Pi	Fi	Di	Di ²	Pi x Di ²	Fi x Di
5	137.286	21.110	0.0064370	0.0000414	0.005688	0.135885
4	174.517	14.550	0.0049370	0.0000244	0.004254	0.071833
3	174.517	9.170	0.0034540	0.0000119	0.002082	0.031673
2	174.517	8.710	0.0019800	0.0000039	0.000684	0.017246
1	174.517	5.540	0.0007280	0.0000005	0.000092	0.004033
Suma	835.354	59.080			0.012801	0.260671

$$T = 0.445 \text{ s}$$

$$.85 * T = 0.378 \text{ s}$$

Periodo de la estructura Direccion Y						
Nivel	Pi	Fi	Di	Di ²	Pi x Di ²	Fi x Di
5	137.286	20.430	0.0064580	0.0000417	0.005726	0.131937
4	174.517	14.440	0.0050800	0.0000258	0.004504	0.073355
3	174.517	9.220	0.0036340	0.0000132	0.002305	0.033505
2	174.517	8.600	0.0021310	0.0000045	0.000793	0.018327
1	174.517	5.520	0.0008070	0.0000007	0.000114	0.004455
Suma	835.354	58.210			0.013440	0.261579

$$T = 0.455 \text{ s}$$

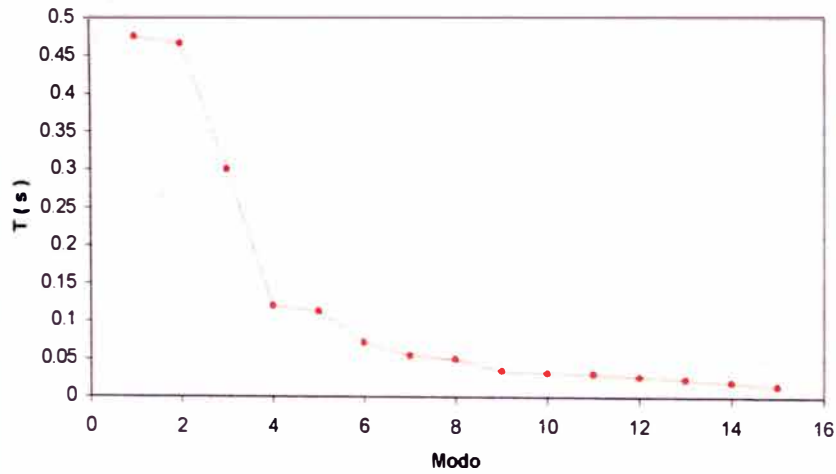
$$.85 * T = 0.387 \text{ s}$$

Cuando el procedimiento Dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, debe tomarse el 0.85 del periodo obtenido por este método.

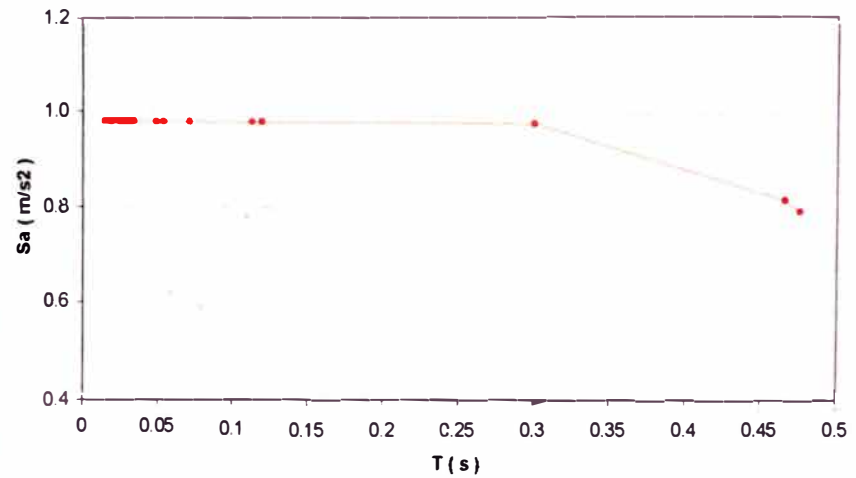
Características Dinámicas de la Edificación

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
T =	0.4754	0.4657	0.3001	0.1194	0.1126	0.0713	0.0543	0.0495	0.0343	0.0313	0.0307	0.0266	0.0237	0.0195	0.0151	seg
f =	2.1036	2.1471	3.3319	8.3774	8.8791	14.035	18.4109	20.2022	29.1906	31.935	32.5466	37.6394	42.2487	51.2644	66.357	Hertz
w =	13.217	13.491	20.935	52.637	55.789	88.184	115.679	126.934	183.41	200.654	204.496	236.495	265.456	322.103	416.934	rad/seg
Sa =	8.01E-01	8.23E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	9.80E-01	
Sv =	6.06E-02	6.10E-02	4.68E-02	1.86E-02	1.76E-02	1.11E-02	8.47E-03	7.72E-03	5.34E-03	4.88E-03	4.79E-03	4.14E-03	3.69E-03	3.04E-03	2.35E-03	
Sd =	4.58E-03	4.52E-03	2.24E-03	3.54E-04	3.15E-04	1.26E-04	7.32E-05	6.08E-05	2.91E-05	2.43E-05	2.34E-05	1.75E-05	1.39E-05	9.45E-06	5.64E-06	

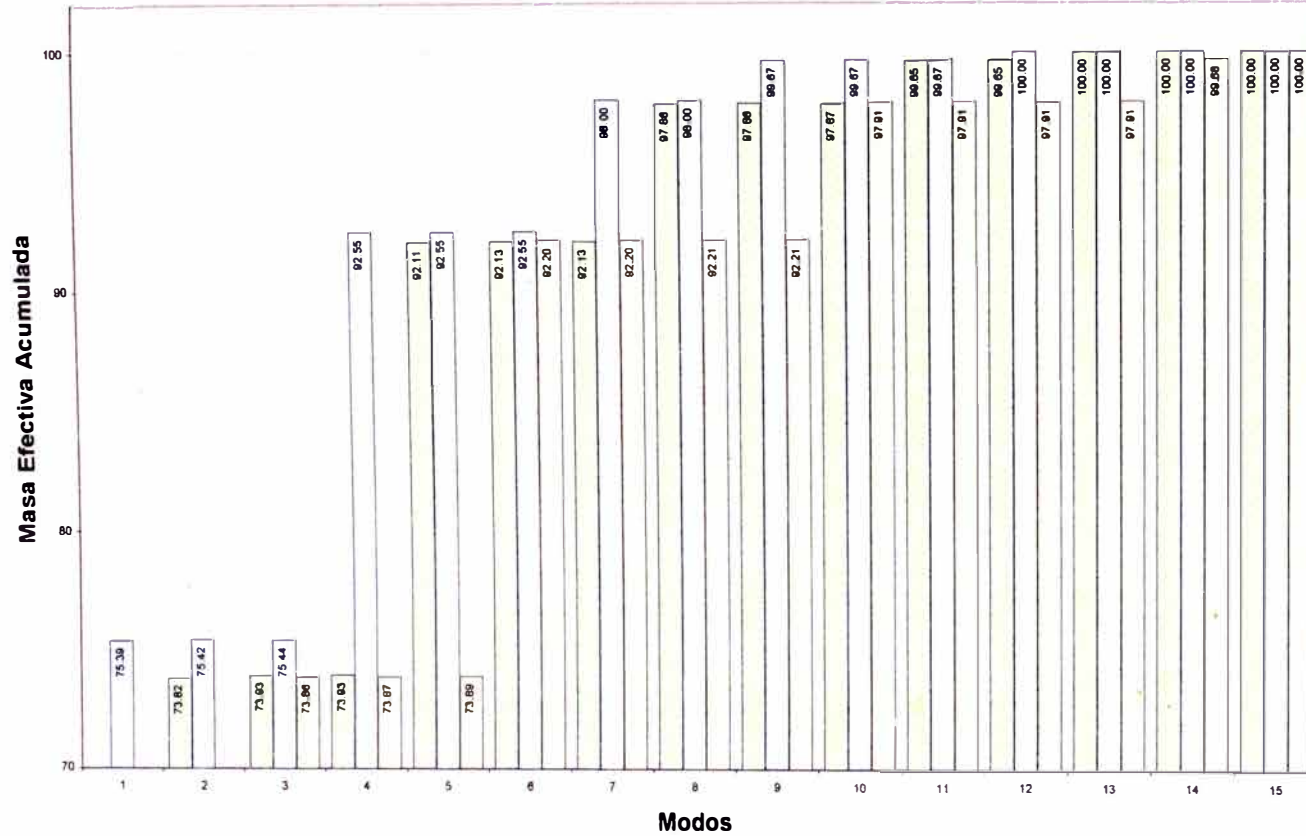
Periodos de la Edificación



Pseudo Aceleración



Masas Efectivas (% de masa total)



Masas Efectivas (% de masa total)

modo	X	Y	Giro
1	0.03	75.39	0.02
2	73.79	0.03	0.10
3	0.11	0.02	73.74
4	0.00	17.11	0.01
5	18.18	0.00	0.02
6	0.02	0.00	18.31
7	0.00	5.45	0.00
8	5.73	0.00	0.01
9	0.00	1.67	0.00
10	0.01	0.00	5.70
11	1.78	0.00	0.00
12	0.00	0.33	0.00
13	0.35	0.00	0.00
14	0.00	0.00	1.75
15	0.00	0.00	0.34
Total	100.00	100.00	100.00

Resultados usando el programa A3s

Efectos Globales - Sismo en la Dirección X

Desplazamientos de cada Nivel				Distorsiones de los entrepisos				Comparación de resultados			
nivel	x	y	r	nivel	x	y	r	altura (m)	Distorsión admisible (mm)	D (mm)	Condición
5	6.44E-03	2.02E-04	5.17E-05	5	1.52E-03	4.22E-05	1.22E-05	2.8	19.6	15.20	Ok
4	4.94E-03	1.59E-04	3.97E-05	4	1.56E-03	4.71E-05	1.26E-05	2.8	19.6	15.60	Ok
3	3.45E-03	1.13E-04	2.77E-05	3	1.50E-03	4.78E-05	1.21E-05	2.8	19.6	14.98	Ok
2	1.98E-03	6.58E-05	1.59E-05	2	1.26E-03	4.13E-05	1.01E-05	2.8	19.6	12.59	Ok
1	7.28E-04	2.45E-05	5.82E-06	1	7.28E-04	2.45E-05	5.82E-06	3.2	22.4	7.28	Ok

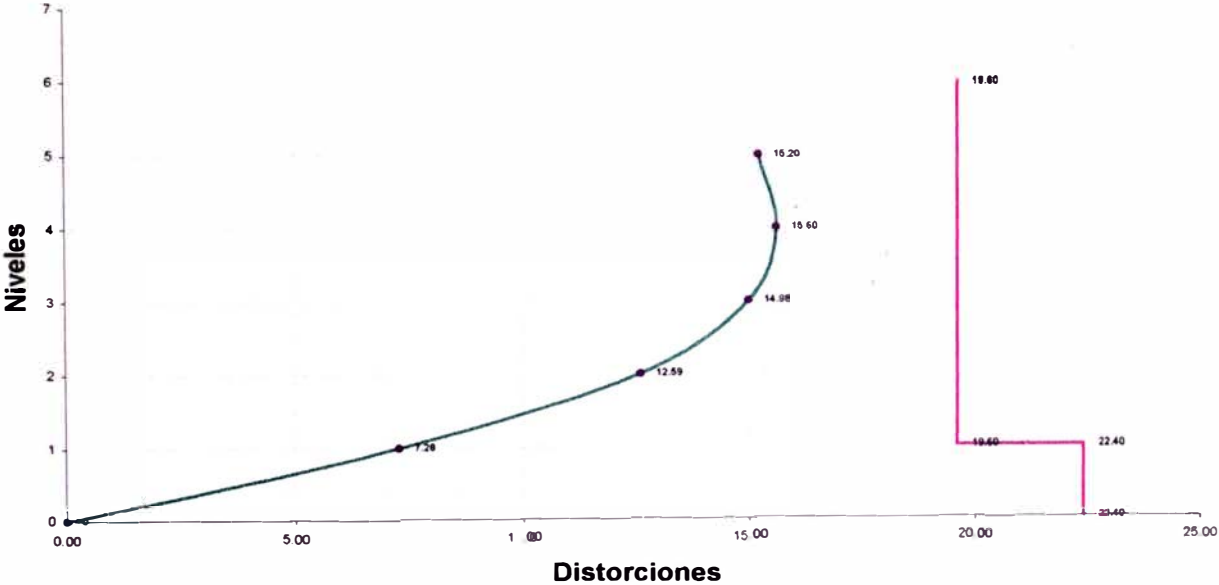
Efectos Globales - Sismo en la Dirección Y

Desplazamientos de cada Nivel				Distorsiones de los entrepisos				Comparación de resultados			
nivel	x	y	r	nivel	x	y	r	altura (m)	Distorsión admisible (mm)	D (mm)	Condición
5	2.08E-04	6.46E-03	2.25E-05	5	4.80E-05	1.40E-03	5.27E-06	2.8	19.6	13.98	Ok
4	1.60E-04	5.08E-03	1.73E-05	4	4.98E-05	1.53E-03	5.47E-06	2.8	19.6	15.32	Ok
3	1.11E-04	3.63E-03	1.21E-05	3	4.84E-05	1.53E-03	5.25E-06	2.8	19.6	15.34	Ok
2	6.32E-05	2.13E-03	6.90E-06	2	4.04E-05	1.33E-03	4.40E-06	2.8	19.6	13.33	Ok
1	2.29E-05	8.07E-04	2.53E-06	1	2.29E-05	8.07E-04	2.53E-06	3.2	22.4	8.07	Ok

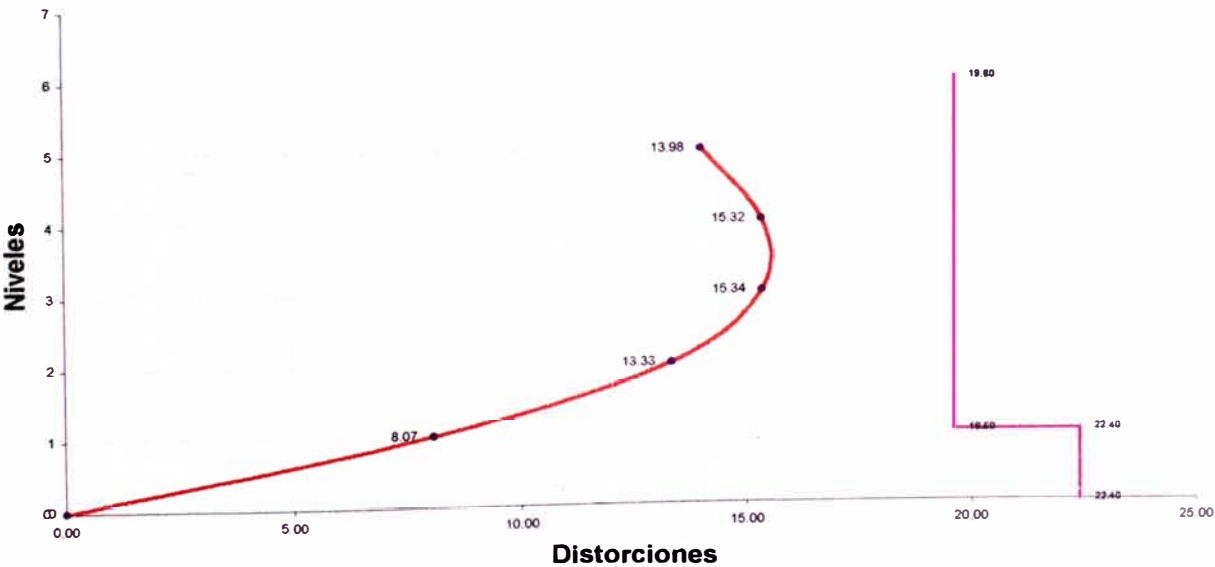
Desplazamientos Laterales Según NTE E030-97

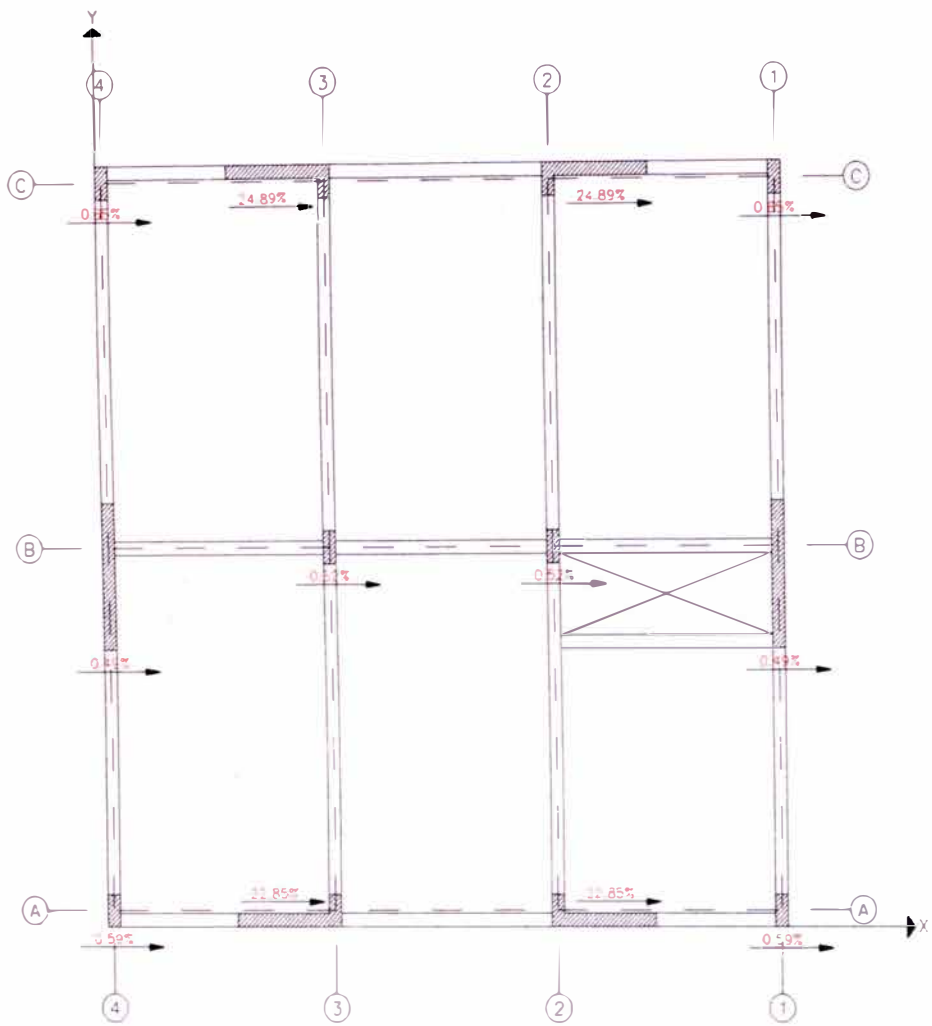
Nivel	H entrepiso (m)	D= 0.007H (mm)	Distorsiones del C.M. (mm)	
			X	Y
5	2.8	19.6	15.20	13.98
4	2.8	19.6	15.60	15.32
3	2.8	19.6	14.98	15.34
2	2.8	19.6	12.59	13.33
1	3.2	22.4	7.28	8.07
0	0	0	0	0

Desplazamientos en la dirección X

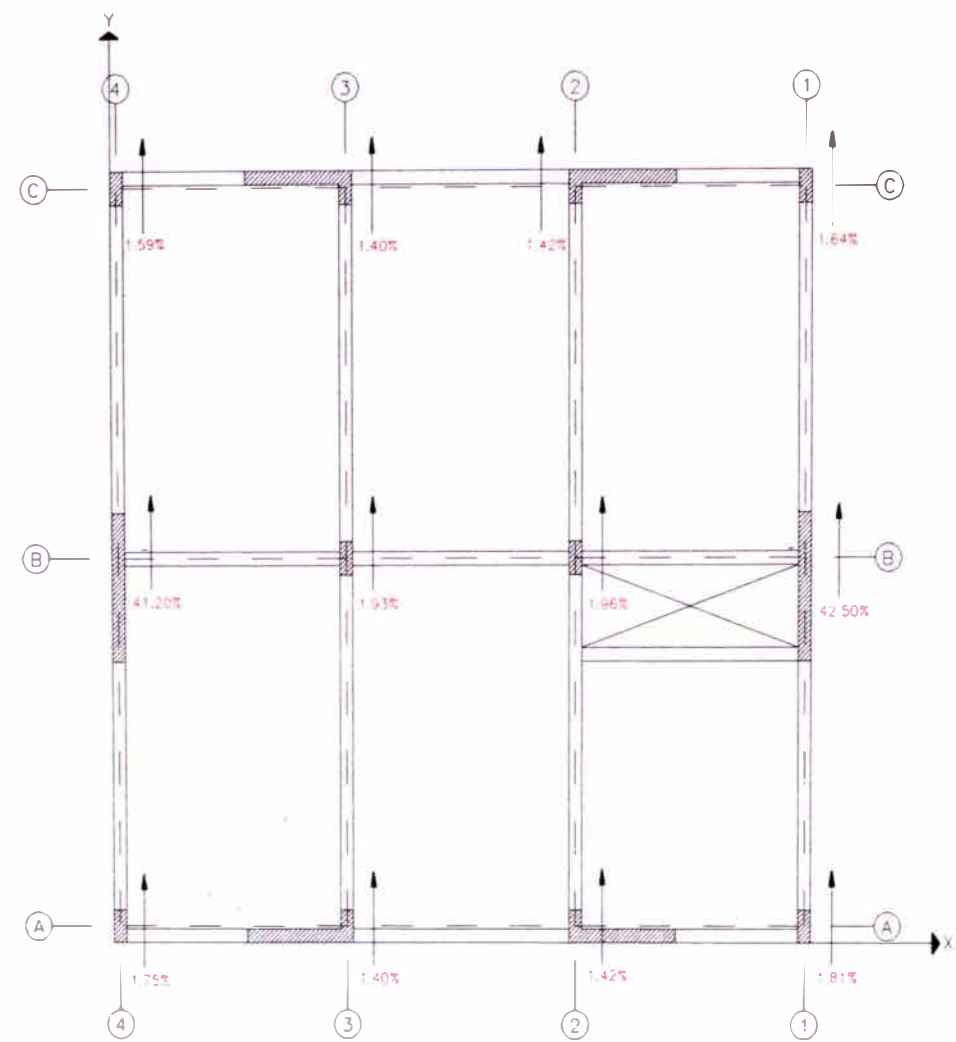


Desplazamientos en la dirección Y





PLANTA TIPICA
1' A 4' NIVEL
DIRECCION X



PLANTA TIPICA
1' A 4' NIVEL
DIRECCION Y

DISTRIBUCION DE LOS CORTANTES
ESCALA 1/150

CAPITULO 4

ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

ANALISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE GRAVEDAD

El análisis estático se efectúa a fin de obtener los efectos debido a las cargas a que esta sometida la estructura, las cargas que actúan son: cargas muertas, cargas vivas y cargas por sismo. Finalmente debemos hallar la envolvente de los efectos amplificados por sus coeficientes respectivos, con la que podemos hacer el diseño de los elementos de la estructura.

Fundamento Teórico

El análisis estructural estático consiste en determinar los efectos que se producen debido a las solicitaciones a la que esta o estará involucrada la estructura en su vida útil, esto es los cortantes, momentos y fuerzas axiales que se producirán como consecuencia de las cargas muertas, vivas, sísmicas así como asentamientos diferenciales u otro tipo de fenómenos que introduzcan fuerzas en la estructura. Para determinar estos efectos tenemos tres opciones:

1. Multiplicar las cargas por los factores apropiados de carga, sumándolas dentro de la carga total factorizada, y después calcular las fuerzas y los momentos, debidos a la carga total.
2. Calcular los efectos de las cargas muertas y vivas factorizadas, por separado, y posteriormente superponer los efectos.
3. Calcular los efectos de las cargas muertas y vivas no factorizadas, por separado; multiplicar los efectos por los factores apropiados de carga, y luego superponerlos.

Si bien es cierto que por el principio de superposición se obtendrán los mismos resultados, resulta mas conveniente usar la tercera opción ya que esta permite usar diferentes coeficientes para cada tipo de carga, también permite efectuar la alternancia de cargas vivas.

A continuación presentamos la definición de los principales términos usados en el método de diseño por resistencia.

Carga Muerta, está constituida por el peso de la estructura y otros elementos relativamente permanentes que no varían con el tiempo.

Carga Viva, está constituida por las cargas no permanentes, tales como el peso de los ocupantes, muebles (mobiliario) y todos los elementos que no sean permanentes o no tengan una posición fija, cabe destacar que las cargas vivas por su naturaleza son difíciles de estimar por lo que los diversos códigos de diseño le otorgan un coeficiente mayor.

Fuerza Sísmica, está constituida por valores de fuerza obtenidos del análisis sísmico, concentrándose estos valores al eje de losa de cada entrepiso, debemos destacar que por la naturaleza del sismo estas fuerzas se deben aplicar en uno y otro sentido a fin de obtener los mayores valores.

Carga de Servicio, son las cargas especificadas en el reglamento de cargas, convenientemente metradas.

▮ **Carga Factorizada**, es la carga multiplicada por los factores apropiados de carga.

Resistencia Requerida, resistencia de un elemento o de una sección transversal, requerida para soportar cargas factorizadas o momentos y fuerzas en combinaciones que se recomiendan.

Resistencia Nominal, resistencia de un elemento o de una sección transversal calculada de acuerdo con las especificaciones del método de diseño, antes de la aplicación de cualquier factor de resistencia.

Resistencia de Diseño, resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia.

Resistencia Requerida

Esta es la resistencia necesaria para resistir las cargas factorizadas o momentos y fuerzas internas usando las combinaciones que estipula el reglamento, tal como se vera a continuación.

1. La resistencia requerida para cargas muertas (D), cargas vivas (L) y carga de sismo (E) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.5D + 1.8L$$

$$U = 1.25(D + L \pm E)$$

$$U = 0.9D \pm 1.25E$$

Resistencia de Diseño

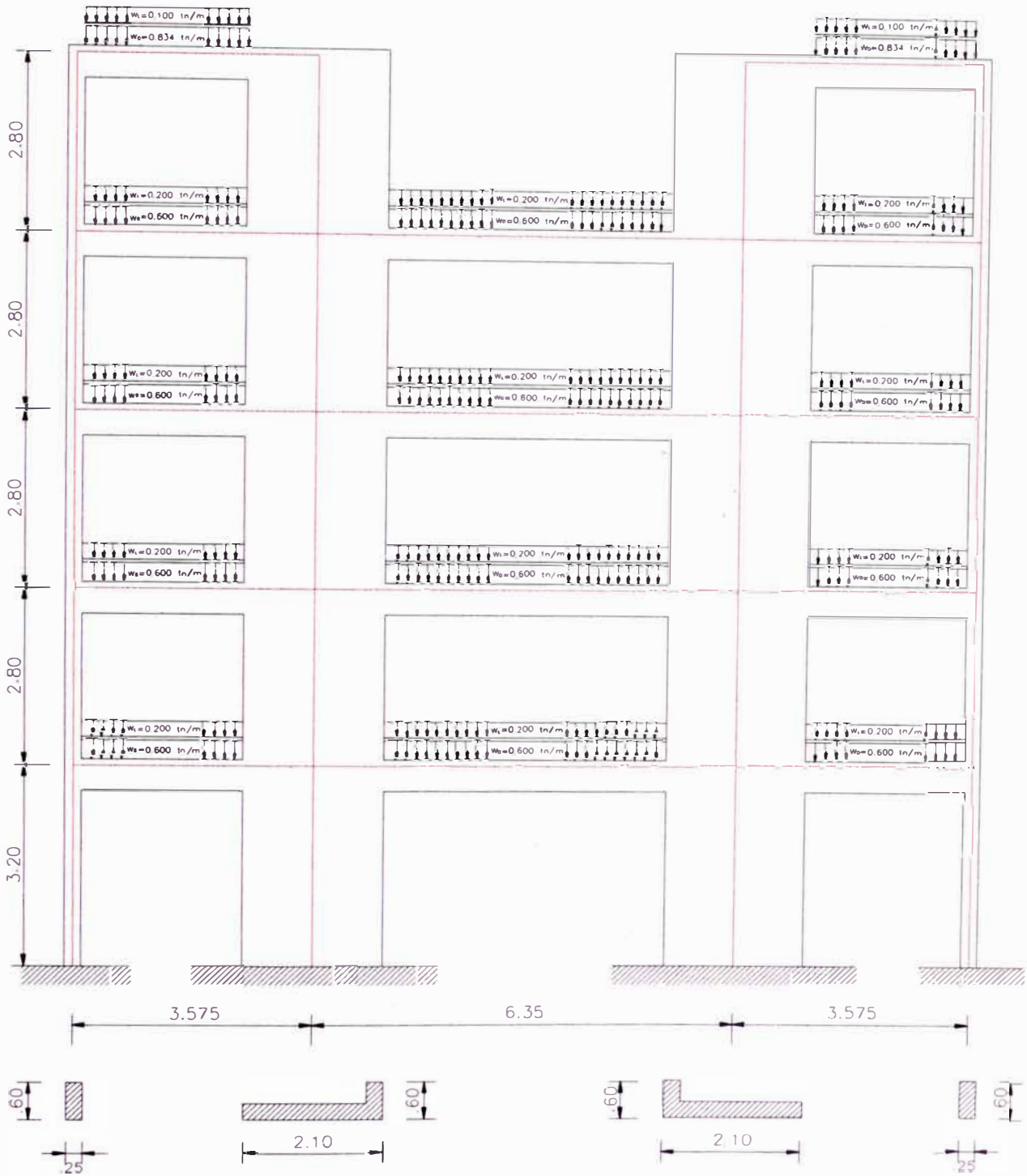
La resistencia de diseño viene a ser la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ menor que la unidad, el propósito del factor de reducción de resistencia ϕ es:

1. Definir un nivel de resistencia para el diseño ligeramente menor al que se tendría si las dimensiones y propiedades de los materiales correspondieran a las empleadas en los cálculos.
2. Reflejar el grado de ductilidad, tenacidad y confiabilidad del elemento bajo los efectos de carga considerada.
3. Reflejar la importancia del elemento.

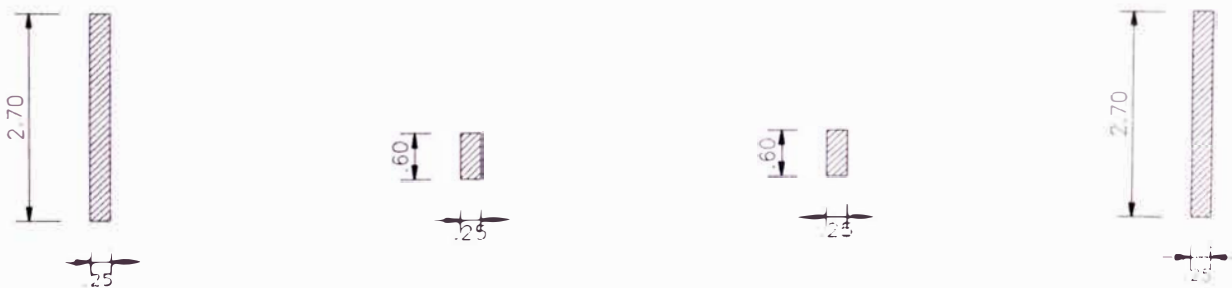
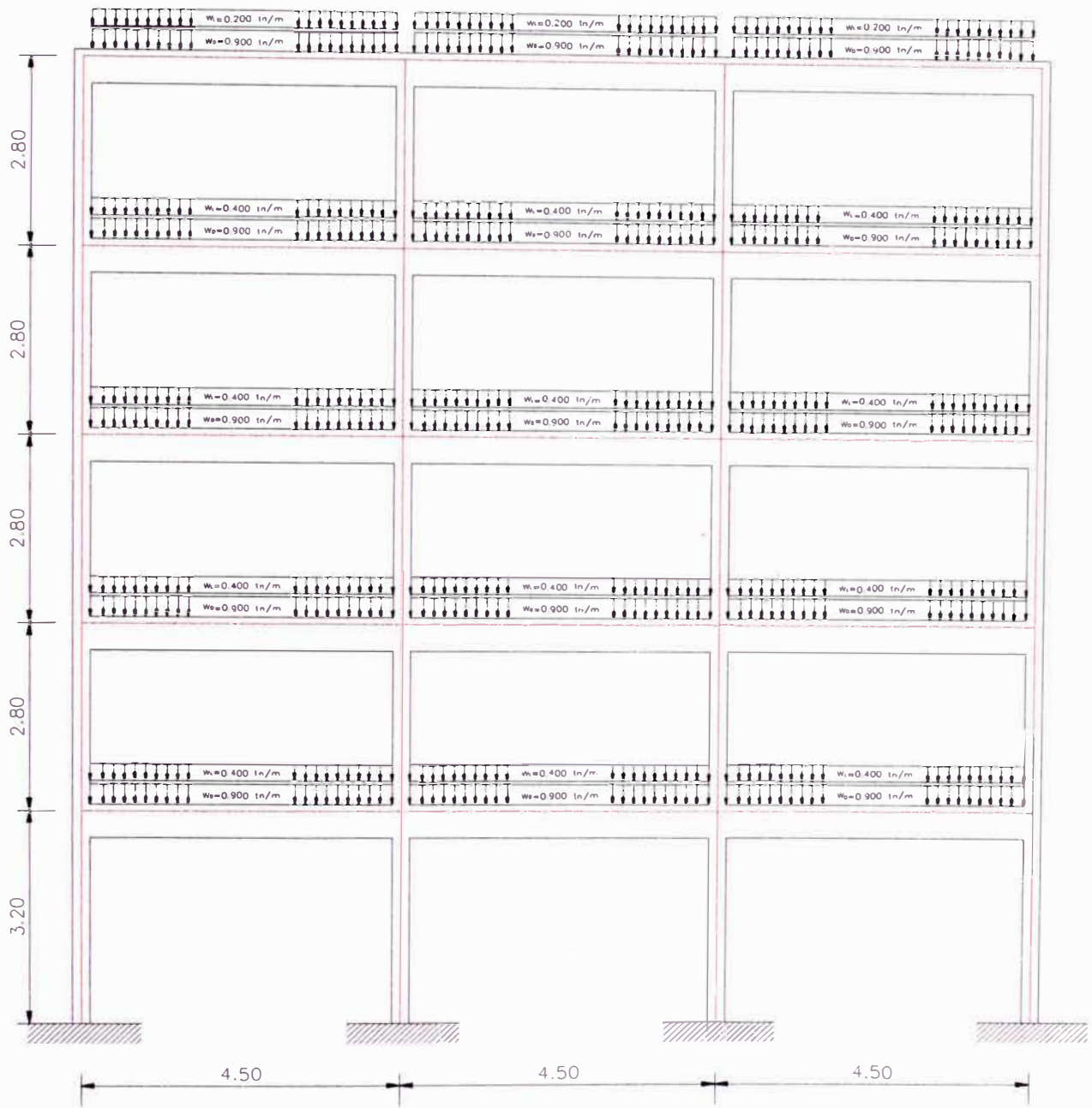
Factores de Reducción de Resistencia

Acción	ϕ
Para flexión sin carga axial	0.90
Para flexión con carga axial de tracción	0.90
Compresión axial con o sin flexión	
a) elementos con refuerzo en espiral	0.75*
b) otros elementos	0.70*
Para cortante con o sin torsión	0.85
Para aplastamiento en el concreto	0.70

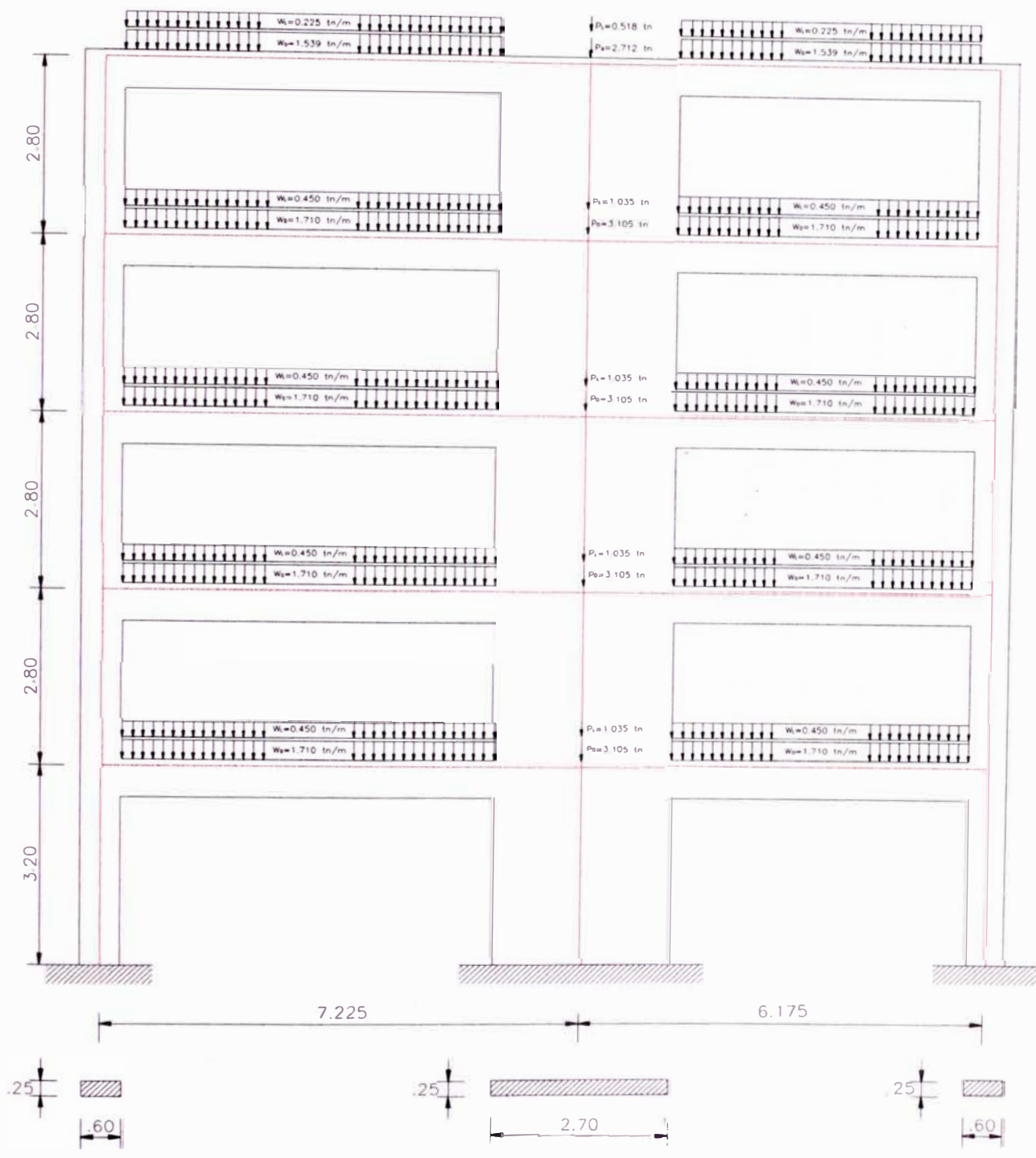
* Puede aumentarse linealmente hasta 0.90, a medida que ϕP_n disminuye de $0.1f_c A_g$ ó ϕP_b , el que sea menor.



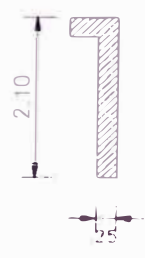
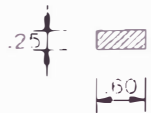
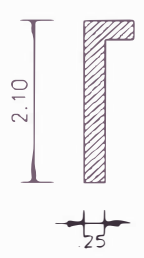
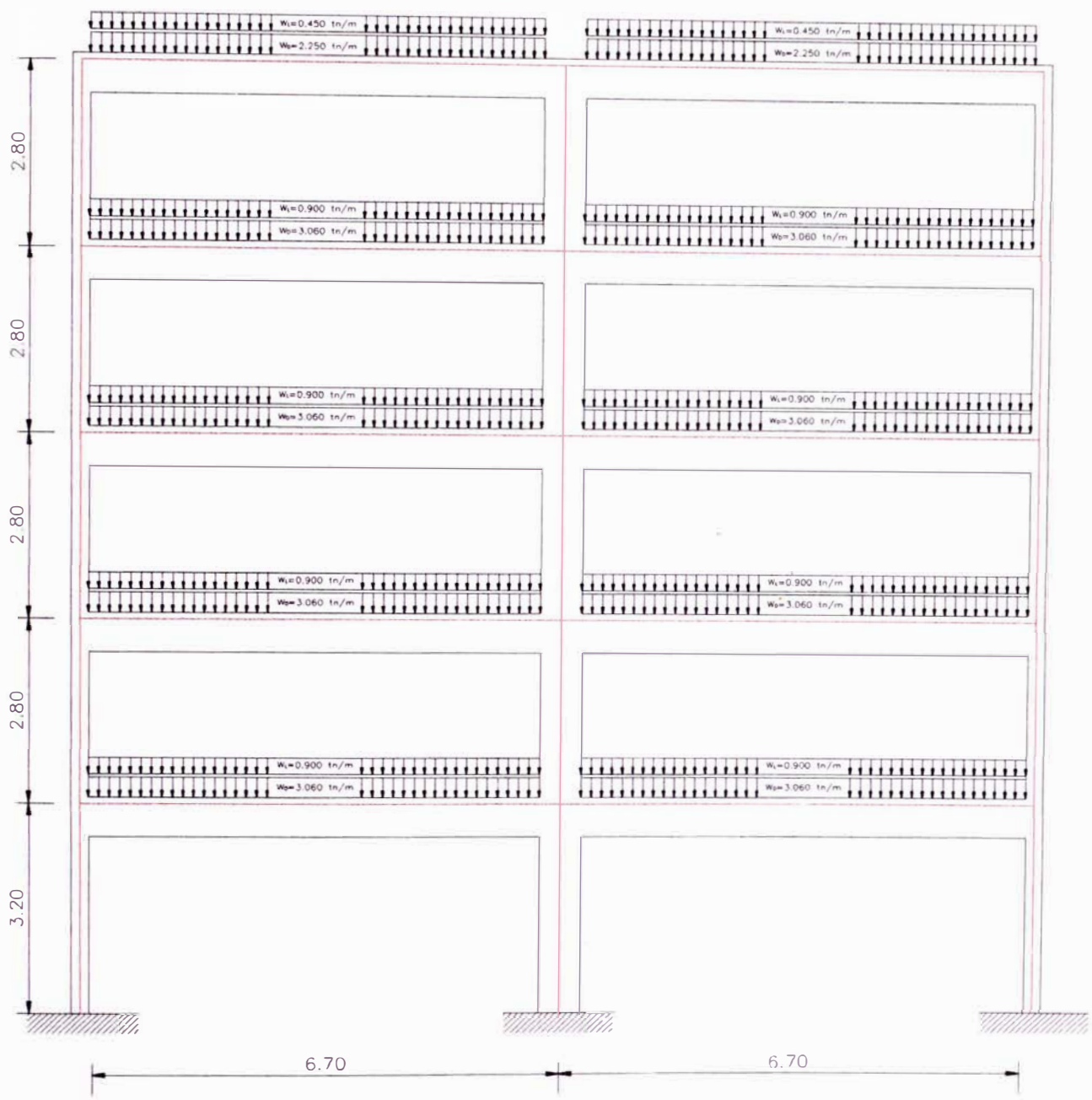
PORTICOS A Y C
 ESCALA 1/100



PORTICO B
ESCALA 1/100



PORTICOS 1 Y 4
ESCAIA 1/100



PORTICOS 2 Y 3
ESCALA 1/100

Características y requerimientos del programa a emplear

Para efectuar el análisis estático de los pórticos a diseñar se usará el programa A2e v1.2 del Dr. Hugo Scaletti Farina, a continuación se efectúa una breve descripción de su uso así como de los resultados que este arroja, el listado de resultados se acompaña en los anexos.

Descripción del Programa

Se efectuara una breve descripción del programa mediante la explicación del archivo de entrada para un pórtico, el que será comentado.

A2e (archivo de datos) (archivo de salida) (archivo de transferencia)

Para ejecutar el programa se deberá escribir desde la línea de comandos DOS el nombre del programa luego el nombre del archivo de entrada de datos seguido del nombre del archivo de salida y finalmente el nombre del archivo de transferencia, este ultimo resultante del programa A3s que transfiere los momentos y cortantes por sismo, deberá tenerse cuidado en eliminar los resultados de los pórticos que no estén involucrados.

PORTICO

Para cada tipo de pórtico analizado se deberá identificar un bloque mediante la palabra [PORTICO] seguido de un descriptor que identifique el pórtico, se deberá finalizar este bloque con la palabra [ANALISIS]

n PISos alturas
n VANos luces
COTas correcciones a cotas de cimentación
MATeriales <fc (210)> <fy (4200)> <E (2.5E6)> <G (1.0E6)>

Para el pórtico analizado se deberá especificar:

- # de pisos seguida de la palabra [PISOs] a continuación se detalla las alturas
 - # de vanos seguida de la palabra [VANos] a continuación los vanos separados por espacios
- Las otras opciones no se han usado por no corresponder al caso analizado, los valores entre <> son los valores que el programa toma por defecto

NIVEles lista

VIGas <lista> ancho <H> peralte <I inercia> <E> <s traslación del eje>
COLumnas <lista> ancho <T> peralte <I inercia> <A área> <F> <s> <E> <G>

Se debe especificar el o los niveles del pórtico

Luego de la palabra [VIGas] se debe identificar la viga o vigas seguido del ancho, peralte, la letra [I] seguida de la inercia, esta última es opcional, de no especificarse la calculará para una sección rectangular, continúan otros identificadores no usados.

Para las columnas se efectúa de manera similar iniciando con la palabra [COLumnas] seguido del identificador o identificadores de las columnas y a continuación el ancho, peralte, la letra [I] seguido de la inercia, la misma que es opcional como se indico para las vigas.

CARGas

NIVEles <lista>

VIGas <lista> <W wd,wl> <Q xi,xf,qd,ql> <P a1,Pd1,PI1, a2,Pd2,PI2 ...>

COLumnas cargas permanentes

Este bloque se inicia con la palabra clave [CARGas]

A continuación se debe detallar las cargas por niveles identificando las vigas, columnas así como las cargas repartidas ([W] Wd, WI), cargas puntuales ([P] dist1, Pd1, PI1, dist2, Pd2,PI2.....)

ANALisis

Mediante la palabra [ANALisis] se concluye el bloque para un pórtico determinado, palabra que efectúa el análisis.

FIN

Para finalizar de la manera correcta la ejecución del programa se deberá terminar el archivo de datos con la palabra [FIN]

Ejemplo

Pórtico eje 1	Palabra q' abre bloque para un pórtico, nombre del pórtico
5 pisos 1 3.2 2 a 5 2.80	5 pisos, 1er piso de 3.2 m del 2do al 5to de 2.80 m.
2 vanos 6.75 6.75	2 vanos, de izquierda a derecha 6.75, 6.75 m.
niveles 1 a 5	niveles del 1ro al 5to
vigas 1 a 3 .25 .50	las vigas de 1 a 3 serán de 0.25 x 0.50
columnas 1 3 .25 .50	las columnas 1 y 3 serán de 0.25 x 0.50
columna 2 .25 2.30	la columna 2 será de 0.25 x 0.50
cargas	inicio del bloque de cargas
Nivel(es) 1 a 4	nivel del 1er al 4to
Viga(s) 1 2 w 1.782 0.450	vigas 1 y 2 wd=1.782 WI=0.450
Columna 2 2.97 0.99	columna 2 Pd=2.97 PI=0.99
Nivel(es) 5	nivel 5to
Viga(s) 1 2 w 1.377 0.337	vigas 1 y 2 wd=1.377 wl=0.337
Columna 2 2.079 0.7425	columna 2 Pd=2.079 PI=0.7425
Análisis	Palabra que da fin al bloque para el pórtico

Breve Descripción de los Resultados (Programa A2e)

Se identifican tres bloques principales para cada bloque ingresado, esto es para cada pórtico tipo, los que son:

- Bloque 1 Eco de los datos introducidos
- Bloque 2 Salida de resultados para las vigas
- Bloque 3 Salida de resultados para las columnas

Respecto al bloque 1 no efectuaremos ningún comentario ya que fueron explicados párrafos arriba.

```
Pórtico eje A, C
5 pisos 1 3.2 2 a 5 2.80
3 vanos 3.575 6.35 3.575
nivel 5
vigas 1 3 .25 .50
columnas 1 4 .60 .25
columna 2 3 .25 2.10 I 0.25757
```



```

niveles 1 a 4
vigas 1 a 3 .25 .50
columnas 1 4 .60 .25
columnas 2 3 .25 2.10 I 0.25757
cargas
  Nivel(es) 1 a 4
    Viga(s) 1 a 3 w 0.600 0.200
  Nivel(es) 5
    Viga(s) 1 3 w 0.834 0.100
análisis

```

En el segundo bloque se puede apreciar la salida de resultados para todas las vigas del pórtico analizado en el que se pueden apreciar en principio el identificador de la viga, el nivel y sus dimensiones, en una segunda parte se aprecia para el centro de luz así como a las caras del elemento los momentos por carga muerta, carga viva 1, carga viva 2 y sismo así como los cortantes para las mismas secciones por carga muerta, carga viva 1, carga viva 2 y sismo, finalmente en un tercer bloque se presenta para cada décimo de la luz del elemento el momento máximo, mínimo; el cortante máximo y mínimo resultante usando las combinaciones con los factores que se indican posteriormente (el programa usa los factores del ACI) así como las áreas de acero requeridas superior e inferior y el espaciamiento de los estribos.

----- Viga 1, nivel 5 (.25 x .50) -----								
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	Ml	M2	Ms	Vd	Vl	V2	Vs
.13	-.039	-.005	-.010	-2.302	.801	.099	.008	2.704
1.33	.322	.042	.000	.943	-.200	-.021	.008	2.704
2.53	-.519	-.055	.010	4.188	-1.201	-.141	.008	2.704
x	Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes				Refuerzo (ACI 318-83)			
	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.13	3.257	-3.327	4.764	-3.146	2.72	2.66	22.0	
.37	2.480	-2.248	4.523	-3.326	1.82	2.02	22.0	
.61	1.708	-1.211	4.282	-3.506	.98	1.38	22.0	
.85	.887	-.218	4.047	-3.686	.17	.71	22.0	
1.09	.831	-.109	3.867	-3.866	.09	.67	22.0	
1.33	1.712	-1.059	3.687	-4.047	.85	1.38	22.0	
1.57	2.537	-2.052	3.507	-4.263	1.66	2.06	22.0	
1.81	3.321	-3.088	3.327	-4.504	2.52	2.72	22.0	
2.05	4.098	-4.167	3.146	-4.745	3.43	3.37	22.0	
2.29	4.832	-5.290	2.966	-4.986	3.67	3.67	22.0	
2.53	5.522	-6.478	2.786	-5.227	4.07	3.67	22.0	

En el tercer bloque se presenta, el identificador de la columna, el nivel y sus dimensiones luego se presentan para cada sistema de cargas (muerta, viva1, viva 2 y sismo) el momento superior (t → top), inferior (b → bottom), el corte y la carga axial, finalmente se tendrá para cada combinatoria de cargas los momentos por cargas verticales, momentos por sismo, momento último (resultante de la suma de M2b y M2s amplificados), carga axial última, cortante último y los coeficientes k_u y $k_u \cdot e/t$ los que nos servirán para usar los gráficos SP7 del ACI

----- Columna 1, nivel 5 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P	Vu	ku	ku*e/t
	D	-.139	-.111	-.089			
L1	-.017	-.008	-.009	.111			
L2	-.011	-.022	-.012	.008			
S	1.849	1.607	1.234	2.040			
i	M2b	M2s	Mu	Pu			
1	.202	.000	.202	3.070	-.150	.010	.003
2	.189	.000	.189	2.884	-.155	.009	.002
3	.216	.000	.216	3.085	-.171	.010	.003
4	.142	2.157	2.318	5.008	1.622	.016	.029

5	.133	2.157	2.308	4.875	1.619	.015	.029
6	.152	2.157	2.328	5.018	1.608	.016	.030
7	.142	2.157	2.298	-.704	-1.833	-.002	.029
8	.133	2.157	2.289	-.837	-1.836	-.003	.029
9	.152	2.157	2.308	-.694	-1.848	-.002	.029
10	.105	2.203	2.326	4.639	1.684	.015	.030
11	.105	2.203	2.308	-1.195	-1.845	-.004	.029

Calculo de las envolventes para el pórtico a analizar

El calculo de las envolventes para el diseño que efectúa el mencionado programa se efectúan mediante las siguientes combinaciones* calculándose el máximo tanto positivo como negativo para cada sección, más adelante se mostrarán las envolventes para varios elementos y en el anexo se incluyen las salidas para los demás, se presenta a continuación todos los estados de carga considerados.

Combinaciones Básicas

Factores de Carga				
combinación	D	S	L1	L2
1	1.50	0.00	1.80	0.00
2	1.50	0.00	0.00	1.80
3	1.50	0.00	1.80	1.80
4	1.25	1.25	1.25	0.00
5	1.25	1.25	0.00	1.25
6	1.25	1.25	1.25	1.25
7	1.25	-1.25	1.25	0.00
8	1.25	-1.25	0.00	1.25
9	1.25	-1.25	1.25	1.25
10	0.90	1.43	0.00	0.00
11	0.90	-1.43	0.00	0.00

*El programa usa las combinaciones con los factores del ACI.

Donde D representa la carga muerta, L1 la carga viva en el damero derecho, L2 la carga viva en el damero izquierdo y S la fuerza de sismo. Para el diseño debemos combinar todos estos estados con el fin de representar en lo posible las condiciones más desfavorables de cargas que pudieran presentarse durante la vida útil de la edificación.

CAPITULO 5

DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

FUNDAMENTO TEORICO

El diseño de losas aligeradas se efectúa con las mismas hipótesis de diseño de elementos a flexión, sin embargo existe una variación ya que la sección transversal no es rectangular, se presenta un método alternativo de diseño muy usado que es el Método de los Coeficientes del ACI el cual de una manera sencilla determina los valores de los momentos y cortantes en puntos singulares, la explicación de este método la hacemos en líneas sucesivas.

Método de los Coeficientes del ACI

Es un método útil para vigas continuas, losas y aligerados en un sentido siempre y cuando estas cumplan con las siguientes condiciones.

- Existan dos o mas Tramos
- Los tramos sean aproximadamente iguales (las luces adyacentes no podrán diferir en mas del 20%).
- Las cargas estén uniformemente distribuidas.
- La carga viva no exceda en tres veces la carga muerta (la alternancia de carga viva no es importante).
- Los elementos sean prismáticos.

Momentos

Momentos Positivos

Tramos extremos:

El extremo discontinuo no esta empotrado

$$\frac{w_u * l_n^2}{11}$$

El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo

$$\frac{w_u * l_n^2}{12}$$

Tramos interiores

$$\frac{w_u * l_n^2}{16}$$

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior:

Dos tramos

$$\frac{w_u * l_n^2}{9}$$

Más de dos tramos

$$\frac{w_u * l_n^2}{10}$$

Momento negativo en las demás caras de los apoyos interiores:

Apoyos interiores

$$\frac{w_u * l_n^2}{11}$$

Momentos negativos en la cara interior de los apoyos exteriores para elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos:

Cuando el apoyo es una viga

$$\frac{w_u * l_n^2}{24}$$

Cuando el apoyo es una columna

$$\frac{w_u * l_n^2}{16}$$

Fuerza cortante:

En la cara exterior del primer apoyo interior:

$$1.15 \left(\frac{w_u * l_n^2}{2} \right)$$

En la cara de todos los demás apoyos:

$$\frac{w_u * l_n^2}{2}$$

El valor de l_n será igual a la luz libre para el calculo de los momentos positivos y fuerzas cortantes, y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para el calculo de los momentos negativos.

Para aligerados donde no sea aplicable el método de los coeficientes será necesario efectuar su análisis e incluir la alternancia de la carga viva.

Metrado de cargas

El calculo de las cargas para los diversos tipos de aligerados se efectuara de la manera indicada a continuación, finalmente se presenta un cuadro de resumen de cargas para los aligerados. Las cargas que se encuentran involucradas son:

Cargas Muertas

Peso propio

Acabados

Tabiqueria

Cobertura

Cargas Vivas

Sobrecarga

Condiciones de Apoyo

Es necesario cuantificar la restricción al giro que brindan los diferentes tipos de apoyo, esto a fin de entender y distribuir mejor el refuerzo.

Apoyo simple, este tipo de apoyo se presenta cuando se encuentra apoyada sobre un muro de albañilería, es de uso común en estructuras de albañilería, si en apoyo es una viga se considerara como una condición intermedia, para tal caso se tomara como mínimo $1/24(W_u \cdot l_n^2)$

Empotramiento, este tipo de apoyo se genera si el aligerado descansa sobre una placa

Diseño por corte

Las losas aligeradas deben estar diseñadas para soportar las fuerzas cortantes, su diseño se basa en:

$$V_u = \phi V_n \quad \text{donde: } V_u = \text{resistencia requerida por cortante en la sección}$$

V_n = resistencia nominal al corte en la sección.

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0.85

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = resistencia nominal al corte del concreto

V_s = resistencia nominal al corte del acero

Para el caso de aligerados no se toma en cuenta la contribución al corte del acero, por lo que se tendrá:

$$V_n = V_c \quad \text{donde: } V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

b_w = ancho del alma

d = peralte efectivo

Según reglamento NTE E60 artículo 9.9.8 se permite incrementar en 10% la resistencia a la fuerza cortante del concreto, por lo que se tendrá:

$$V_c = 1.1(0.53 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

En caso que la resistencia a fuerza cortante del concreto sea insuficiente para soportar las fuerzas cortantes se hará necesario efectuar un ensanche de viguetas.

Refuerzo por contracción y temperatura

En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, debemos proporcionar refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión, para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura, el reglamento NTE E060 establece una cuantía por temperatura igual a 0.0018 dando lugar a un refuerzo de:

$$A_{s_t} = 0.0018bt$$

donde b = ancho de la losa, generalmente 1 metro.

t = espesor de la losa

Calculo de los Momentos y Cortantes Ultimos Metodo de los Coeficientes del ACI

Aligerado tipo 1 (Nivel tipico)

Cargas Muertas

Peso propio	300 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Tabiqueria	180 kg/m ²
wd =	600 kg/m ²
wd por vig =	240 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200 kg/m ²
wl =	200 kg/m ²
wl por vig =	80 kg/ml
Cargas Ultimas wu = 1.5 wd + 1.8 wl	
wu =	504 kg/ml

Momento = Coeficiente x Carga Ultima x Luz²
 Cortante = Coeficiente x Carga Ultima x Luz

	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲		
Coeficiente para momentos	1/24	1/14	1/10	1/11	1/16	1/11	1/10	1/14	1/24
Momentos en kg-m	379.3	650.3	910.4	827.6	569.0	827.6	910.4	650.3	379.3
Area de acero *	0.58	0.94	1.48	1.33	0.86	1.33	1.48	0.94	0.58
Refuerzo	1Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	1Ø3/8
Coeficientes de Cortantes	1/2		1.15*(1/2)	1/2		1/2	1.15*(1/2)		1/2
Cortantes en kg	1,071.0		1,231.7	1,071.0		1,071.0	1,231.7		1,071.0
Cortantes resistente en kg	1,292.6		1,292.6	1,292.6		1,292.6	1,292.6		1,292.6
Ensanche	no		no	no		no	no		no
Longitud de tramos	4.25				4.25				4.25

Calculo de los Momentos y Cortantes Ultimos Metodo de los Coeficientes del ACI

Aligerado tipo 2 (Nivel tipico)

Cargas Muertas

Peso propio	300 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Tabiqueria	180 kg/m ²
wd =	600 kg/m ²
wd por vig =	240 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	200 kg/m ²
wl =	200 kg/m ²
wl por vig =	80 kg/ml
Cargas Ultimas wu = 1.5 wd + 1.8 wl	
wu =	504 kg/ml

Momento = Coeficiente x Carga Ultima x Luz²
 Cortante = Coeficiente x Carga Ultima x Luz

	▲	▲	▲	▲	▲	
Coeficiente para momentos	1/8	1/14	1/9	1/9	1/14	1/24
Momentos en kg-m	1,137.9	650.3	1,011.5	1,011.5	650.3	379.3
Area de acero	1.91	0.94	1.67	1.67	0.94	0.58
Refuerzo	1Ø3/8+1Ø1/2	2Ø3/8	1Ø3/8+1Ø1/2	1Ø3/8+1Ø1/2	2Ø3/8	1Ø3/8
Coeficientes de Cortantes	1/2		1.15*(1/2)	1.15*(1/2)		1/2
Cortantes en kg	1071.0		1231.7	1231.7		1071.0
Cortantes resistente en kg	1292.6		1292.6	1292.6		1292.6
Ensanche	no		no	no		no
Longitud de tramos	4.25				4.25	

Calculo de los Momentos y Cortantes Ultimos Metodo de los Coeficientes del ACI

Aligerado tipo 3 (5to Nivel)

Cargas Muertas

Peso propio	300 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Tabiqueria	0 kg/m ²
wd =	420 kg/m ²
wd por vig =	168 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100 kg/m ²
wl =	100 kg/m ²
wl por vig =	40 kg/ml
Cargas Ultimas wu = 1.5 wd + 1.8 wl	
wu =	324 kg/ml

Momento = Coeficiente x Carga Ultima x Luz²
 Cortante = Coeficiente x Carga Ultima x Luz

Coefficiente para momentos	1/24	1/14	1/10	1/11	1/16	1/11	1/10	1/14	1/24	
Momentos en kg-m	243.8	418.0	585.2	532.0	365.8	532.0	585.2	418.0	243.8	
Area de acero *	0.36	0.65	0.92	0.83	0.58	0.83	0.92	0.65	0.36	
Refuerzo	1Ø3/8	1Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	1Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	1Ø3/8	1Ø3/8	
Coefficientes de Cortantes	1/2		1.15*(1/2)	1/2		1/2	1.15*(1/2)		1/2	
Cortantes en kg	688.5		791.8	688.5		688.5	791.8		688.5	
Cortantes resistente en kg	1292.6		1292.6	1292.6		1292.6	1292.6		1292.6	
Ensanche	no		no	no		no	no		no	
Longitud de tramos	4.25						4.25		4.25	

Calculo de los Momentos y Cortantes Ultimos Metodo de los Coeficientes del ACI

Aligerado tipo 4 (5to Nivel)

Cargas Muertas

Peso propio	300 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Tabiqueria	0 kg/m ²
wd =	420 kg/m ²
wd por vig =	168 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100 kg/m ²
wl =	100 kg/m ²
wl por vig =	40 kg/ml
Cargas Ultimas wu = 1.5 wd + 1.8 wl	
wu =	324 kg/ml

Momento = Coeficiente x Carga Ultima x Luz²
 Cortante = Coeficiente x Carga Ultima x Luz

Coefficiente para momentos	1/24	1/8	1/24
Momentos en kg-m	243.8	731.5	243.8
Area de acero	0.36	1.08	0.36
Refuerzo	1Ø3/8	2Ø3/8	1Ø3/8
Coefficientes de Cortantes	1/2		1/2
Cortantes en kg	688.5		688.5
Cortantes resistente en kg	1292.6		1292.6
Ensanche	no		no
Longitud de tramos	4.25		

Calculo de los Momentos y Cortantes Ultimos Metodo de los Coeficientes del ACI

Aligerado tipo 5 (5to Nivel)

Cargas Muertas

Peso propio	300 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Tabiqueria	0 kg/m ²
wd =	420 kg/m ²
wd por vig =	168 kg/ml

Cargas Vivas

Sobrecarga	100 kg/m ²
wl =	100 kg/m ²
wl por vig =	40 kg/ml
Cargas Ultimas wu = 1.5 wd + 1.8 wl	
wu =	324 kg/ml

Momento = Coeficiente x Carga Ultima x Luz²
 Cortante = Coeficiente x Carga Ultima x Luz

Coefficiente para momentos	1/8	1/14	1/10	1/11	1/16	1/11	1/10	1/14	1/8	
Momentos en kg-m	731.5	418.0	585.2	532.0	365.8	532.0	585.2	418.0	731.5	
Area de acero	1.17	0.65	0.92	0.83	0.58	0.83	0.92	0.65	1.17	
Refuerzo	1Ø1/2	1Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	1Ø3/8	2Ø3/8	2Ø3/8	1Ø3/8	1Ø1/2	
Coefficientes de Cortantes	1/2		1.15*(1/2)	1/2		1/2	1.15*(1/2)		1/2	
Cortantes en kg	688.5		791.8	688.5		688.5	791.8		688.5	
Cortantes resistente en kg	1,292.6		1,292.6	1,292.6		1,292.6	1,292.6		1,292.6	
Ensanche	no		no	no		no	no		no	
Longitud de tramos	4.25						4.25		4.25	

Diseño por flexion de Aligerados

Características de la sección

Características de los Materiales

b =	40 cm	f _c =	210 kg/cm ²
b _w =	10 cm	F _y =	4,200 kg/cm ²
h =	20 cm	B1 =	0.85
r =	2 cm	Ø (flexion)	0.9
hf =	5 cm	Ø (corte)	0.85
d =	18 cm	p min (NTE)	0.0024
		p temp =	0.0018

p bal = 0.0213

p max = 0.0159

= 0.75 de la cuantia balanceada

Cargas Actuantes

M ultimo (+)	0.6503 t-m	M ultimo (-)	1.1379 t-m
M ultimo	65.030.00 kg-cm	M ultimo	113.790.00 kg-cm

Resolviendo se tendra :

p = 0.0013 X p < p min
OK p < p max

p = 0.0106 OK p > p min
OK p < p max

Area de acero

As (+) =	0.94 cm ²	As (-) =	1.91 cm ²
As min =	0.43 cm ²	As min =	0.43 cm ²
As max =	2.86 cm ²	As max =	2.86 cm ²

Acero por temperatura

As temperatura = 0.90 cm² en un acho de 1.0 m

Espaciamiento a tomar sera: NTE-E060 7.6.6

s = 34 cm espaciamiento del acero requerido

s = 25 cm espaciamiento minimo 5 veces el espesor de losa

s = 45 cm espaciamiento maximo de 45 cm

Se tomará s = 25 cm ==> 1Ø1/4@ 25 cm

Chequeo del Bloque Comprimido

a = 0.55 cm Viga rectangular

Diseño por corte de Aligerados

Cargas Actuantes

wd (kg/ml) =	240	wl (kg/ml) =	80	wu (kg/ml) =	504
V ultimo =	1,231.70	kg			

Calculo de la Contribución del Concreto

V_c = 0.53 (f_c)^{1/4} b_w d 1,382.48 kg

1.1 x V_c 1,520.73 kg

Ø V_c = 1,292.62 kg

Finalmente se tiene que Ø V_c > V_u no requiere ensanche de vigueta

Ensanche de vigueta

Longitud de ensanche cm

Nuevo ancho b' w cm

Diseño de Vigas

FUNDAMENTO TEORICO

HIPOTESIS DE DISEÑO

El diseño de elementos a flexión deben satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, esto se sustenta bajo las siguientes hipótesis:

1. Se supone una distribución lineal de la deformación, esto es que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión (hipótesis de Bernoulli).
2. Se puede despreciar la resistencia a tensión del concreto ya que ésta se agrieta a una etapa temprana de carga alrededor de 10% de la resistencia máxima de compresión.
3. Se conocen las curvas esfuerzo deformación para el acero y el concreto.
4. La máxima deformación unitaria permisible a compresión para el concreto se tomará como 0.003 en la fibra extrema.
5. La deformación el acero y en el concreto que lo rodea es la misma antes del agrietamiento del concreto o de la fluencia del acero, asumiendo así que no existe pérdida de adherencia.
6. Se puede considerar que la distribución del esfuerzo en el concreto es un rectángulo¹ con un esfuerzo medio de $0.85 \cdot f_c$ y un peralte de $a = \beta_1 \cdot c$, en la que c es la profundidad del eje neutro.
7. El esfuerzo en el acero f_s deberá tomarse igual a la deformación multiplicada por E_s , para deformaciones mayores a las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerara igual a f_y independientemente de la deformación.

¹ La distribución real del esfuerzo de compresión tiene la forma de una parábola creciente. Diversos investigadores han propuesto geometrías para la distribución de esfuerzos, en nuestro medio hemos adoptado el bloque rectangular equivalente ya que nuestra norma se basa en la norma americana del ACI.

ANÁLISIS DE SECCIONES REFORZADAS

Definiciones.

A continuación definiremos la terminología empleada en el análisis por flexión de secciones concreto reforzado

- b : ancho de la viga en la cara de compresión.
- d : peralte de la viga medida a partir de la fibra extrema de compresión al centroide del área de acero en tensión.
- d' : distancia a partir de la fibra extrema de compresión al centroide del área de acero en compresión.
- h : peralte total de la viga.
- A_s : área de acero en tensión.
- A'_s : área de acero en compresión.
- f'_c : resistencia a la compresión del concreto.
- f_s : esfuerzo en el acero en tensión.
- F_y : esfuerzo de fluencia del acero.
- e_c : deformación en la fibra extrema de compresión.
- e_s : deformación en el nivel de acero en tensión.
- c : profundidad del eje neutro medido a partir de la fibra extrema en compresión
- a : peralte del bloque rectangular equivalente.

Adicionalmente es necesario definir una serie de términos que emplearemos en lo sucesivo, tales como:

Factor de resistencia β_1

Este factor se deberá tomar igual a 0.85 para resistencias del concreto f'_c hasta 280 kg/cm^2 , y para resistencias superiores a 280 kg/cm^2 , β_1 se disminuirá 0.05 en forma uniforme, por cada 70 kg/cm^2 de aumento sobre 280 kg/cm^2 ; sin embargo β_1 no debe ser menor que 0.65.

Esfuerzo de agrietamiento

Se define como esfuerzo de agrietamiento al valor del esfuerzo en tracción del concreto igual a:

$$\sigma_{cr} = 2\sqrt{f'_c}$$

Cuantía

Se define la cuantía como la cantidad de acero dividida entre la sección transversal efectiva.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

Comportamiento de los elementos sometidos a flexión

Los elementos sometidos a flexión pasan por diversos estados de esfuerzos dependiendo de la magnitud de fuerzas que sobre este actúan, así tendremos que en una etapa inicial la magnitud de los esfuerzos es muy pequeña conociéndose este estado como no agrietado, teniendo un límite de esfuerzos por tracción en el concreto igual al esfuerzo de agrietamiento del concreto, para esfuerzos mayores nos encontraremos en un estado denominado fisurado en el que pueden ocurrir tres casos.

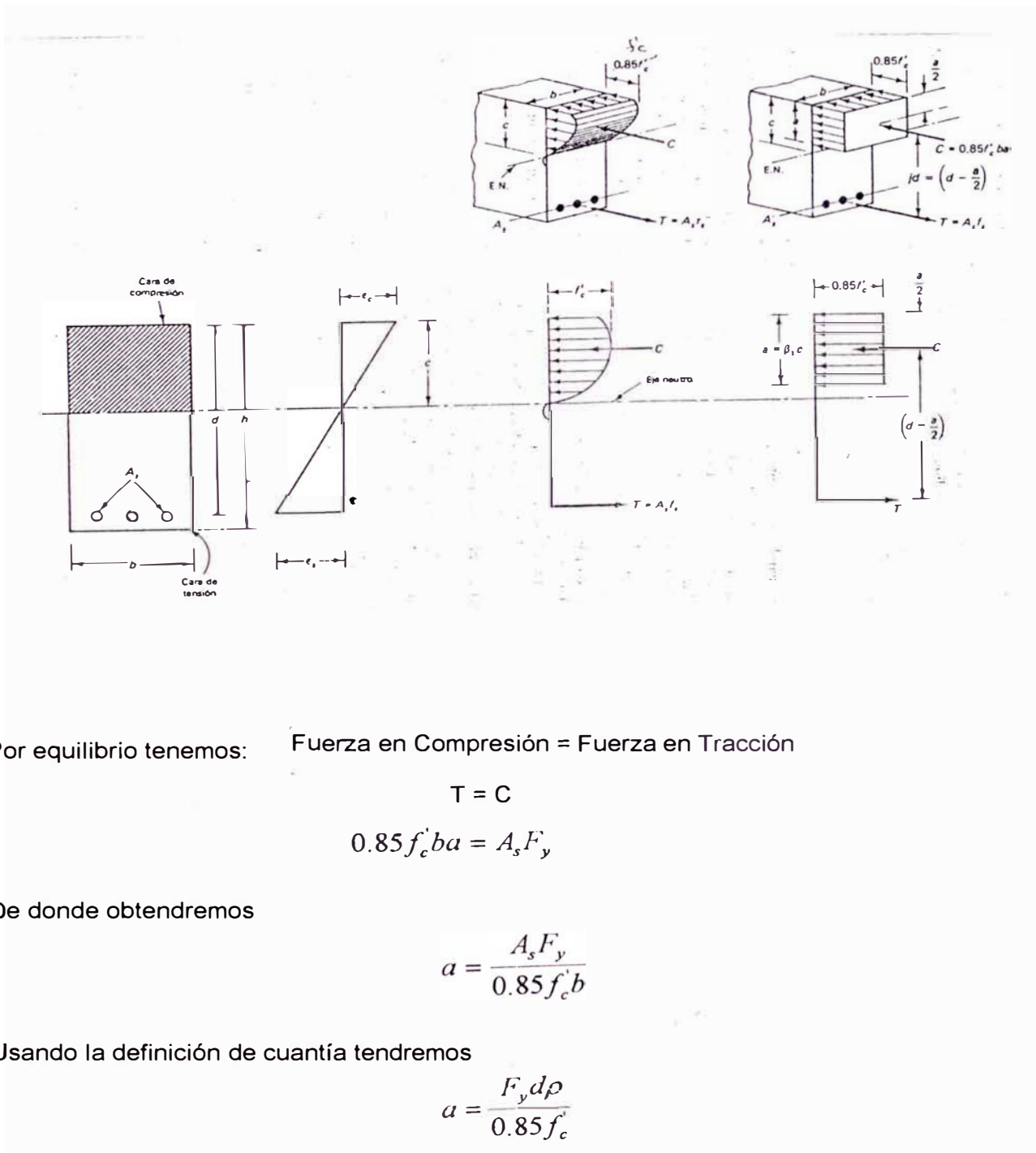
Falla sub reforzada.- el esfuerzo en refuerzo de acero alcanza el esfuerzo de fluencia F_y mientras que en el bloque comprimido todavía no se ha alcanzado la máxima capacidad, ocurriendo una falla del tipo dúctil.

Falla sob reforzada.- el bloque comprimido del concreto llega a su máxima capacidad mientras el refuerzo de acero en tracción no llega a su fluencia, este tipo de falla es frágil por lo que constituye un tipo de falla indeseable.

Falla balanceada.- esta ocurre cuando el concreto alcanza su máxima deformación unitaria por compresión igual a 0.003, simultáneamente cuando el acero en tracción llega a la fluencia.

Análisis de elementos a flexión con armadura a tracción

Haciendo uso de las hipótesis, nomenclatura típica se puede deducir:



Tomando momentos tendremos

$$M = (0.85 f'_c b a) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

ó también

$$M = (A_s F_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

definiendo

$$\omega = \rho \frac{F_y}{f'_c} \quad \rightarrow \quad a = \frac{\omega * d}{0.85}$$

reemplazando en una de las ecuaciones de equilibrio tendremos

$$M = 0.85 f'_c \frac{b d \omega}{0.85} \left[d - \frac{d \omega}{1.7} \right]$$

Momento resistente nominal de la sección que representa el máximo momento que la sección puede soportar.

$$M = f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Para efectuar el diseño de la sección debemos igualar el momento ultimo, obtenido de la envolvente, con el momento resistente nominal reducido por el factor de reducción de resistencia para elementos en flexión.

$$\phi = 0.9$$

Así, finalmente tendremos:

$$\omega^2 - 1.7 \omega + \frac{1.7 M u}{\phi * b d^2 f'_c} = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática en ω se podrá hallar ρ con esto determinaremos el área de acero A_s y finalmente podremos hallar la profundidad del bloque comprimido a .

Falla Balanceada

Esta ocurre cuando simultáneamente se alcanza la fluencia del acero de refuerzo y la máxima deformación del concreto en la fibra extrema a compresión, así tendremos del gráfico.

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \quad \rightarrow \quad \frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + F_y / 2000000} = \frac{6000}{6000 + F_y}$$

Por equilibrio de fuerzas tendremos:

$$0.85 f'_c b a_b = A_{sb} F_y$$

$$0.85 f'_c b (\beta_1 c_b) = \rho_b b d F_y$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c * c_b}{F_y d} \rightarrow \rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)}{F_y}$$

El valor de ρ_b representa la cuantía balanceada que viene a ser el porcentaje requerido de refuerzo para que se produzca la falla balanceada.

Cuantías Balanceadas para Secciones Rectangulares con Refuerzo en Tensión

	f_c(Kg/cm²)	175	210	280	350	420
	β₁	0.85	0.85	0.85	0.8	0.75
F_y(Kg/cm²)	2800	0.0308	0.0369	0.0493	0.0580	0.0652
	4200	0.0177	0.0213	0.0283	0.0333	0.0375

Valores de cuantía mayores que la cuantía balanceada producirán una falla frágil y valores por debajo ocasionaran una falla dúctil, es por esto que las normas de diseño recomiendan diseñar la vigas sub reforzadas a fin de proporcionar advertencia suficiente, como son las deformaciones excesiva antes de la falla, así también es recomendable una falla dúctil en estructuras indeterminadas para una apropiada redistribución de momentos, para asegurar la falla dúctil la Norma NTE E060-89 limita la cuantía a $0.75\rho_b$, mientras que el ACI limita en zonas sísmicas al $0.50\rho_b$, nosotros tomaremos esta ultima recomendación por lo que la cuantía máxima será:

$$\rho_{max} = 0.50\rho_b$$

Especificaciones para el diseño

En esta sección haremos mención a ciertas especificaciones de la Norma NTE E060-89 la que parametrizara el diseño.

Refuerzo Mínimo de elementos a Flexión

Se establece una cuantía mínima para asegurar que el acero colocado provea un momento resistente mayor al momento de agrietamiento, por lo que se estipula que la cuantía mínima debe ser tal que el momento resistente sea 50% mayor que el momento de agrietamiento.

Asimismo se indica que el refuerzo mínimo por flexión será calculada por:

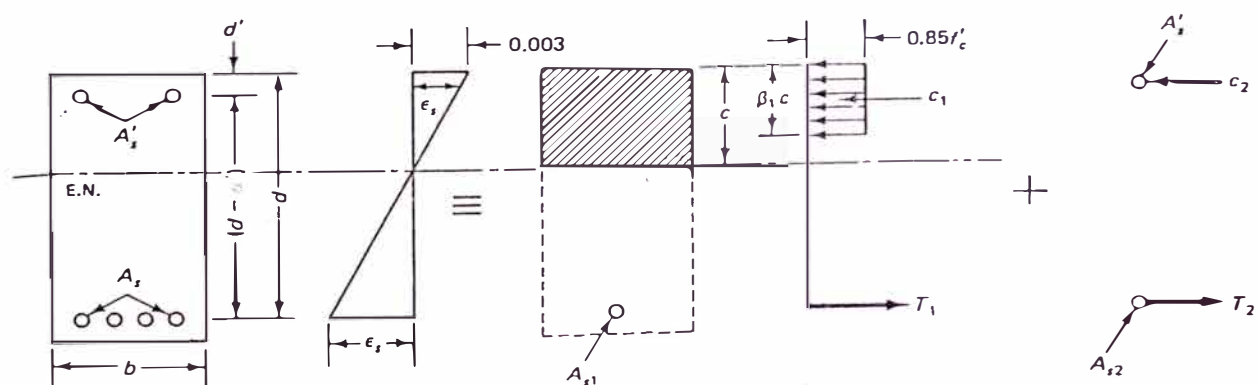
$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{F_y}$$

Además se indica que alternativamente el refuerzo positivo o negativo en cada sección del elemento deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

Análisis de elementos a Flexión con Armadura a Compresión

Se recurre a la armadura en compresión cuando el momento máximo resistente (ρ_{max}) resulta insuficiente para resistir el momento actuante, sin embargo también se puede recurrir al refuerzo en compresión para disminuir las deflexiones diferidas, así también en zonas sísmicas donde los códigos especifican disponer refuerzo corrido superior e inferior.

A continuación pasamos a describir brevemente las ecuaciones de diseño de elementos doblemente reforzados para lo cual haremos uso del gráfico siguiente.



El análisis se divide de tal manera que la sección esta en teoría compuesta por dos partes, la primera comprende la solución del refuerzo simple incluyendo el bloque rectangular equivalente, con un área de refuerzo en tensión de $(A_s - A'_s)$ como se analizó anteriormente, y la segunda por dos áreas de acero equivalentes A'_s tanto en la cara de tensión como en la de compresión, para formar la segunda parte de la solución, por lo tanto en momento resistente nominal será $M_n = M_{n1} + M_{n2}$ (suma de los momentos resistentes nominales para las dos partes de la solución).

Primera parte de la Solución

Por equilibrio tendremos:

$$T_1 = A_{s1}f_y = C_1$$

donde

$$A_{s1} = A_s - A'_s \quad M_{n1} = A_{s1}f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{n1} = (A_s - A'_s)f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_{s1}f_y}{0.85f'_c b} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b}$$

Segunda parte de la Solución

$$A'_s = A_{s2} = (A_s - A_{s1})$$

$$T_2 = C_2 = A_{s2}f_y$$

tomando momentos, tendremos:

$$M_{n2} = A_{s2}f_y(d - d')$$

Superponiendo ambas se tendrá:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = (A_s - A'_s)f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d')$$

Finalmente el momento resistente debe ser mayor o igual al momento externo factorizado M_u

tal que:

$$M_u = \phi \left[(A_s - A'_s)f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

ésta última ecuación resulta válida únicamente si A'_s fluye, esta suposición debe ser comprobada para lo cual haremos uso de la siguiente ecuación:

$$\rho - \rho' \geq \frac{0.85 f'_c \beta_1 d'}{d f_y} \frac{6000}{6000 - f_y}$$

Procedimiento de diseño de elementos con acero en compresión

Primero determinaremos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente reforzada, esto es:

$$\rho = 0.75 \rho_b$$

$$M_{u(\text{resistente})} = \phi b d f_y \rho \left(d - \frac{f_y d \rho}{1.7 f'_c} \right)$$

$$A_{s1} = \rho b d$$

Luego se procederá a calcular el momento remanente que se obtiene restando el momento máximo resistente obtenido en el paso anterior del momento ultimo actuante.

$$M_{u(\text{remanente})} = M_{u(\text{actuante})} - M_{u(\text{resistente})}$$

Con lo que se tendrá:

$$A'_s = \frac{M_{u(\text{remanente})}}{f_y (d - d') \phi}$$

$$A_s = A_{s1} + A'_s$$

Podemos verificar si A'_s fluye con la expresión:

$$\frac{A_s - A'_s}{b d} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c d'}{f_y d} \frac{6000}{6000 - f_y}$$

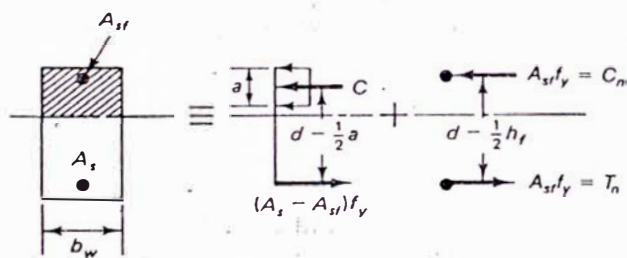
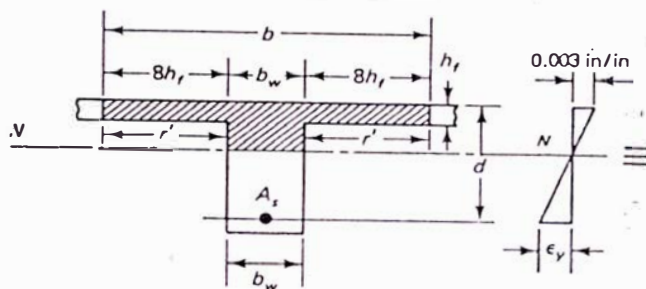
Finalmente podemos comprobar los cálculos con:

$$M_u = \phi \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

Análisis de elementos a flexión no rectangulares (Secciones T ó L)

Estas secciones no rectangulares están constituidas principalmente por elementos de sección transversal tipo T ó L, estas se pueden presentar en el diseño de losas aligeradas, así como

también en la mayoría de vigas que son coladas monolíticamente con las losas de piso, procedimiento muy empleado en nuestro medio, sin embargo su diseño depende de la ubicación del eje neutro y el peralte del bloque comprimido, presentándose cuatro casos típicos, como se indican en el siguiente gráfico.



1. El eje neutro, así como el bloque comprimido se encuentran dentro del espesor de la losa h_f , la viga se diseñara considerándola como una viga rectangular de ancho b . No interesa el ancho de la zona traccionada sino el ancho del bloque comprimido.
2. El eje neutro resulta mayor que el espesor de la losa h_f , sin embargo el peralte del bloque comprimido resulta menor que el espesor de la losa h_f por lo que su diseño continuara siendo el de una viga rectangular.
3. El eje neutro y el peralte del bloque comprimido resultan ambos mayores que el espesor de la losa, este caso representa efectivamente una viga T por lo que su análisis se efectuara descomponiendo esta en dos vigas rectangulares. La primera con las alas totalmente comprimidas, que forma una viga rectangular con un ancho igual a $(b-b_w)$, y la segunda es otra viga rectangular de ancho b_w .

4. La sección comprimida se encuentra en la parte inferior de la viga por lo que su diseño resulta ser el de una sección rectangular de ancho b_w .

Procedimiento de diseño de elementos de sección no rectangular (T ó L)

Primero se debe efectuar el diseño considerando una sección rectangular de ancho b , asumiendo que el bloque comprimido no excede el espesor de la losa.

$$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi b d^2 0.85 f_c}} \right) \quad A_s = \rho b d$$

Luego procedemos a verificar el bloque comprimido pudiendo obtener $a < h_f$ en cuyo caso el diseño debe ser efectuado tal como se explico para secciones rectangulares, caso contrario $a > h_f$ se diseñara considerando dos vigas rectangulares.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} \quad \begin{cases} a \leq h_f \rightarrow \text{Seccion (Rectangular)} \\ a > h_f \rightarrow \text{Seccion (T)} \end{cases}$$

Caso (a > h_f)

Primera Viga, esta viga tendrá un ancho $b = b - b_w$ y un peralte de bloque comprimido $a = h_f$, calculándose el acero necesario mediante:

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_c (b - b_w) h_f}{f_y}$$

Con un momento resistente de:

$$M_{u(\text{resistente})} = \phi A_{sf} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Segunda Viga, esta tendrá un ancho $b = b_w$ y su diseño debe efectuarse como el de una viga rectangular.

$$M_{u(\text{remanente})} = M_{u(\text{actuante})} - M_{u(\text{resistente})}$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u(\text{remanente})}}{\phi b d^2}} \right)$$

$$A_{s2} = \rho b d$$

Finalmente el acero total requerido para la viga será la suma de los aceros de las vigas individuales.

$$A_s = A_{sf} + A_{s2}$$

$$M_u = \phi \left[(A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

Diseño por Cortante de elementos en flexión

El diseño por cortante se debe efectuar de tal modo de proporcionar al elemento una resistencia tal que asegure que no ocurra una falla por cortante, sino buscar la falla por flexión ya que las fallas por cortante son de naturaleza frágil. La Norma Peruana NTE E060-89 establece:

$$V_u \leq \phi V_n \qquad V_n = V_c + V_s$$

donde: V_u = resistencia requerida

V_n = resistencia nominal

V_c = contribución del concreto a la resistencia al corte

V_s = contribución del acero a la resistencia al corte

ϕ = factor de reducción de resistencia para cortante sin o con torsión 0.85.

Procedimiento de diseño por corte

Primero calcularemos la contribución del concreto a la resistencia al corte.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d$$

Luego tendremos, si:

$$V_u \geq \phi \frac{V_c}{2} \Rightarrow A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (\text{área mínima de refuerzo por corte})$$

$$V_u > \phi V_c \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

siendo,

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{con la limitante } V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

donde: A_v = área del refuerzo por cortante

s = distancia donde se proporciona dicho refuerzo

Finalmente debemos verificar los espaciamientos máximos dentro y fuera de las zonas de confinamiento, así tendremos.

Si:

$$V_s < 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \Rightarrow \quad s_{max} \leq \begin{cases} 0.5d \\ 60cm \end{cases}$$

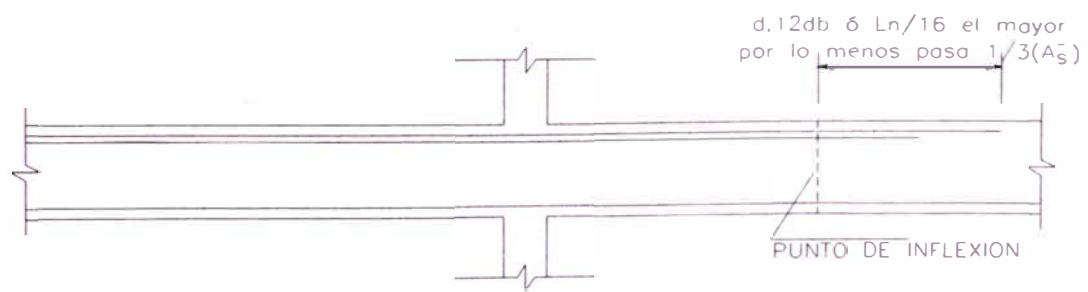
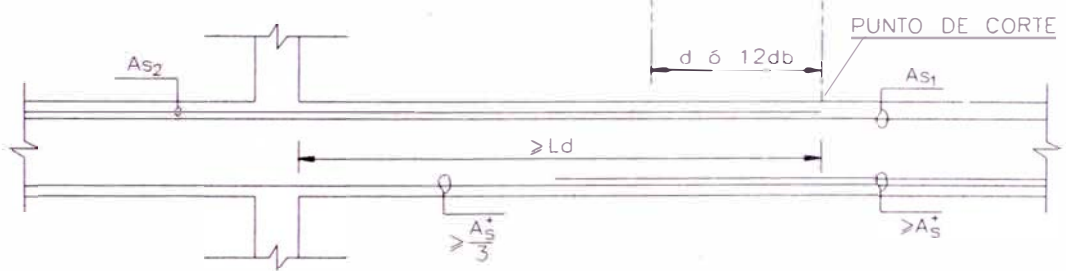
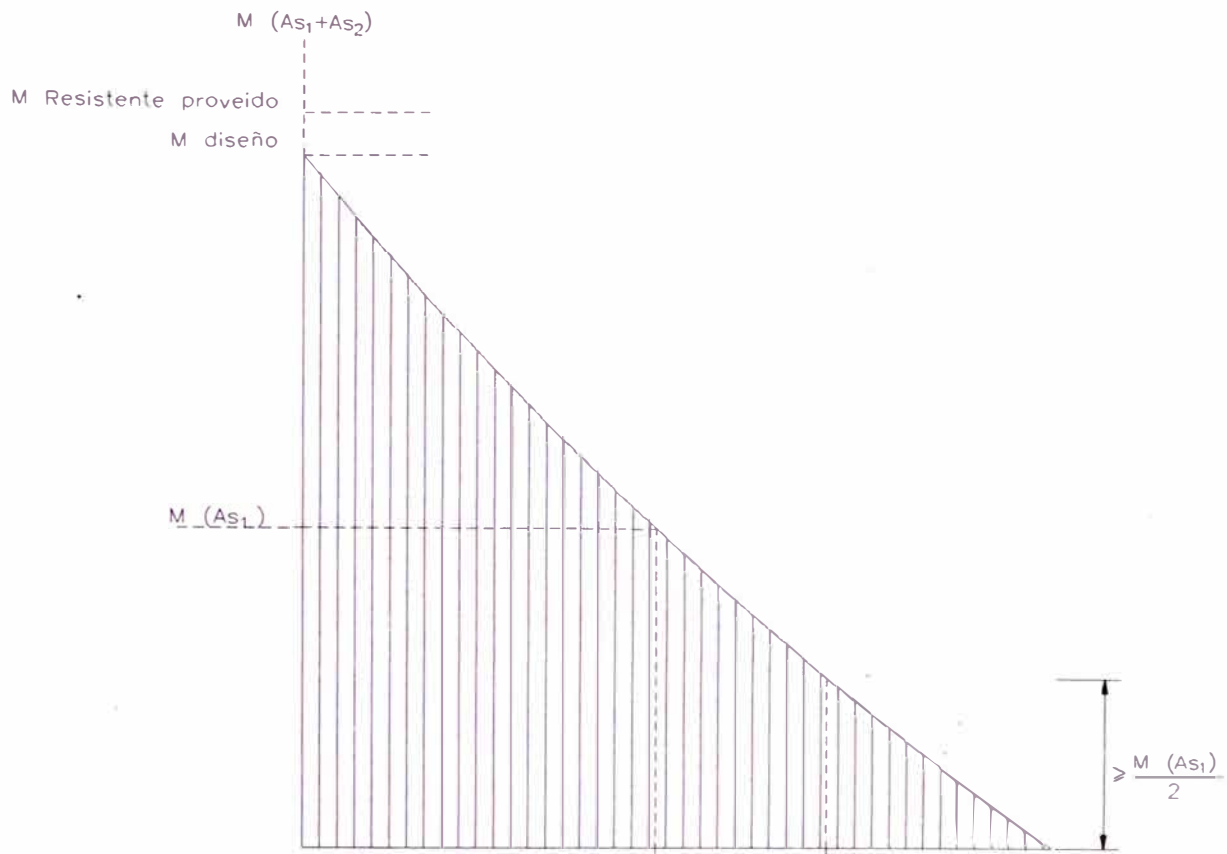
$$V_s \geq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \Rightarrow \quad s_{max} \leq \begin{cases} 0.25d \\ 30cm \end{cases}$$

La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de luz, el espaciamiento máximo s_0 de los estribos será el menor de los siguientes valores:

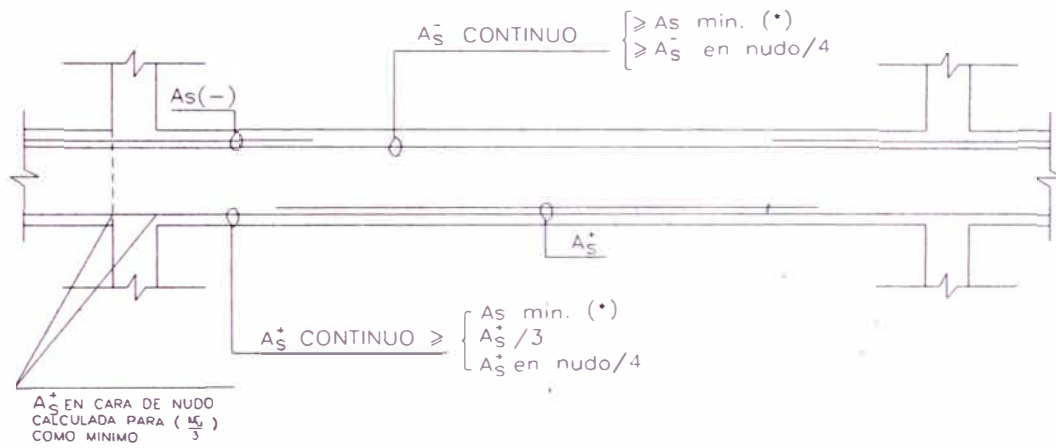
$$s_0 \leq \begin{cases} - d/4 \\ - 8 \text{ db de menor diámetro.} \\ - 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

El primer estribo se debe colocar a una distancia de la cara del nudo igual a $s_0/2$ ó 5 cm.

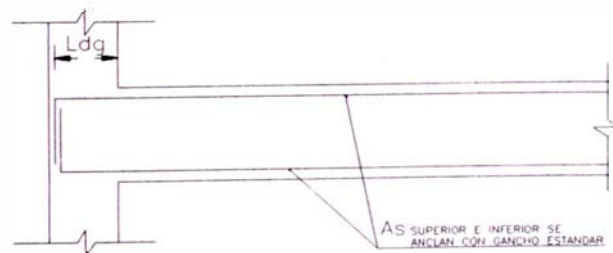
Asimismo fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no excederá de $d/2$.



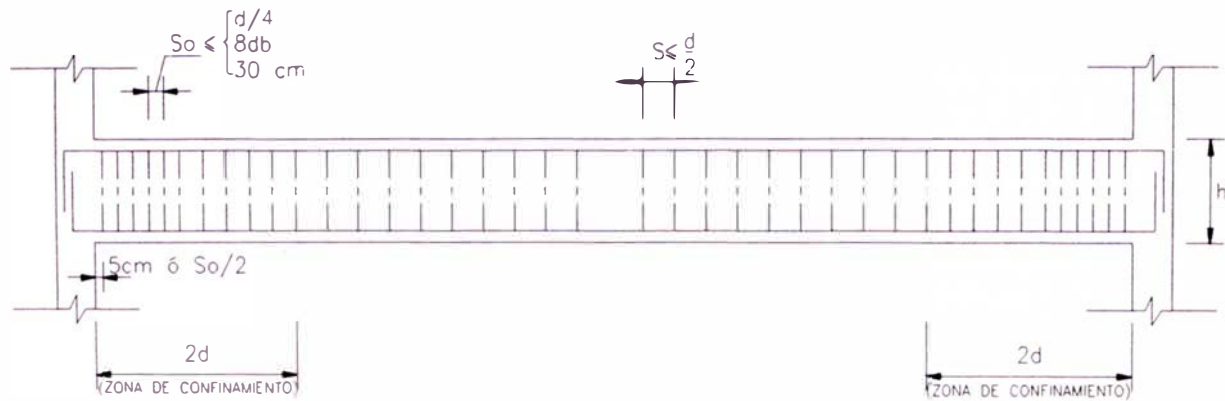
DETALLE DE CORTE
 DE REFUERZO
 ESCALA 1/50



$$(*) A_s \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot d$$



DETALLE DE EMPALME
 ESCALA 1/50



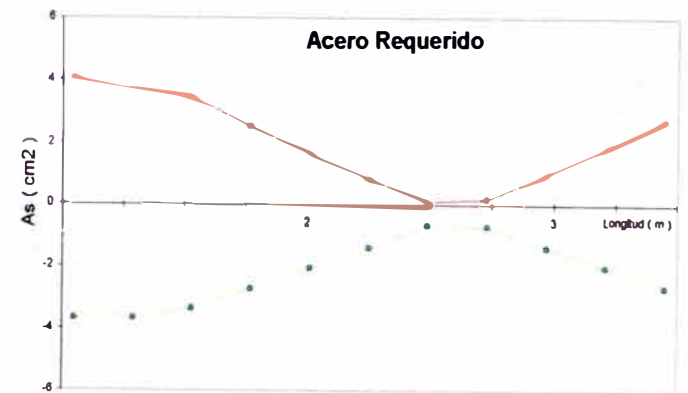
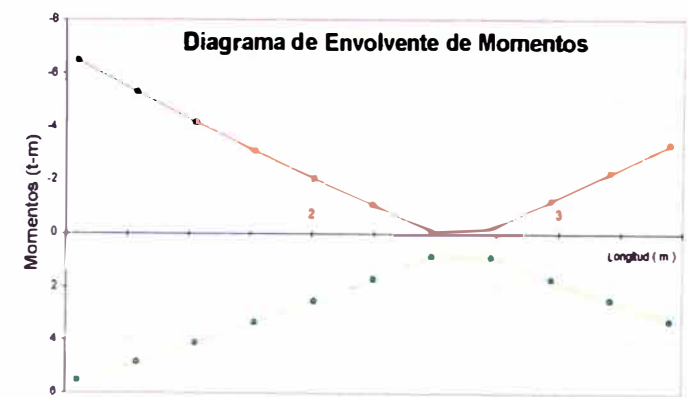
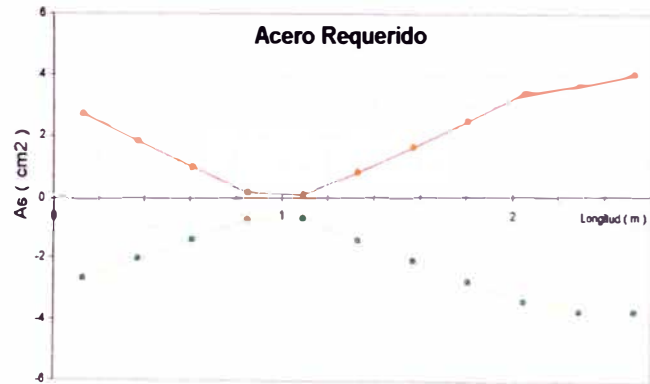
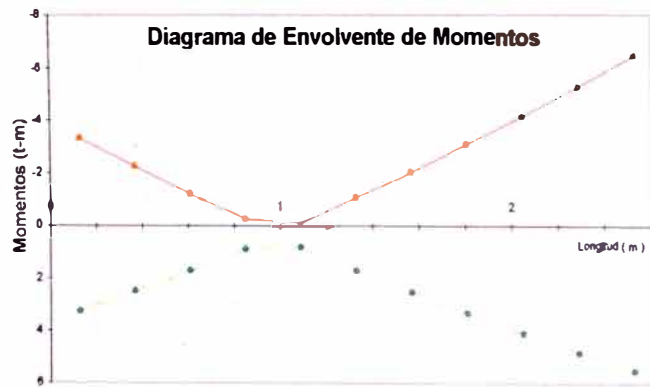
ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL
 PARA ELEMENTOS SISMORESISTENTES
 EN FLEXION

ESCALA 1/50

Diagramas de Envolverte de Momentos y Aceros Requeridos para las Vigas de los Portico A y C

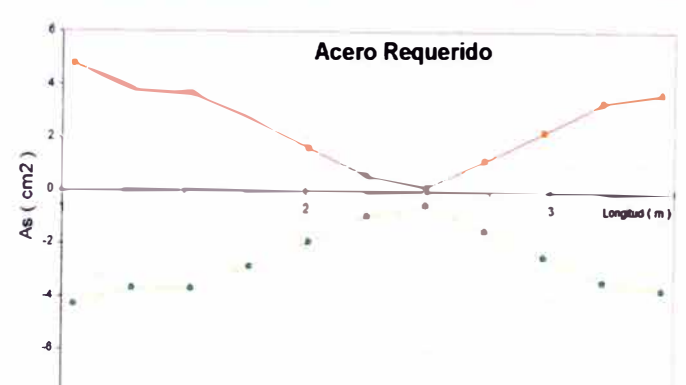
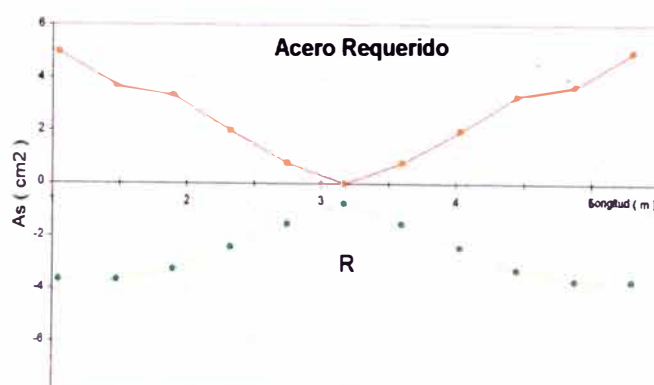
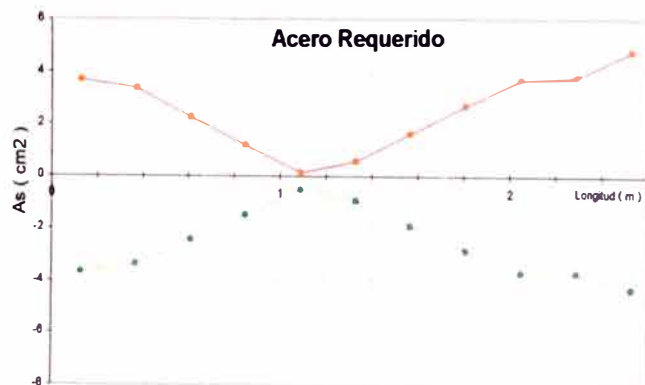
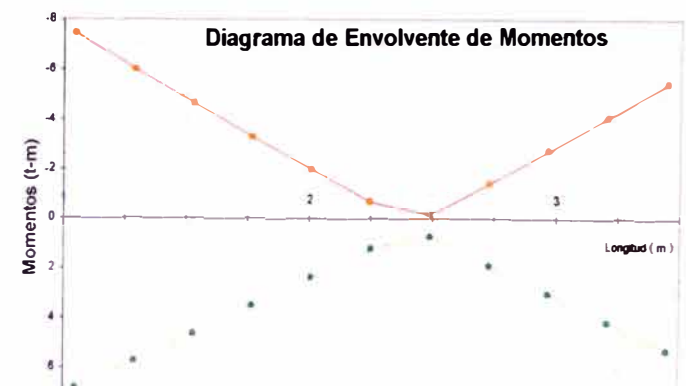
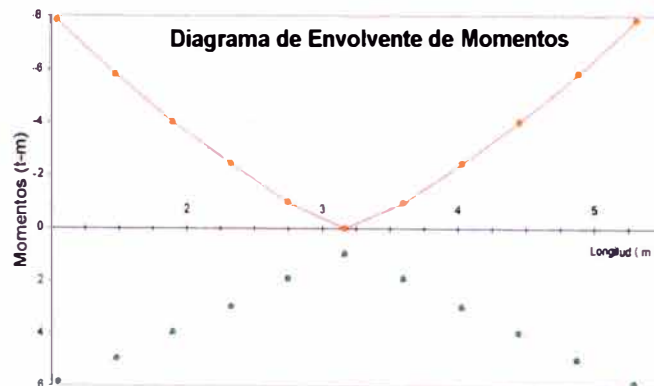
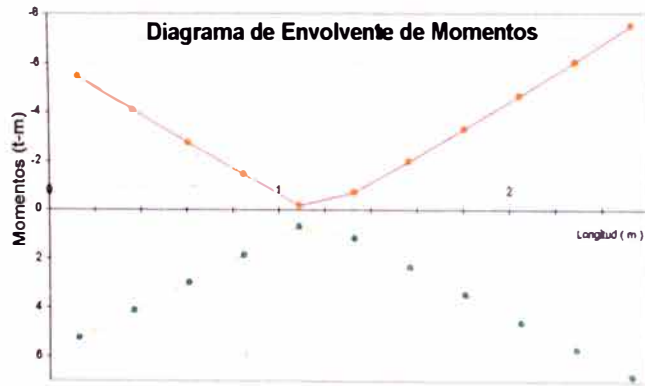
Viga	nivel		0.25 x 0.5		
	5		Refuerzo (ACI 318-83)		
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	3.257	-3.327	2.72	2.66	22
0.37	2.48	-2.248	1.82	2.02	22
0.61	1.708	-1.211	0.98	1.38	22
0.85	0.887	-0.218	0.17	0.71	22
1.09	0.831	-0.109	0.09	0.67	22
1.33	1.712	-1.059	0.85	1.38	22
1.57	2.537	-2.052	1.66	2.06	22
1.81	3.321	-3.088	2.52	2.72	22
2.05	4.098	-4.167	3.43	3.37	22
2.29	4.832	-5.29	3.67	3.67	22
2.53	5.522	-6.478	4.07	3.67	22

Viga	nivel		0.25 x 0.5		
	5		Refuerzo (ACI 318-83)		
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
1.05	5.522	-6.478	4.07	3.67	22
1.29	4.832	-5.29	3.67	3.67	22
1.53	4.098	-4.167	3.43	3.37	22
1.77	3.321	-3.088	2.52	2.72	22
2.01	2.537	-2.052	1.66	2.06	22
2.25	1.712	-1.059	0.85	1.38	22
2.49	0.831	-0.109	0.09	0.67	22
2.73	0.887	-0.218	0.17	0.71	22
2.97	1.708	-1.211	0.98	1.38	22
3.21	2.48	-2.248	1.82	2.02	22
3.45	3.257	-3.327	2.72	2.66	22



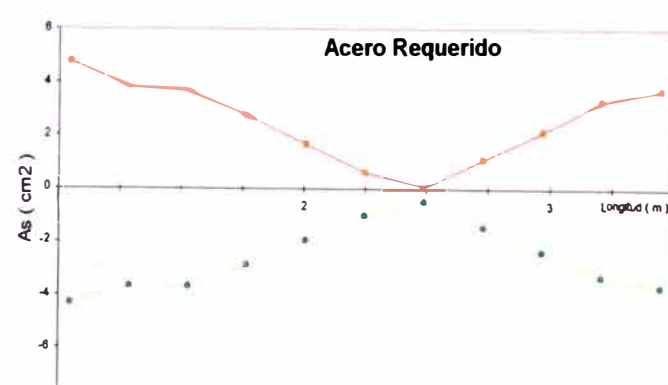
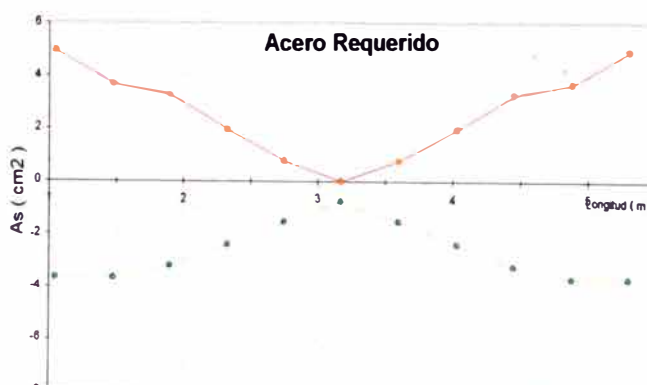
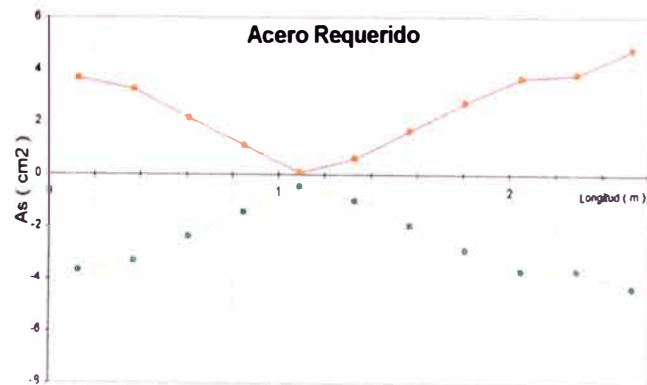
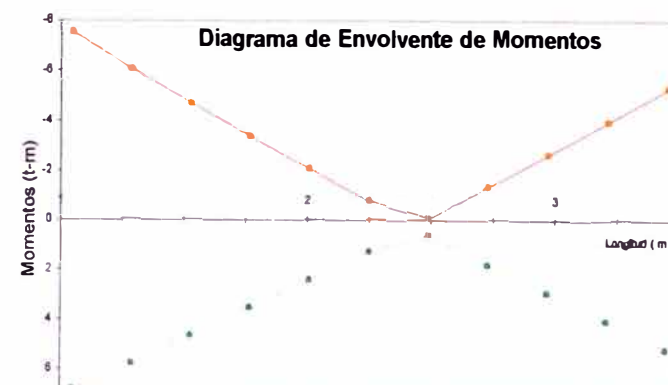
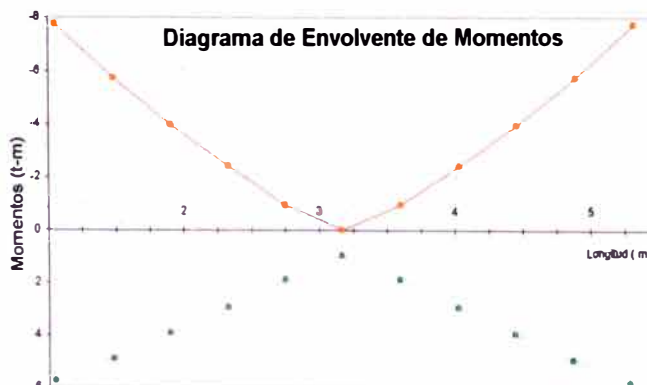
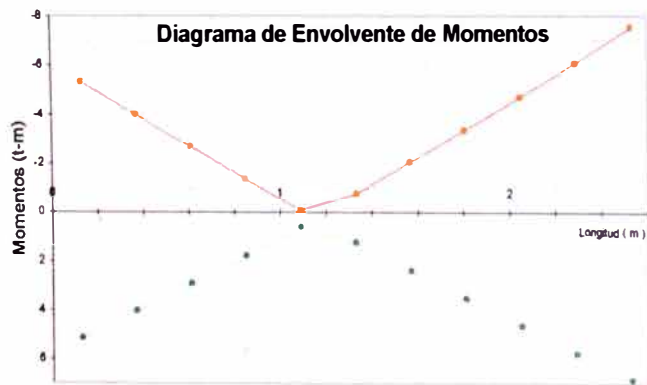
Diagramas de Envolvente de Momentos y Aceros Requeridos para las Vigas de los Portico A y C

Viga 1, nivel 4 0.25 x 0.5						Viga 2, nivel 4 0.25 x 0.5						Viga 3, nivel 4 0.25 x 0.5					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	5.240	-5.453	3.67	3.67	22	1.05	5.837	-7.836	4.98	3.67	22	1.05	6.803	-7.507	4.76	4.29	22
0.37	4.112	-4.088	3.36	3.38	22	1.48	4.946	-5.814	3.67	3.67	22	1.29	5.717	-6.032	3.78	3.67	22
0.61	2.977	-2.753	2.24	2.43	22	1.9	3.959	-4.017	3.3	3.25	22	1.53	4.601	-4.655	3.67	3.67	22
0.85	1.845	-1.450	1.17	1.49	22	2.33	2.957	-2.444	1.99	2.41	22	1.77	3.453	-3.309	2.7	2.83	22
1.09	0.662	-0.177	0.14	0.53	22	2.75	1.895	-0.969	0.78	1.53	30	2.01	2.322	-1.994	1.62	1.89	22
1.33	1.166	-0.711	0.57	0.94	22	3.17	0.958	0	0	0.77	30	2.25	1.166	-0.711	0.57	0.94	22
1.57	2.322	-1.994	1.62	1.89	22	3.6	1.895	-0.969	0.78	1.53	30	2.49	0.662	-0.177	0.14	0.53	22
1.81	3.453	-3.309	2.70	2.83	22	4.03	2.957	-2.444	1.99	2.41	22	2.73	1.845	-1.45	1.17	1.49	22
2.05	4.601	-4.655	3.67	3.67	22	4.45	3.959	-4.017	3.3	3.25	22	2.97	2.977	-2.753	2.24	2.43	22
2.29	5.717	-6.032	3.78	3.67	22	4.88	4.946	-5.814	3.67	3.67	22	3.21	4.112	-4.088	3.36	3.38	22
2.53	6.803	-7.507	4.76	4.29	22	5.3	5.837	-7.836	4.98	3.67	22	3.45	5.24	-5.453	3.67	3.67	22



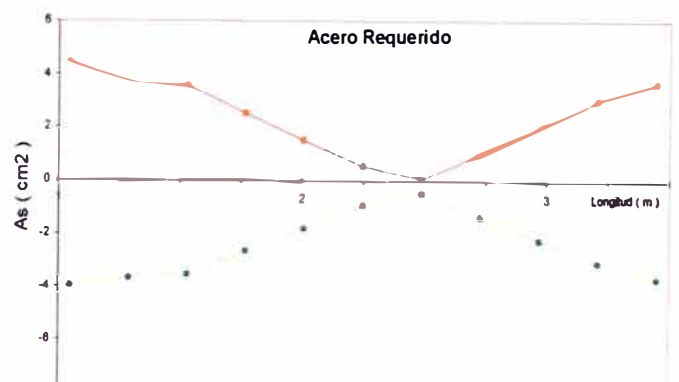
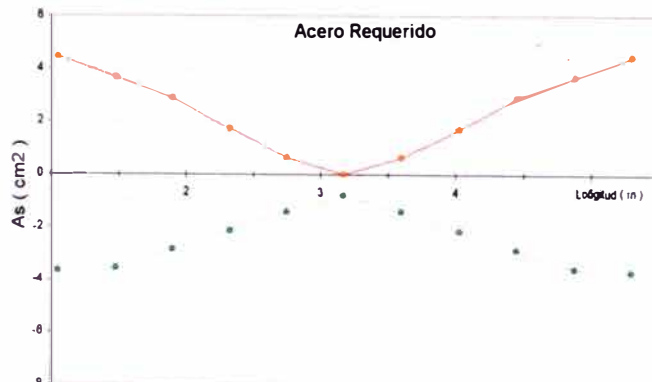
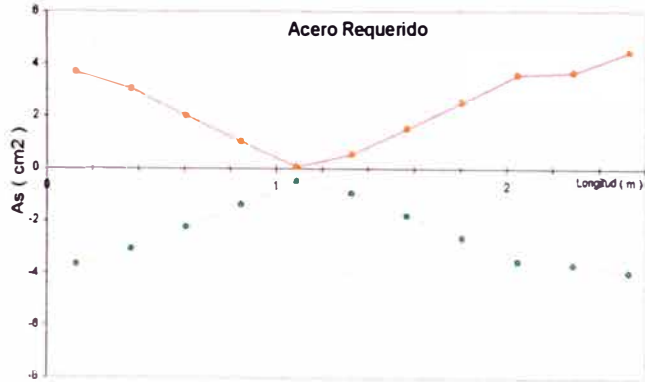
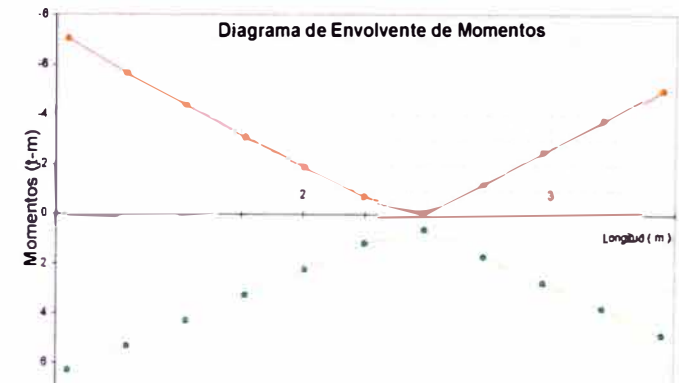
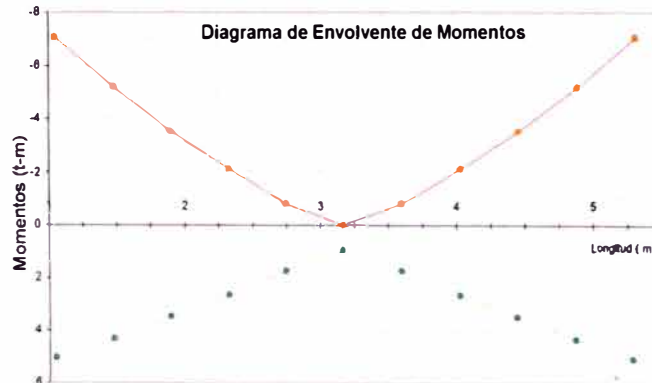
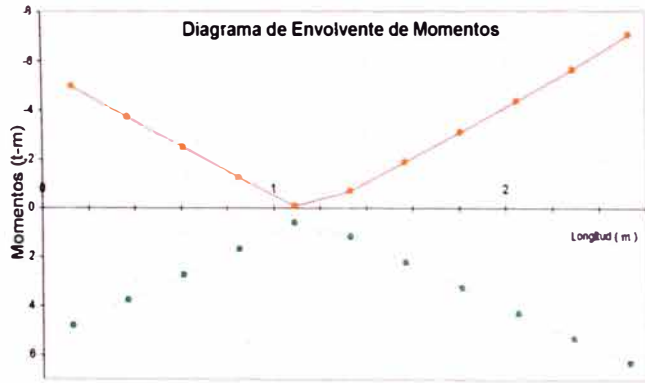
Diagramas de Envolvente de Momentos y Aceros Requeridos para las Vigas de los Portico A y C

Viga 1, nivel 3 0.25 x 0.5						Viga 2, nivel 3 0.25 x 0.5						Viga 3, nivel 3 0.25 x 0.5					
x	Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			x	Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			x	Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)		
	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3		M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3		M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	5.144	-5.324	3.67	3.67	22	1.05	5.754	-7.754	4.92	3.67	22	1.05	6.822	-7.536	4.77	4.3	22
0.37	4.022	-3.969	3.26	3.3	22	1.48	4.88	-5.749	3.67	3.67	22	1.29	5.747	-6.073	3.81	3.67	22
0.61	2.895	-2.646	2.15	2.36	22	1.9	3.909	-3.967	3.26	3.21	22	1.53	4.642	-4.703	3.67	3.67	22
0.85	1.769	-1.354	1.09	1.43	22	2.33	2.924	-2.411	1.96	2.38	22	1.77	3.505	-3.363	2.75	2.87	22
1.09	0.593	-0.092	0.07	0.48	22	2.75	1.879	-0.952	0.77	1.52	30	2.01	2.387	-2.054	1.67	1.94	22
1.33	1.241	-0.777	0.62	1	22	3.17	0.958	0	0	0.77	30	2.25	1.241	-0.777	0.62	1	22
1.57	2.387	-2.054	1.67	1.94	22	3.6	1.879	-0.952	0.77	1.52	30	2.49	0.593	-0.092	0.07	0.48	22
1.81	3.505	-3.363	2.75	2.87	22	4.03	2.924	-2.411	1.96	2.38	22	2.73	1.769	-1.354	1.09	1.43	22
2.05	4.642	-4.703	3.67	3.67	22	4.45	3.909	-3.967	3.26	3.21	22	2.97	2.895	-2.646	2.15	2.36	22
2.29	5.747	-6.073	3.81	3.67	22	4.88	4.88	-5.749	3.67	3.67	22	3.21	4.022	-3.969	3.26	3.3	22
2.53	6.822	-7.536	4.77	4.3	22	5.3	5.754	-7.754	4.92	3.67	22	3.45	5.144	-5.324	3.67	3.67	22



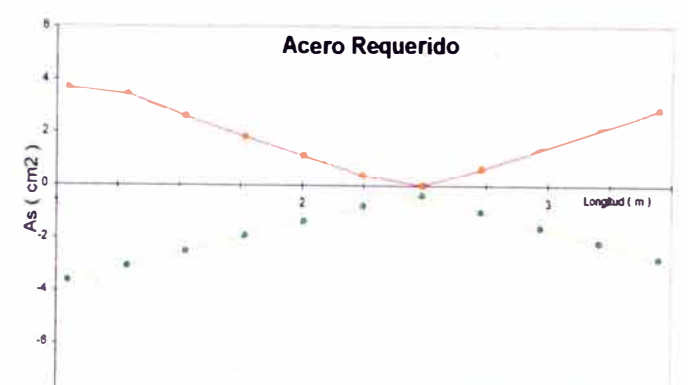
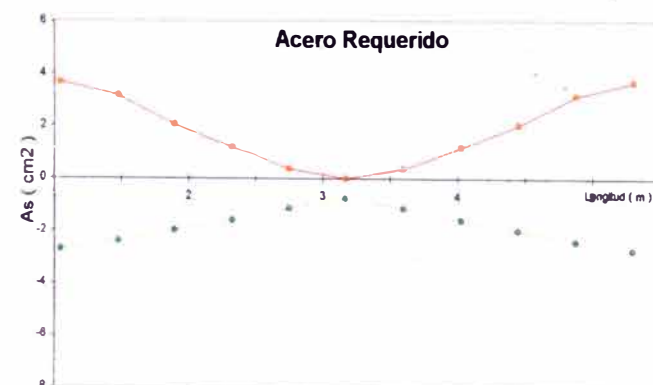
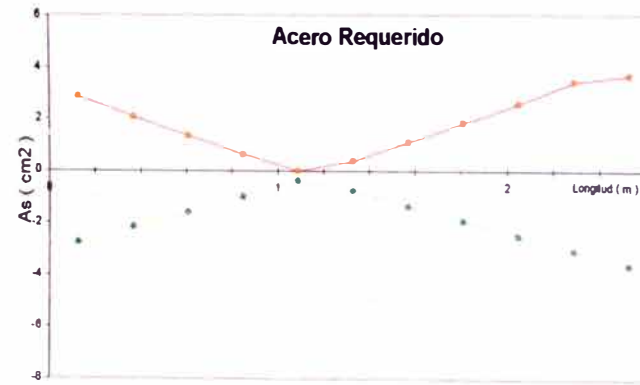
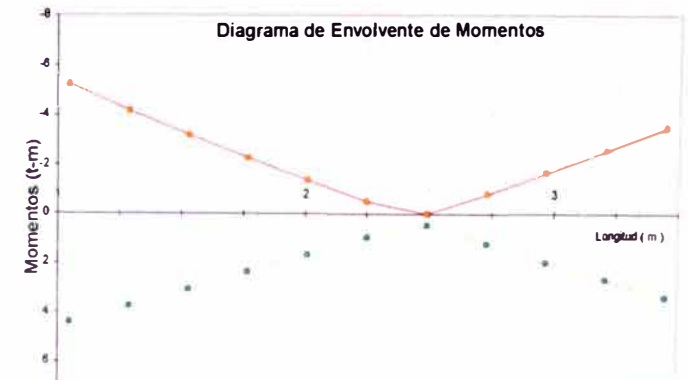
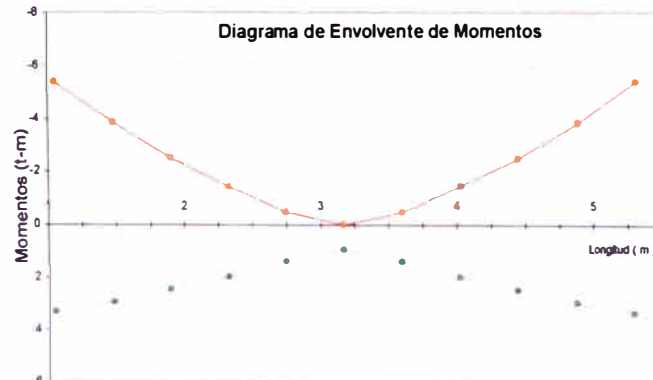
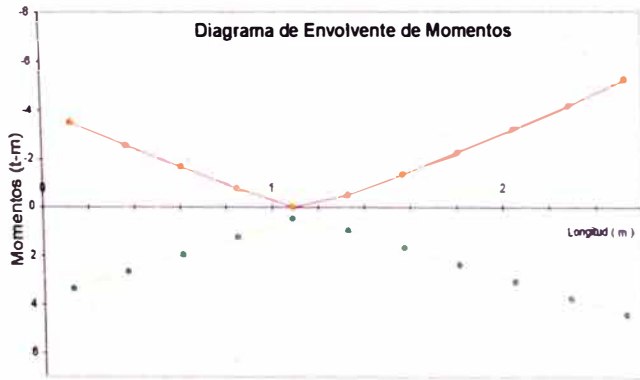
Diagramas de Envolvente de Momentos y Aceros Requeridos para las Vigas de los Portico A y C

Viga 1, nivel 2, 0.25 x 0.5						Viga 2, nivel 2, 0.25 x 0.5						Viga 3, nivel 2, 0.25 x 0.5					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	4.793	-4.971	3.67	3.67	22	1.05	5.039	-7.054	4.45	3.67	22	1.05	6.293	-7.037	4.44	3.95	22
0.37	3.758	-3.705	3.04	3.08	22	1.48	4.308	-5.189	3.67	3.55	22	1.29	5.307	-5.642	3.67	3.67	22
0.61	2.723	-2.469	2.01	2.22	22	1.9	3.48	-3.539	2.9	2.85	22	1.53	4.289	-4.358	3.59	3.53	22
0.85	1.682	-1.265	1.02	1.36	22	2.33	2.644	-2.125	1.72	2.15	30	1.77	3.241	-3.105	2.54	2.65	22
1.09	0.589	-0.092	0.07	0.47	22	2.75	1.739	-0.809	0.65	1.41	30	2.01	2.211	-1.884	1.53	1.79	22
1.33	1.152	-0.693	0.56	0.93	22	3.17	0.958	0	0	0.77	30	2.25	1.152	-0.693	0.56	0.93	22
1.57	2.211	-1.884	1.53	1.79	22	3.6	1.739	-0.809	0.65	1.41	30	2.49	0.589	-0.092	0.07	0.47	22
1.81	3.241	-3.105	2.54	2.65	22	4.03	2.644	-2.125	1.72	2.15	30	2.73	1.682	-1.265	1.02	1.36	22
2.05	4.289	-4.358	3.59	3.53	22	4.45	3.48	-3.539	2.9	2.85	22	2.97	2.723	-2.469	2.01	2.22	22
2.29	5.307	-5.642	3.67	3.67	22	4.88	4.308	-5.189	3.67	3.55	22	3.21	3.758	-3.705	3.04	3.08	22
2.53	6.293	-7.037	4.44	3.95	22	5.3	5.039	-7.054	4.45	3.67	22	3.45	4.793	-4.971	3.67	3.67	22



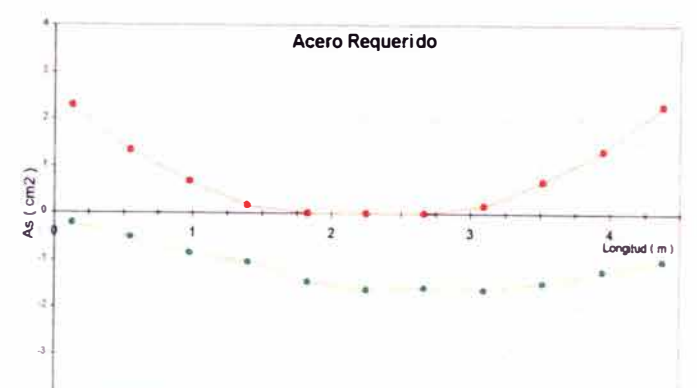
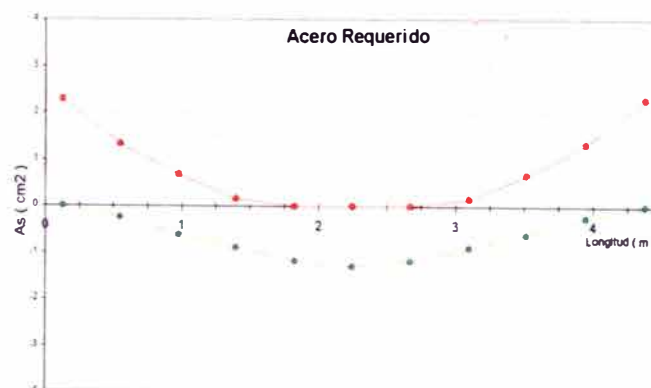
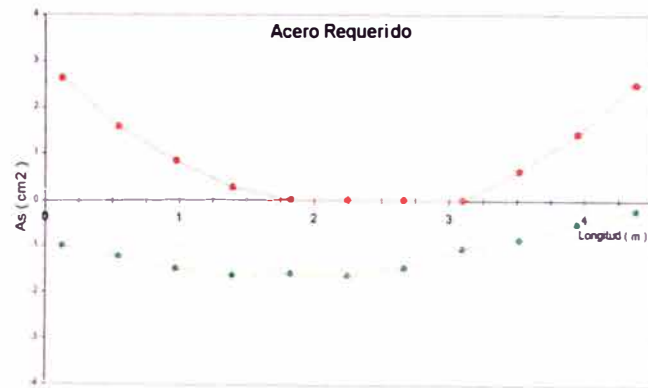
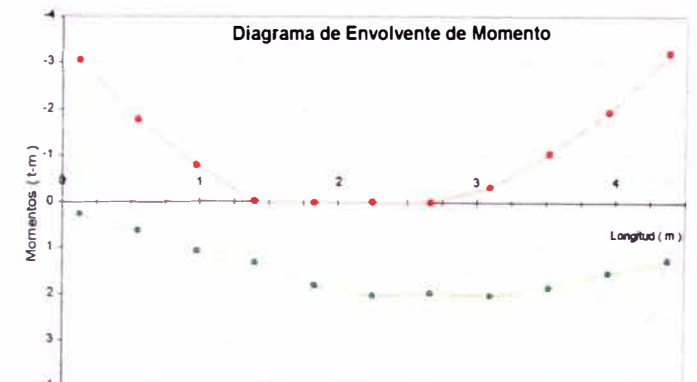
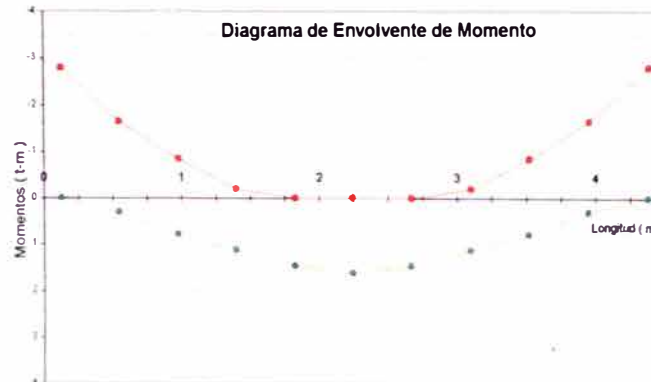
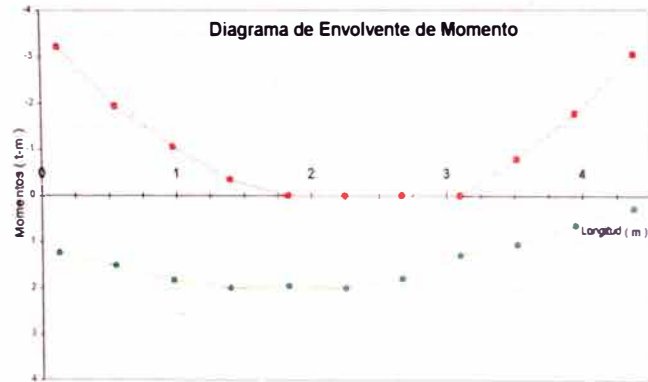
Diagramas de Envolvente de Momentos y Aceros Requeridos para las Vigas de los Portico A y C

Viga 1, nivel 1 0.25 x 0.5						Viga 2, nivel 1 0.25 x 0.5						Viga 3, nivel 1 0.25 x 0.5					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	3.366	-3.487	2.85	2.75	22	1.05	3.329	-5.38	3.67	2.72	22	1.05	4.408	-5.249	3.67	3.63	22
0.37	2.657	-2.558	2.08	2.16	22	1.48	2.94	-3.85	3.16	2.4	30	1.29	3.758	-4.169	3.43	3.08	22
0.61	1.969	-1.659	1.34	1.6	22	1.9	2.454	-2.512	2.04	1.99	30	1.53	3.077	-3.176	2.59	2.51	22
0.85	1.246	-0.792	0.64	1	30	2.33	1.974	-1.441	1.16	1.6	30	1.77	2.366	-2.249	1.83	1.92	22
1.09	0.471	0	0	0.38	30	2.75	1.404	-0.467	0.37	1.13	30	2.01	1.683	-1.354	1.09	1.36	22
1.33	0.956	-0.489	0.39	0.77	30	3.17	0.958	0	0	0.77	30	2.25	0.956	-0.489	0.39	0.77	30
1.57	1.683	-1.354	1.09	1.36	22	3.6	1.404	-0.467	0.37	1.13	30	2.49	0.471	0	0	0.38	30
1.81	2.366	-2.249	1.83	1.92	22	4.03	1.974	-1.441	1.16	1.6	30	2.73	1.246	-0.792	0.64	1	30
2.05	3.077	-3.176	2.59	2.51	22	4.45	2.454	-2.512	2.04	1.99	30	2.97	1.969	-1.659	1.34	1.6	22
2.29	3.758	-4.169	3.43	3.08	22	4.88	2.94	-3.85	3.16	2.4	30	3.21	2.657	-2.558	2.08	2.16	22
2.53	4.408	-5.249	3.67	3.63	22	5.3	3.329	-5.38	3.67	2.72	22	3.45	3.366	-3.487	2.85	2.75	22



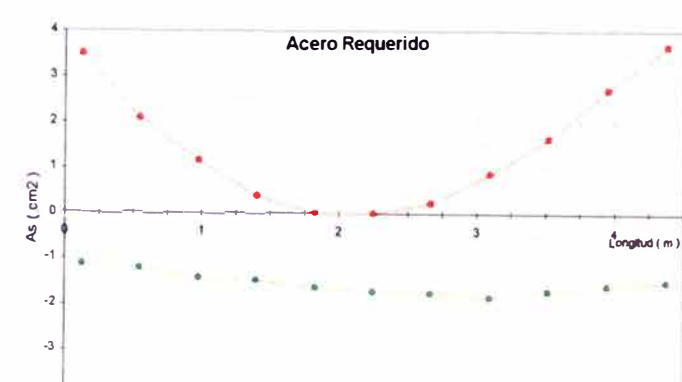
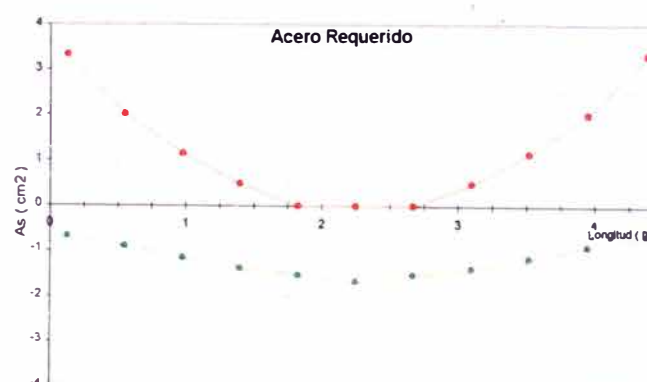
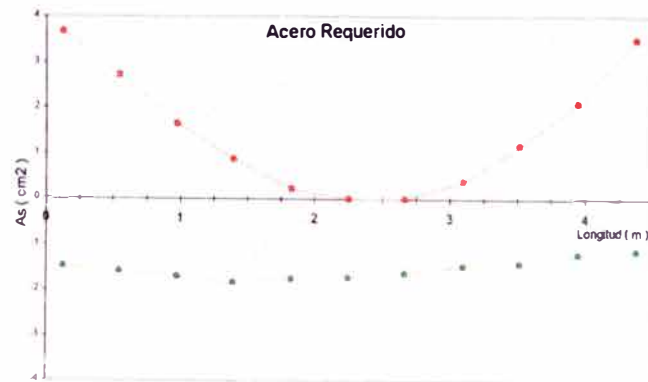
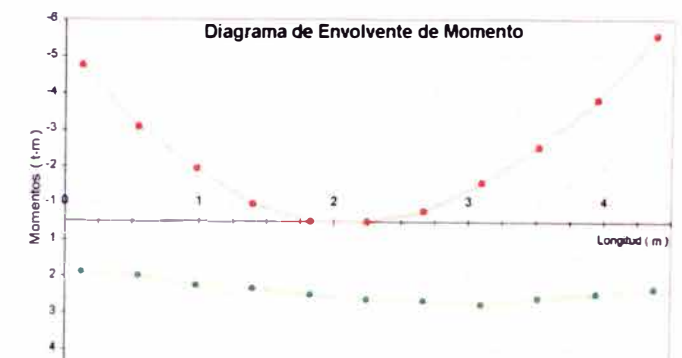
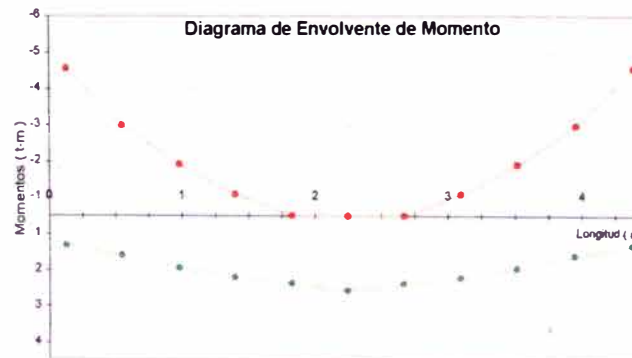
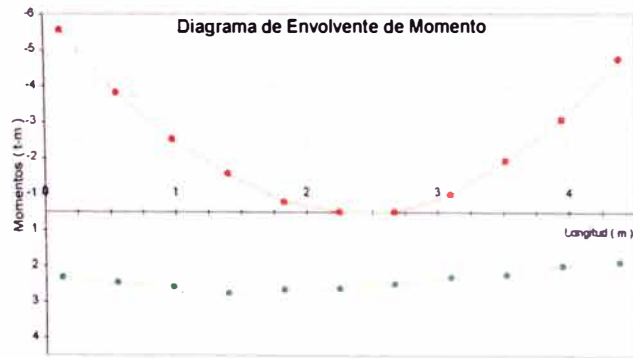
Diagramas de Envolvente de Momentos y Acero Requerido para las vigas del portico B

Viga 1, nivel 5 (0.25 x 0.5)						Viga 2, nivel 5 (0.25 x 0.5)						Viga 3, nivel 5 (0.25 x 0.5)					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	1.243	-3.207	2.62	1	30	0.13	0	-2.794	2.28	0	22	0.13	0.28	-3.06	2.5	0.22	22
0.55	1.518	-1.935	1.57	1.23	30	0.55	0.302	-1.64	1.33	0.24	30	0.55	0.631	-1.771	1.43	0.51	30
0.98	1.839	-1.047	0.84	1.49	30	0.98	0.774	-0.835	0.67	0.62	30	0.98	1.056	-0.784	0.63	0.85	30
1.4	2.008	-0.334	0.27	1.63	30	1.4	1.108	-0.2	0.16	0.89	30	1.4	1.296	0	0	1.05	30
1.83	1.96	0	0	1.59	30	1.83	1.446	0	0	1.17	30	1.83	1.799	0	0	1.46	30
2.25	2.005	0	0	1.62	30	2.25	1.6	0	0	1.29	30	2.25	2.005	0	0	1.62	30
2.67	1.799	0	0	1.46	30	2.67	1.446	0	0	1.17	30	2.67	1.96	0	0	1.59	30
3.1	1.296	0	0	1.05	30	3.1	1.108	-0.2	0.16	0.89	30	3.1	2.008	-0.334	0.27	1.63	30
3.52	1.056	-0.784	0.63	0.85	30	3.52	0.774	-0.835	0.67	0.62	30	3.52	1.839	-1.047	0.84	1.49	30
3.95	0.631	-1.771	1.43	0.51	30	3.95	0.302	-1.64	1.33	0.24	30	3.95	1.518	-1.935	1.57	1.23	30
4.38	0.28	-3.06	2.5	0.22	22	4.38	0	-2.794	2.28	0	22	4.38	1.243	-3.207	2.62	1	30



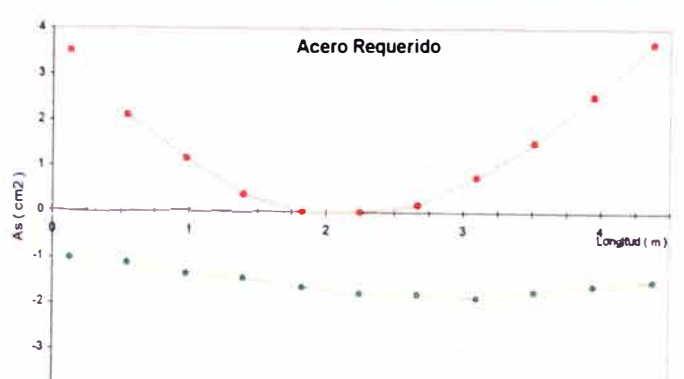
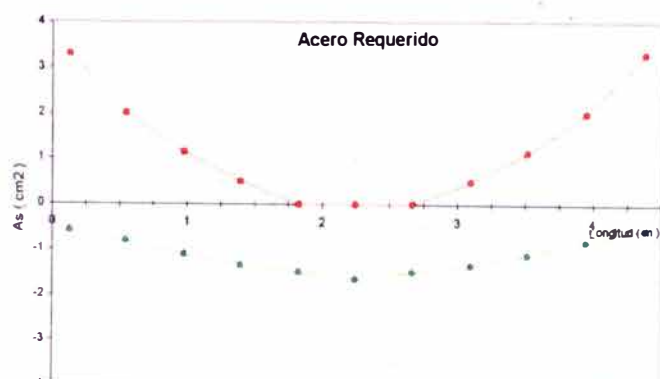
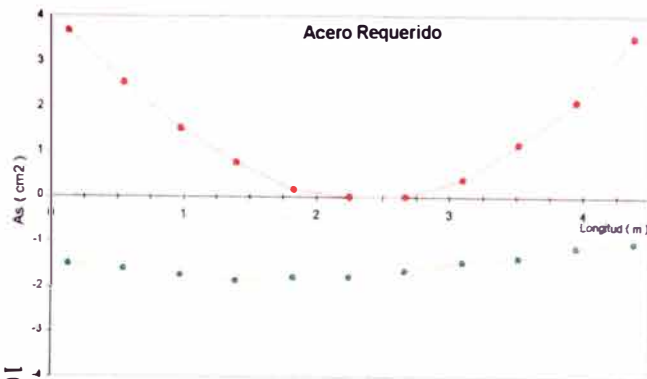
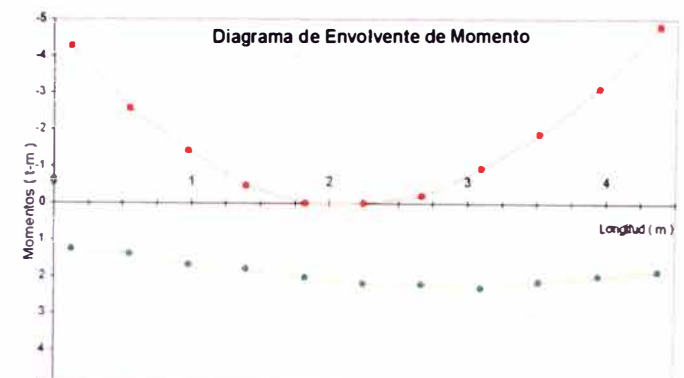
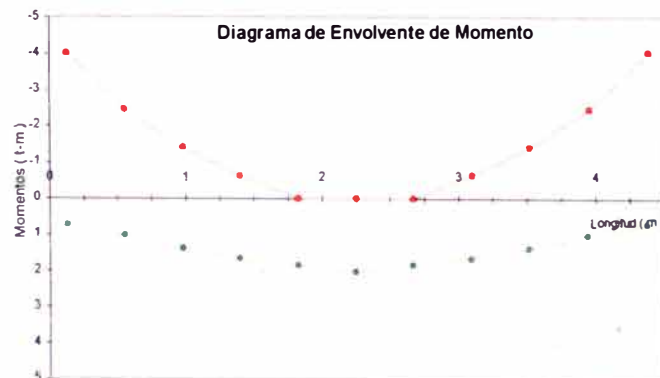
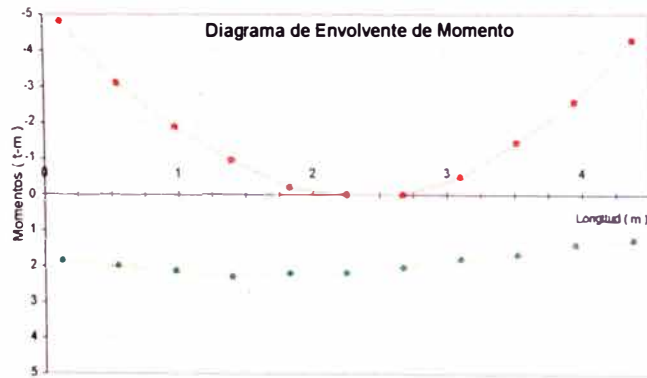
Diagramas de Envoltorio de Momentos y Acero Requerido para las vigas del portico B

Viga 1, nivel 4 (0.25 x 0.5)						Viga 2, nivel 4 (0.25 x 0.5)						Viga 3, nivel 4 (0.25 x 0.5)					
Envoltorios de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envoltorios de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envoltorios de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	1.837	-5.054	3.67	1.49	22	0.13	0.841	-4.055	3.33	0.68	22	0.13	1.39	-4.258	3.5	1.12	22
0.55	1.967	-3.317	2.71	1.59	22	0.55	1.099	-2.48	2.02	0.89	30	0.55	1.486	-2.572	2.09	1.2	22
0.98	2.093	-2.025	1.64	1.7	30	0.98	1.441	-1.419	1.15	1.16	30	0.98	1.74	-1.438	1.16	1.41	30
1.4	2.258	-1.067	0.86	1.83	30	1.4	1.708	-0.602	0.48	1.38	30	1.4	1.822	-0.475	0.38	1.47	30
1.83	2.161	-0.279	0.22	1.75	30	1.83	1.872	0	0	1.52	30	1.83	1.998	0	0	1.62	30
2.25	2.126	0	0	1.72	30	2.25	2.059	0	0	1.67	30	2.25	2.126	0	0	1.72	30
2.67	1.998	0	0	1.62	30	2.67	1.872	0	0	1.52	30	2.67	2.161	-0.279	0.22	1.75	30
3.1	1.822	-0.475	0.38	1.47	30	3.1	1.708	-0.602	0.48	1.38	30	3.1	2.258	-1.067	0.86	1.83	30
3.52	1.74	-1.438	1.16	1.41	30	3.52	1.441	-1.419	1.15	1.16	30	3.52	2.093	-2.025	1.64	1.7	30
3.95	1.486	-2.572	2.09	1.2	22	3.95	1.099	-2.48	2.02	0.89	30	3.95	1.967	-3.317	2.71	1.59	22
4.38	1.39	-4.258	3.5	1.12	22	4.38	0.841	-4.055	3.33	0.68	22	4.38	1.837	-5.054	3.67	1.49	22



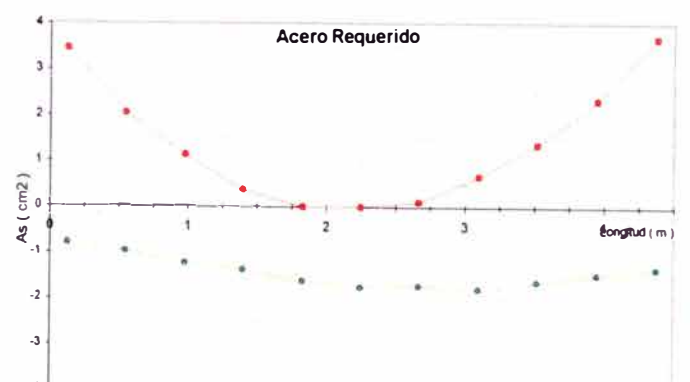
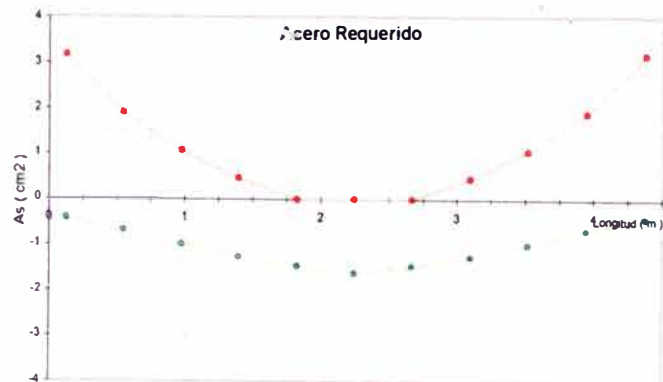
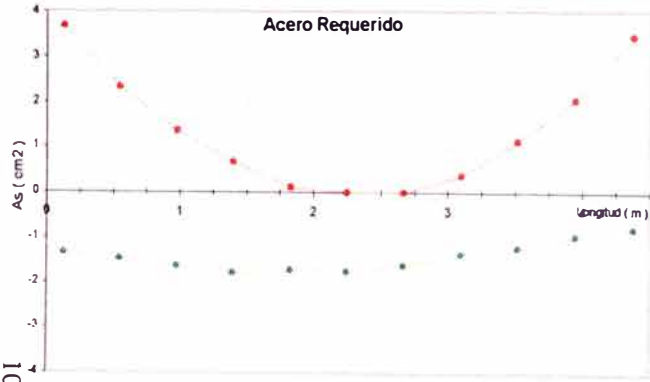
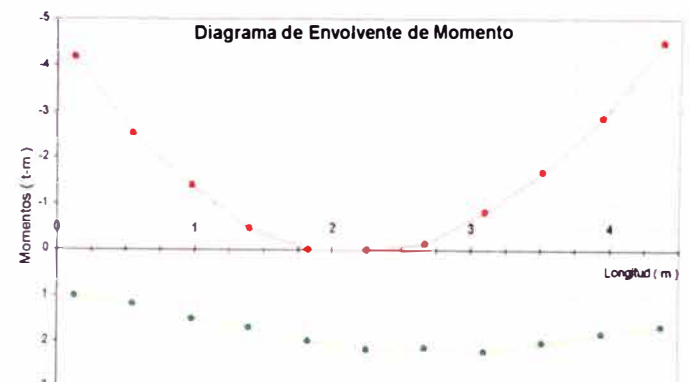
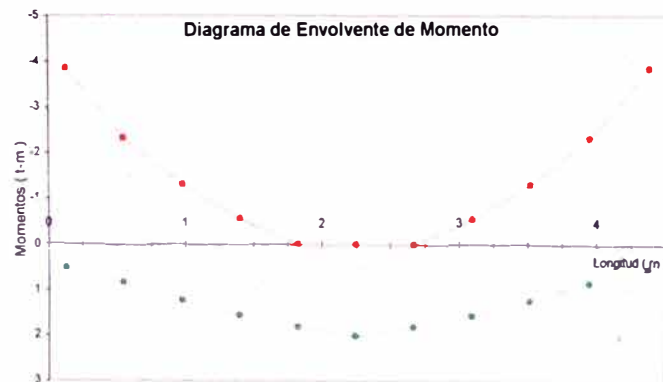
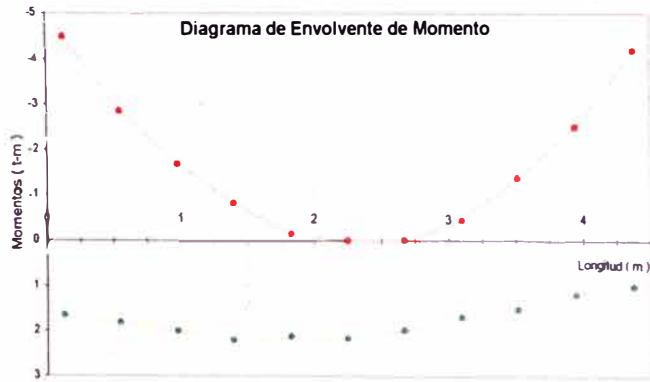
Diagramas de Envolvente de Momentos y Acero Requerido para las vigas del portico B

Viga 1, nivel 3 (0.25 x 0.5)						Viga 2, nivel 3 (0.25 x 0.5)						Viga 3, nivel 3 (0.25 x 0.5)					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	1.848	-4.802	3.67	1.5	22	0.13	0.735	-4.017	3.3	0.59	22	0.13	1.257	-4.272	3.52	1.01	22
0.55	1.978	-3.105	2.53	1.6	22	0.55	1.01	-2.456	2	0.81	30	0.55	1.388	-2.579	2.1	1.12	22
0.98	2.133	-1.868	1.51	1.73	30	0.98	1.37	-1.418	1.14	1.11	30	0.98	1.676	-1.441	1.16	1.36	30
1.4	2.294	-0.95	0.76	1.86	30	1.4	1.652	-0.616	0.49	1.34	30	1.4	1.798	-0.473	0.38	1.45	30
1.83	2.192	-0.202	0.16	1.78	30	1.83	1.836	0	0	1.49	30	1.83	2.025	0	0	1.64	30
2.25	2.184	0	0	1.77	30	2.25	2.023	0	0	1.64	30	2.25	2.184	0	0	1.77	30
2.67	2.025	0	0	1.64	30	2.67	1.836	0	0	1.49	30	2.67	2.192	-0.202	0.16	1.78	30
3.1	1.798	-0.473	0.38	1.45	30	3.1	1.652	-0.616	0.49	1.34	30	3.1	2.294	-0.95	0.76	1.86	30
3.52	1.676	-1.441	1.16	1.36	30	3.52	1.37	-1.418	1.14	1.11	30	3.52	2.133	-1.868	1.51	1.73	30
3.95	1.388	-2.579	2.1	1.12	22	3.95	1.01	-2.456	2	0.81	30	3.95	1.978	-3.105	2.53	1.6	22
4.38	1.257	-4.272	3.52	1.01	22	4.38	0.735	-4.017	3.3	0.59	22	4.38	1.848	-4.802	3.67	1.5	22



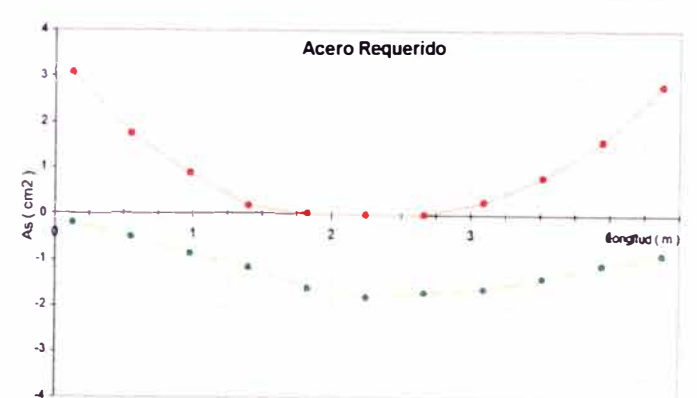
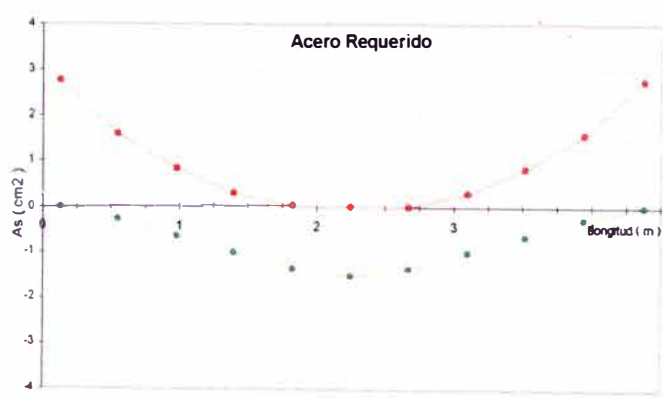
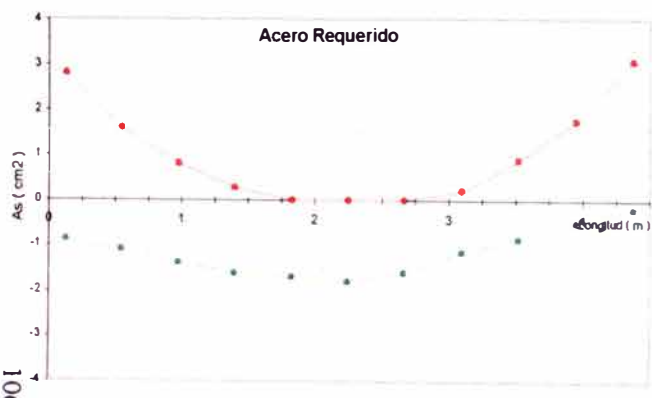
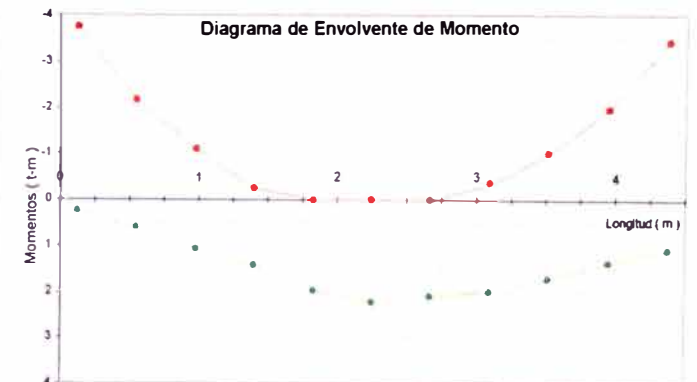
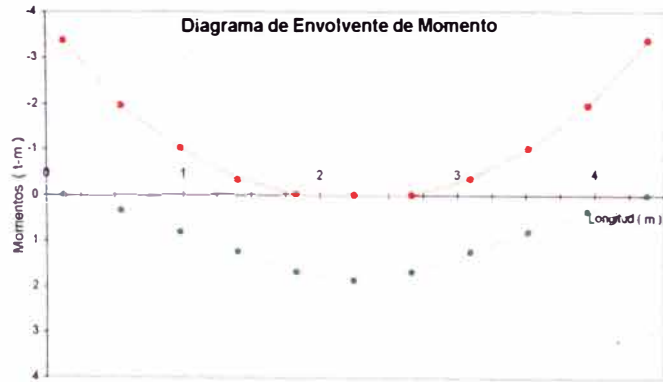
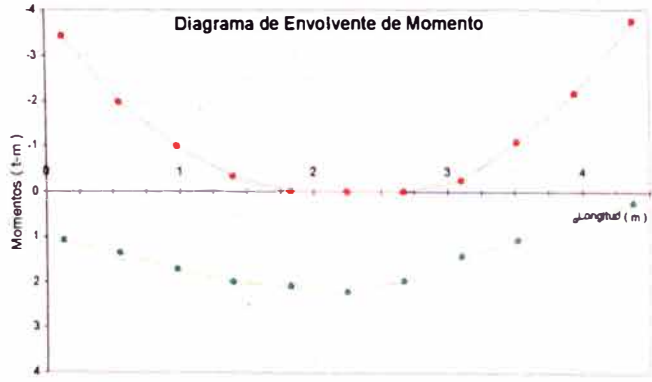
Diagramas de Envolvente de Momentos y Acero Requerido para las vigas del portico B

Viga 1, nivel 2 (0.25 x 0.5)						Viga 2, nivel 2 (0.25 x 0.5)						Viga 3, nivel 2 (0.25 x 0.5)					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	1.653	-4.486	3.67	1.34	22	0.13	0.527	-3.847	3.16	0.42	22	0.13	1	-4.192	3.45	0.8	22
0.55	1.816	-2.851	2.32	1.47	22	0.55	0.84	-2.325	1.89	0.68	30	0.55	1.185	-2.51	2.04	0.96	22
0.98	2.013	-1.678	1.36	1.63	30	0.98	1.234	-1.319	1.06	0.99	30	0.98	1.512	-1.396	1.13	1.22	30
1.4	2.202	-0.819	0.66	1.79	30	1.4	1.554	-0.555	0.45	1.26	30	1.4	1.691	-0.454	0.36	1.37	30
1.83	2.127	-0.13	0.1	1.72	30	1.83	1.806	0	0	1.46	30	1.83	1.982	0	0	1.61	30
2.25	2.163	0	0	1.75	30	2.25	1.993	0	0	1.61	30	2.25	2.163	0	0	1.75	30
2.67	1.982	0	0	1.61	30	2.67	1.806	0	0	1.46	30	2.67	2.127	-0.13	0.1	1.72	30
3.1	1.691	-0.454	0.36	1.37	30	3.1	1.554	-0.555	0.45	1.26	30	3.1	2.202	-0.819	0.66	1.79	30
3.52	1.512	-1.396	1.13	1.22	30	3.52	1.234	-1.319	1.06	0.99	30	3.52	2.013	-1.678	1.36	1.63	30
3.95	1.185	-2.51	2.04	0.96	22	3.95	0.84	-2.325	1.89	0.68	30	3.95	1.816	-2.851	2.32	1.47	22
4.38	1	-4.192	3.45	0.8	22	4.38	0.527	-3.847	3.16	0.42	22	4.38	1.653	-4.486	3.67	1.34	22



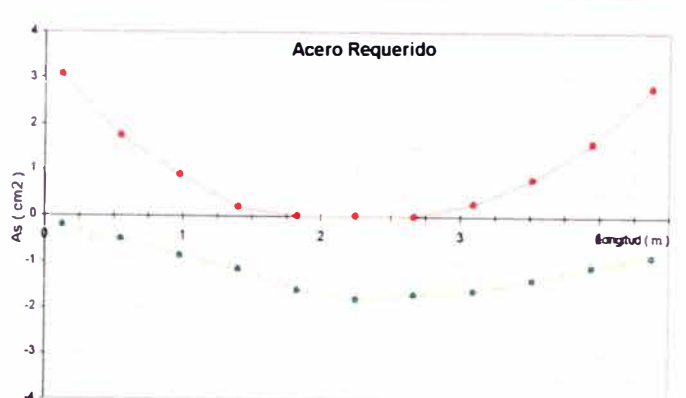
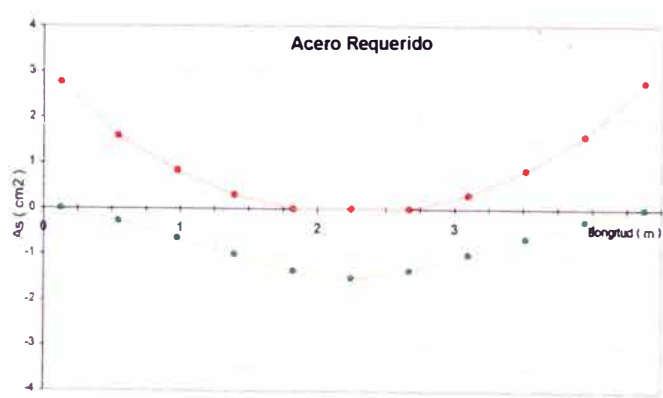
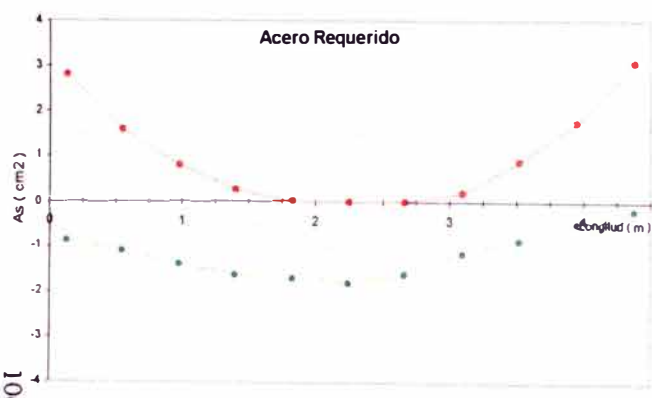
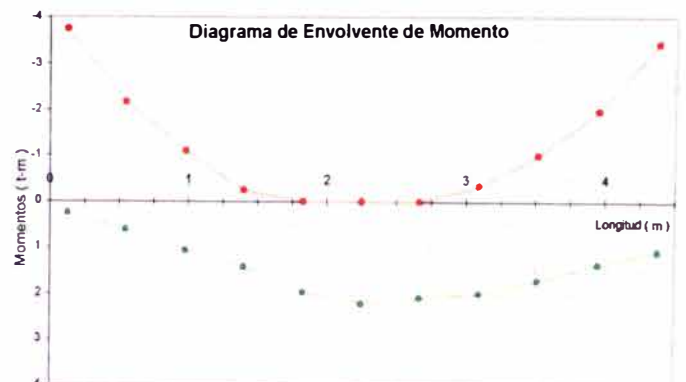
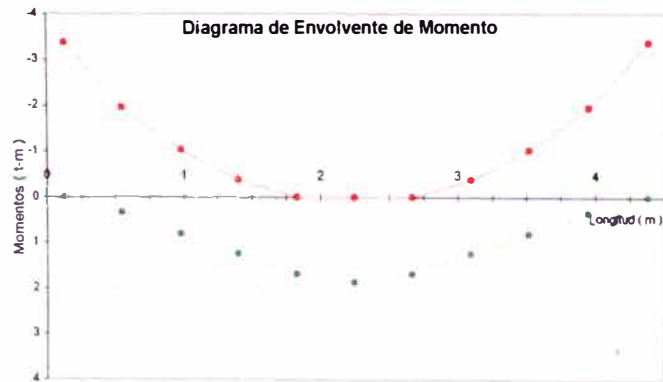
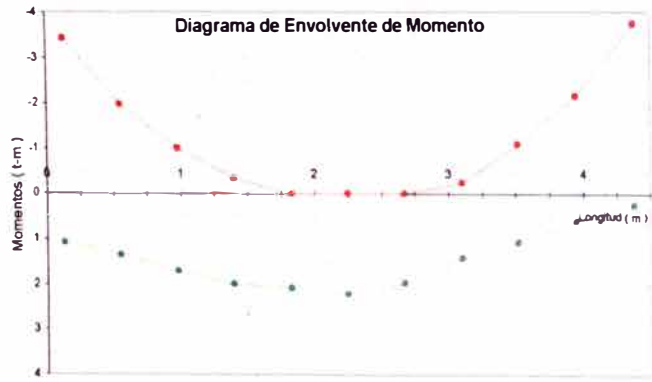
Diagramas de Envolvente de Momentos y Acero Requerido para las vigas del portico B

Viga 1, nivel 1 (0.25 x 0.5)						Viga 2, nivel 1 (0.25 x 0.5)						Viga 3, nivel 1 (0.25 x 0.5)					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	1.08	-3.425	2.8	0.87	22	0.13	0	-3.371	2.76	0	22	0.13	0.251	-3.756	3.08	0.2	22
0.55	1.353	-1.962	1.59	1.09	30	0.55	0.342	-1.96	1.59	0.27	30	0.55	0.606	-2.159	1.75	0.49	22
0.98	1.706	-1.002	0.81	1.38	30	0.98	0.813	-1.03	0.83	0.65	30	0.98	1.065	-1.094	0.88	0.86	30
1.4	1.988	-0.333	0.27	1.61	30	1.4	1.244	-0.376	0.3	1	30	1.4	1.425	-0.245	0.2	1.15	30
1.83	2.081	0	0	1.69	30	1.83	1.68	0	0	1.36	30	1.83	1.97	0	0	1.6	30
2.25	2.213	0	0	1.8	30	2.25	1.867	0	0	1.51	30	2.25	2.213	0	0	1.8	30
2.67	1.97	0	0	1.6	30	2.67	1.68	0	0	1.36	30	2.67	2.081	0	0	1.69	30
3.1	1.425	-0.245	0.2	1.15	30	3.1	1.244	-0.376	0.3	1	30	3.1	1.988	-0.333	0.27	1.61	30
3.52	1.065	-1.094	0.88	0.86	30	3.52	0.813	-1.03	0.83	0.65	30	3.52	1.706	-1.002	0.81	1.38	30
3.95	0.606	-2.159	1.75	0.49	22	3.95	0.342	-1.96	1.59	0.27	30	3.95	1.353	-1.962	1.59	1.09	30
4.38	0.251	-3.756	3.08	0.2	22	4.38	0	-3.371	2.76	0	22	4.38	1.08	-3.425	2.8	0.87	22



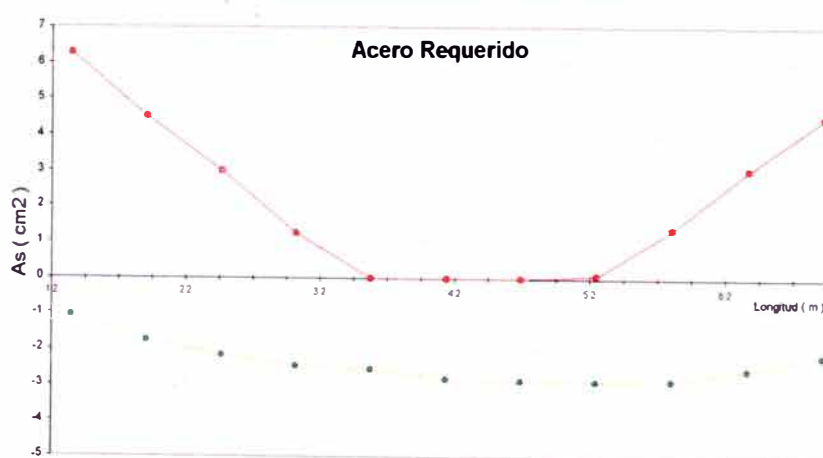
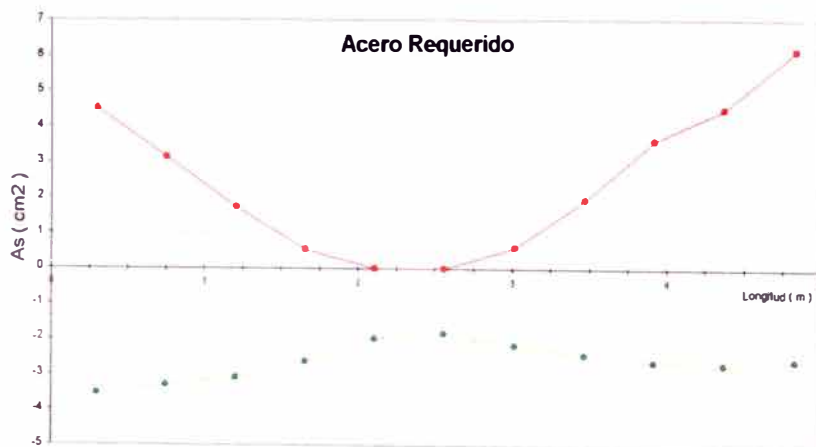
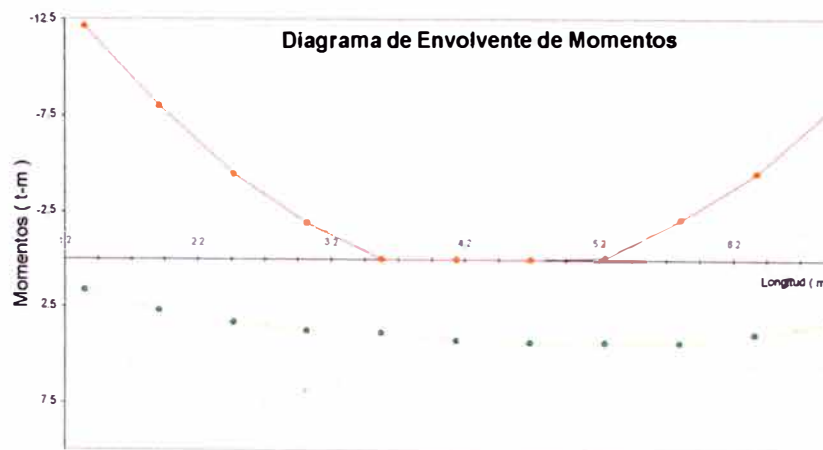
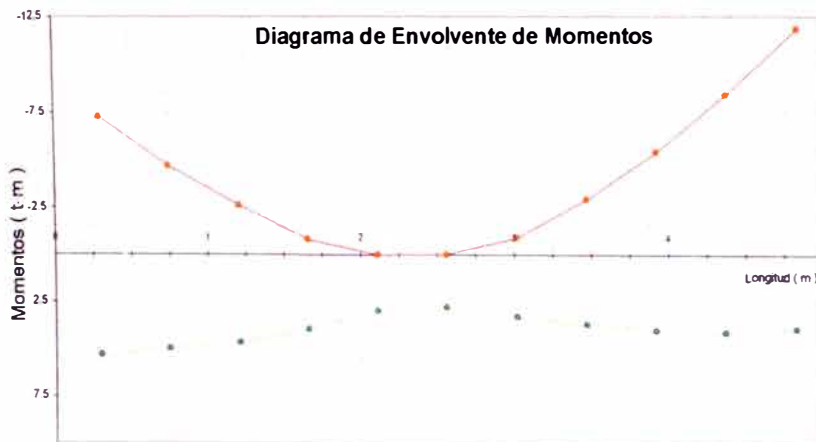
Diagramas de Envolvente de Momentos y Acero Requerido para las vigas del portico B

Viga 1, nivel 1 (0.25 x 0.5)						Viga 2, nivel 1 (0.25 x 0.5)						Viga 3, nivel 1 (0.25 x 0.5)					
x	Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			x	Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			x	Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)		
	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3		M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3		M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.13	1.08	-3.425	2.8	0.87	22	0.13	0	-3.371	2.76	0	22	0.13	0.251	-3.756	3.08	0.2	22
0.55	1.353	-1.962	1.59	1.09	30	0.55	0.342	-1.96	1.59	0.27	30	0.55	0.606	-2.159	1.75	0.49	22
0.98	1.706	-1.002	0.81	1.38	30	0.98	0.813	-1.03	0.83	0.65	30	0.98	1.065	-1.094	0.88	0.86	30
1.4	1.988	-0.333	0.27	1.61	30	1.4	1.244	-0.376	0.3	1	30	1.4	1.425	-0.245	0.2	1.15	30
1.83	2.081	0	0	1.69	30	1.83	1.68	0	0	1.36	30	1.83	1.97	0	0	1.6	30
2.25	2.213	0	0	1.8	30	2.25	1.867	0	0	1.51	30	2.25	2.213	0	0	1.8	30
2.67	1.97	0	0	1.6	30	2.67	1.68	0	0	1.36	30	2.67	2.081	0	0	1.69	30
3.1	1.425	-0.245	0.2	1.15	30	3.1	1.244	-0.376	0.3	1	30	3.1	1.988	-0.333	0.27	1.61	30
3.52	1.065	-1.094	0.88	0.86	30	3.52	0.813	-1.03	0.83	0.65	30	3.52	1.706	-1.002	0.81	1.38	30
3.95	0.606	-2.159	1.75	0.49	22	3.95	0.342	-1.96	1.59	0.27	30	3.95	1.353	-1.962	1.59	1.09	30
4.38	0.251	-3.756	3.08	0.2	22	4.38	0	-3.371	2.76	0	22	4.38	1.08	-3.425	2.8	0.87	22



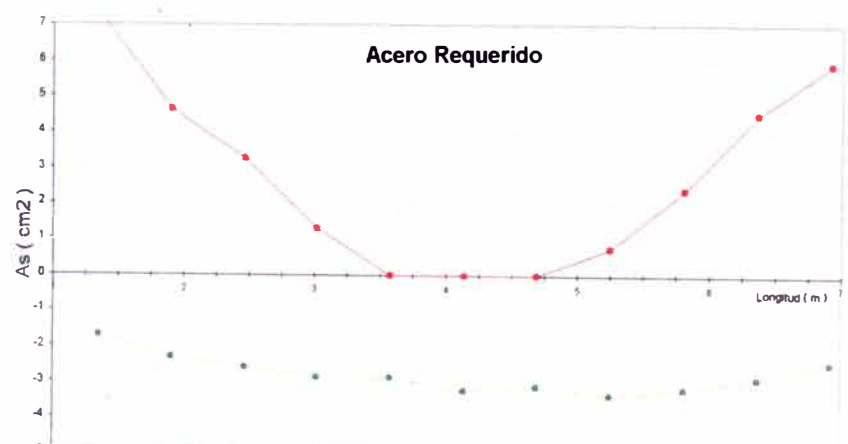
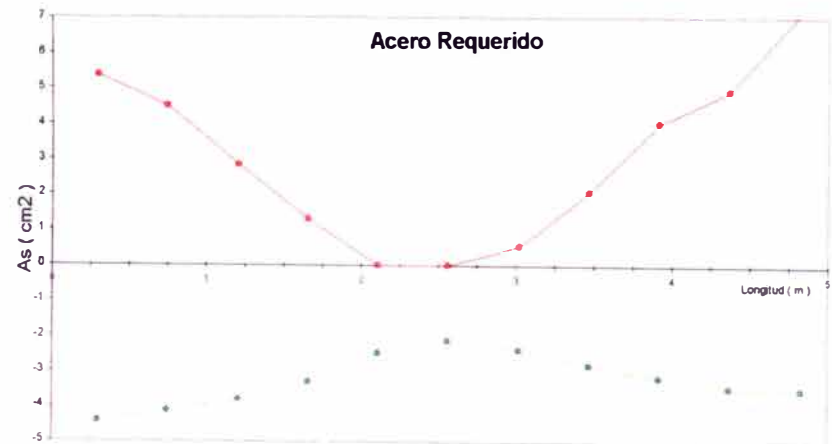
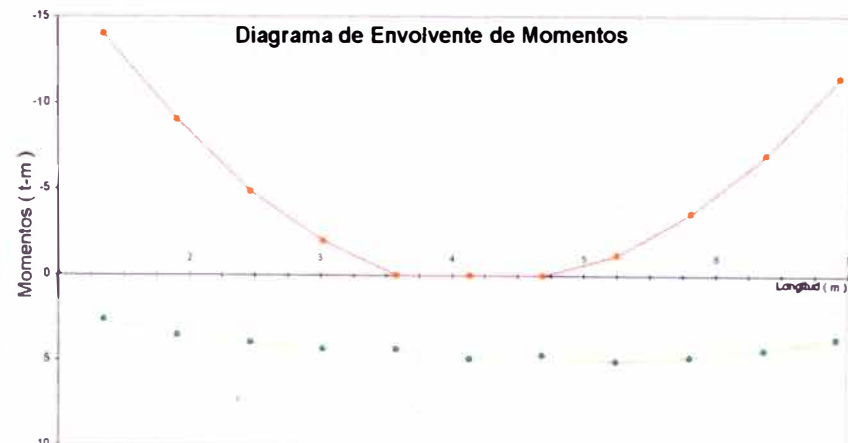
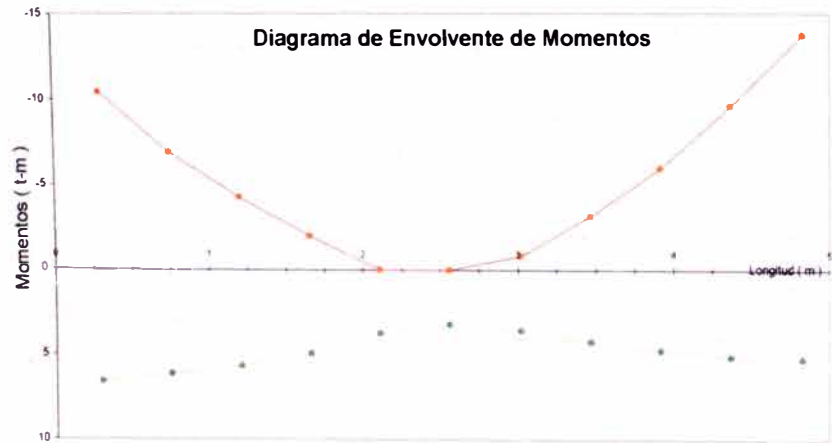
Diagramas de Envolventes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 1, 4

Viga 1, nivel 5 (0.25 x 0.6)						Viga 2, nivel 5 (0.25 x 0.6)					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf.	S e#3
0.3	5.287	-7.254	4.5	3.53	27	1.35	1.623	-12.121	6.28	1.07	27
0.75	4.964	-4.687	3.12	3.31	27	1.91	2.667	-8	4.5	1.76	27
1.21	4.641	-2.6	1.71	3.09	27	2.47	3.28	-4.478	2.98	2.17	27
1.66	3.951	-0.797	0.52	2.62	30	3.02	3.715	-1.889	1.24	2.46	27
2.11	2.995	0	0	1.98	30	3.58	3.832	0	0	2.54	30
2.56	2.78	0	0	1.83	30	4.14	4.231	0	0	2.81	30
3.02	3.276	-0.902	0.59	2.17	27	4.69	4.302	0	0	2.86	30
3.47	3.663	-2.926	1.93	2.43	27	5.25	4.319	-0.112	0.07	2.87	30
3.92	3.964	-5.402	3.61	2.63	27	5.81	4.301	-2.082	1.37	2.86	27
4.37	4.065	-8.435	4.5	2.7	27	6.37	3.841	-4.54	3.02	2.55	27
4.83	3.883	-11.859	6.14	2.57	27	6.92	3.289	-7.983	4.5	2.17	27



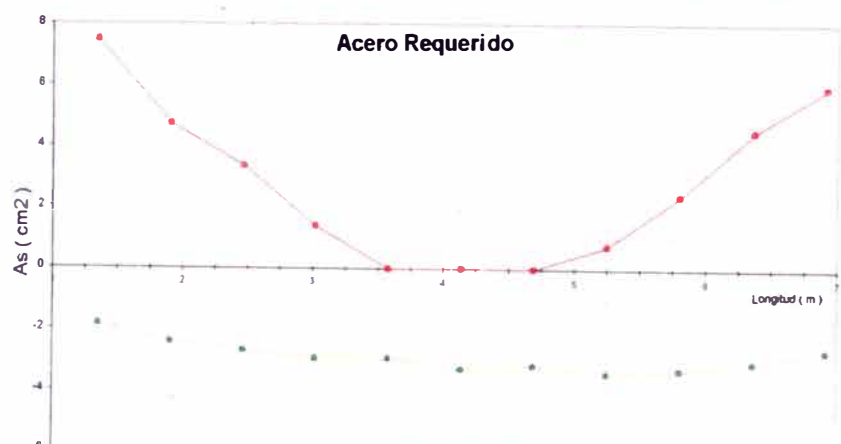
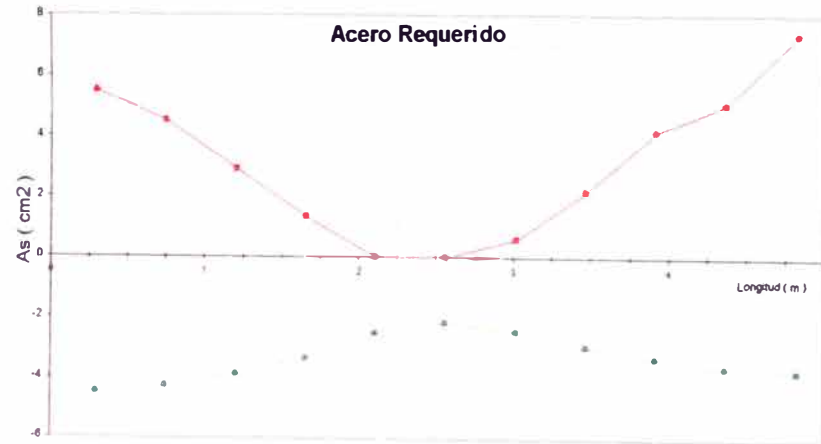
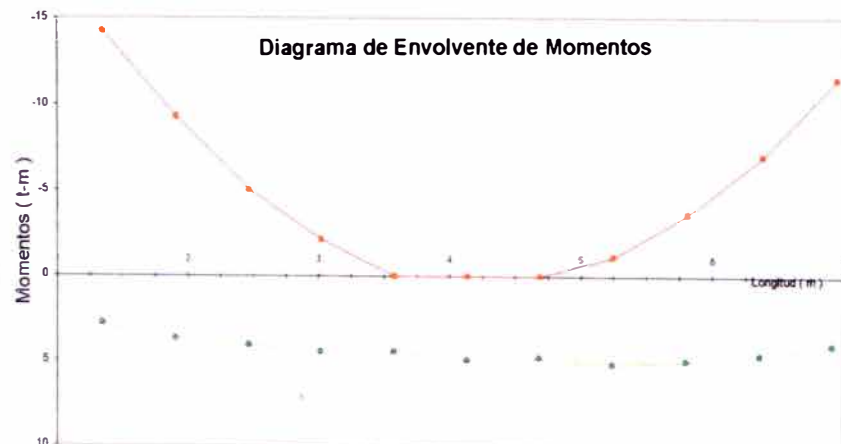
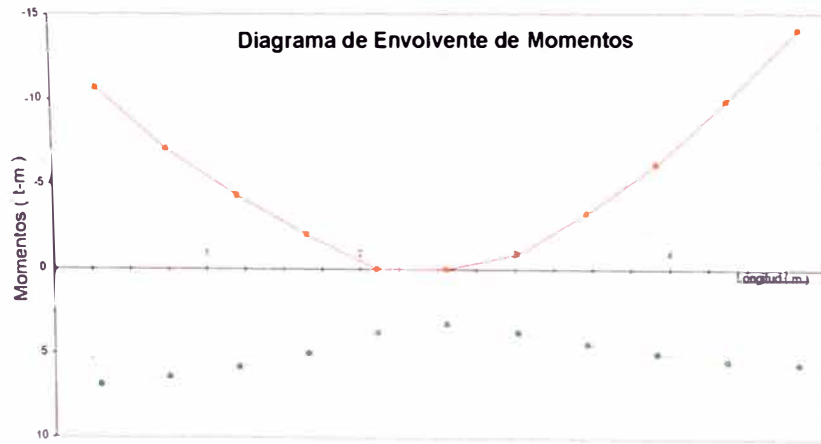
Diagramas de Envolventes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 1, 4

Viga 1, nivel 4 (0.25 x 0.6)						Viga 2, nivel 4 (0.25 x 0.6)					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	6.607	-10.44	5.37	4.43	27	1.35	2.601	-13.969	7.31	1.71	27
0.75	6.16	-6.893	4.5	4.13	27	1.91	3.5	-9.049	4.62	2.32	27
1.21	5.678	-4.264	2.83	3.79	27	2.47	3.921	-4.865	3.24	2.6	27
1.66	4.955	-1.975	1.3	3.3	27	3.02	4.302	-1.981	1.3	2.86	27
2.11	3.746	-0.002	0	2.48	30	3.58	4.289	0	0	2.85	30
2.56	3.221	0	0	2.13	30	4.14	4.839	0	0	3.22	30
3.02	3.592	-0.801	0.52	2.38	27	4.69	4.658	0	0	3.1	30
3.47	4.221	-3.138	2.07	2.8	27	5.25	4.997	-1.152	0.75	3.33	27
3.92	4.741	-5.971	4	3.15	27	5.81	4.758	-3.601	2.38	3.17	27
4.37	5.139	-9.604	4.92	3.43	27	6.37	4.318	-6.959	4.5	2.87	27
4.83	5.222	-13.722	7.17	3.48	27	6.92	3.693	-11.415	5.9	2.45	27



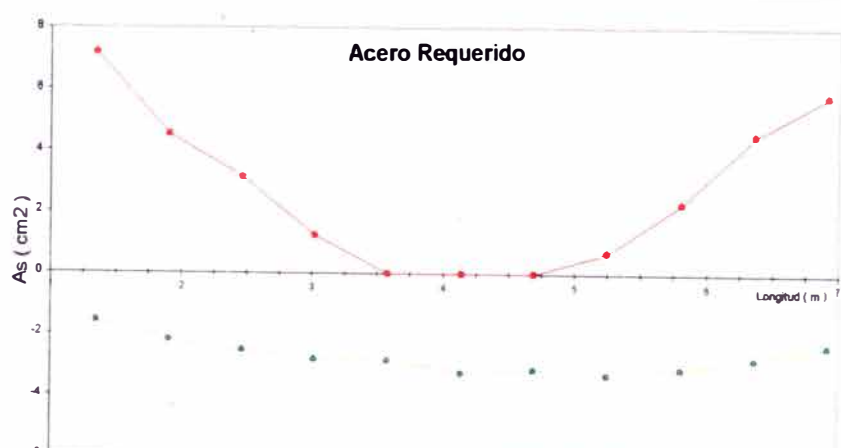
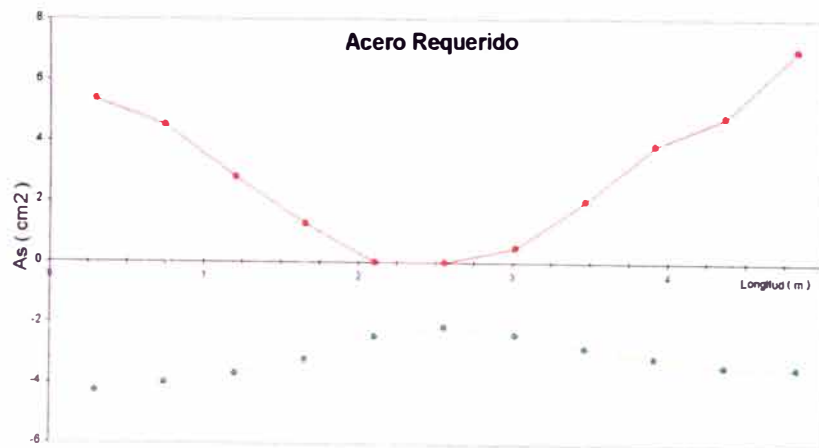
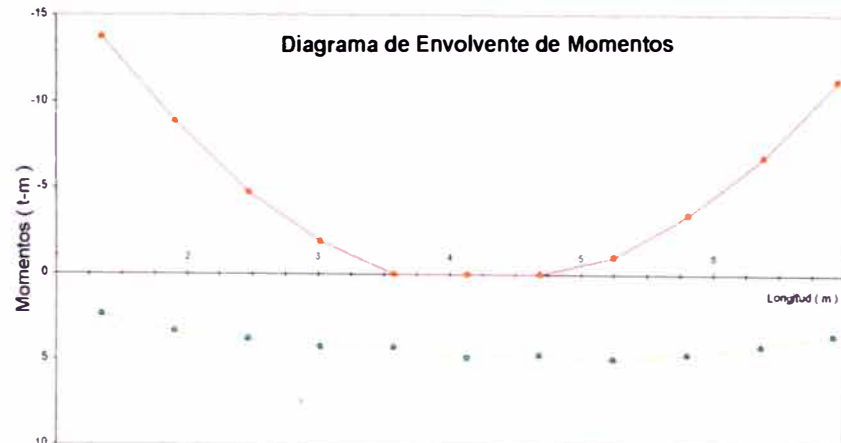
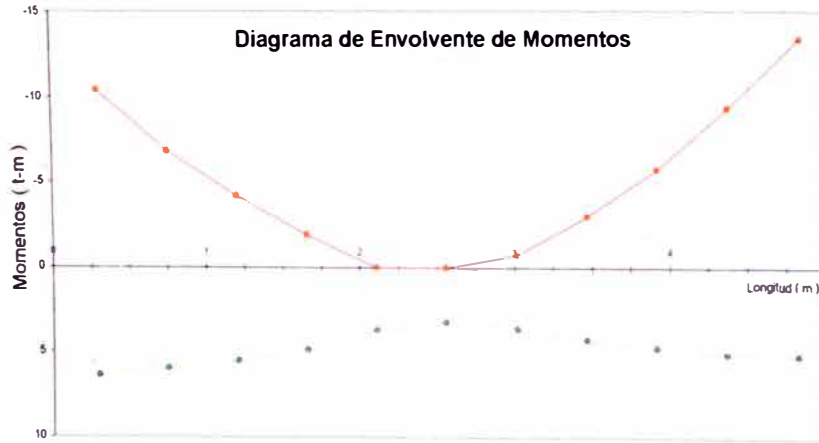
Diagramas de Envoltentes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 1, 4

Viga 1, nivel 3 (0.25 x 0.6)						Viga 2, nivel 3 (0.25 x 0.6)					
x	Envoltentes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			x	Envoltentes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)		
	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3		M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	6.89	-10.679	5.49	4.5	27	1.35	2.803	-14.247	7.47	1.85	27
0.75	6.379	-7.07	4.5	4.28	27	1.91	3.675	-9.27	4.74	2.43	27
1.21	5.809	-4.367	2.9	3.88	27	2.47	4.068	-5.03	3.35	2.7	27
1.66	5.033	-2.02	1.33	3.35	27	3.02	4.437	-2.109	1.39	2.95	27
2.11	3.771	0	0	2.5	30	3.58	4.393	0	0	2.92	30
2.56	3.257	0	0	2.15	30	4.14	4.894	0	0	3.26	30
3.02	3.736	-0.898	0.59	2.47	27	4.69	4.732	0	0	3.15	30
3.47	4.432	-3.299	2.18	2.94	27	5.25	5.113	-1.138	0.75	3.41	27
3.92	4.99	-6.176	4.14	3.32	27	5.81	4.93	-3.615	2.39	3.28	27
4.37	5.447	-9.866	5.06	3.64	27	6.37	4.56	-6.996	4.5	3.03	27
4.83	5.588	-14.042	7.35	3.73	27	6.92	3.997	-11.479	5.93	2.65	27



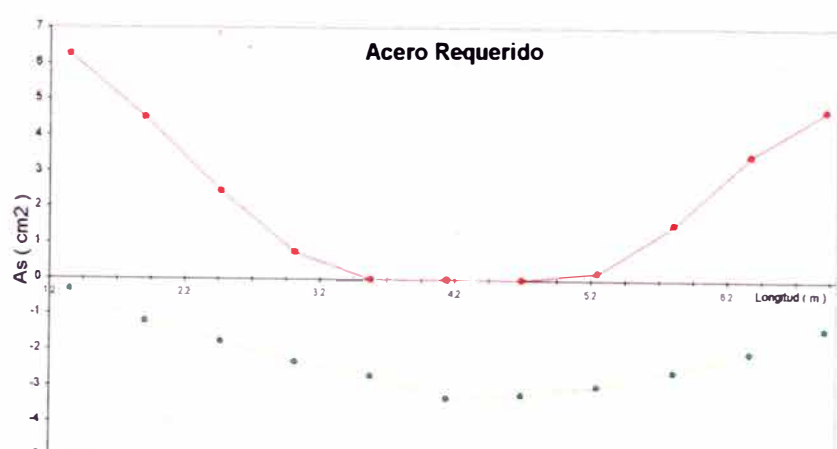
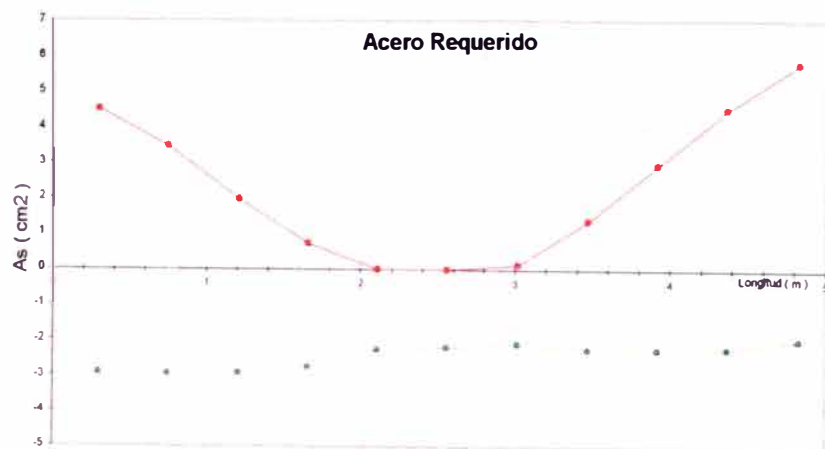
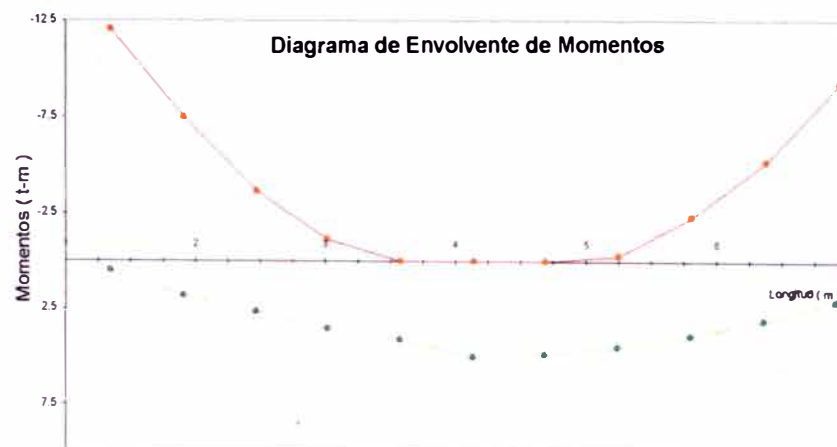
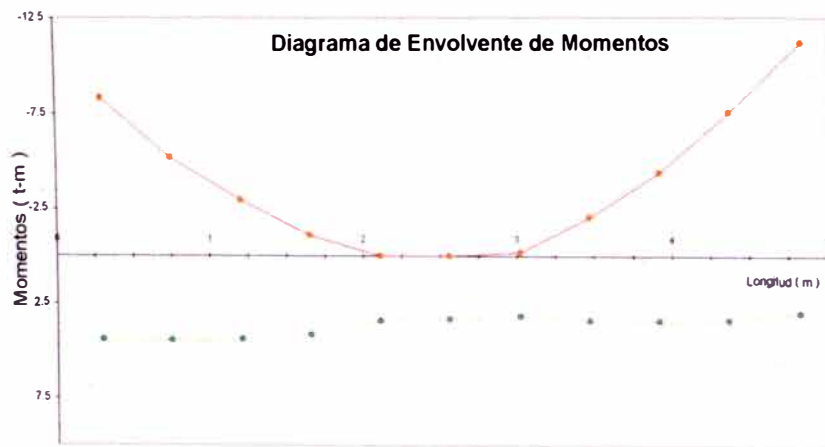
Diagramas de Envolventes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 1, 4

Viga 1, nivel 2 (0.25 x 0.6)						Viga 2, nivel 2 (0.25 x 0.6)					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	6.349	-10.414	5.35	4.26	27	1.35	2.382	-13.735	7.18	1.57	27
0.75	5.955	-8.868	4.5	3.98	27	1.91	3.328	-8.857	4.52	2.2	27
1.21	5.502	-4.193	2.78	3.67	27	2.47	3.796	-4.717	3.14	2.51	27
1.66	4.84	-1.921	1.26	3.22	27	3.02	4.237	-1.882	1.24	2.81	27
2.11	3.693	0	0	2.45	30	3.58	4.264	0	0	2.83	30
2.56	3.245	0	0	2.14	30	4.14	4.866	0	0	3.24	30
3.02	3.61	-0.741	0.48	2.39	27	4.69	4.685	0	0	3.12	30
3.47	4.234	-3.026	2	2.81	27	5.25	4.931	-1.04	0.68	3.28	27
3.92	4.715	-5.765	3.85	3.14	27	5.81	4.649	-3.442	2.28	3.09	27
4.37	5.097	-9.331	4.77	3.4	27	6.37	4.176	-6.786	4.5	2.77	27
4.83	5.164	-13.388	6.98	3.44	27	6.92	3.512	-11.203	5.78	2.32	27



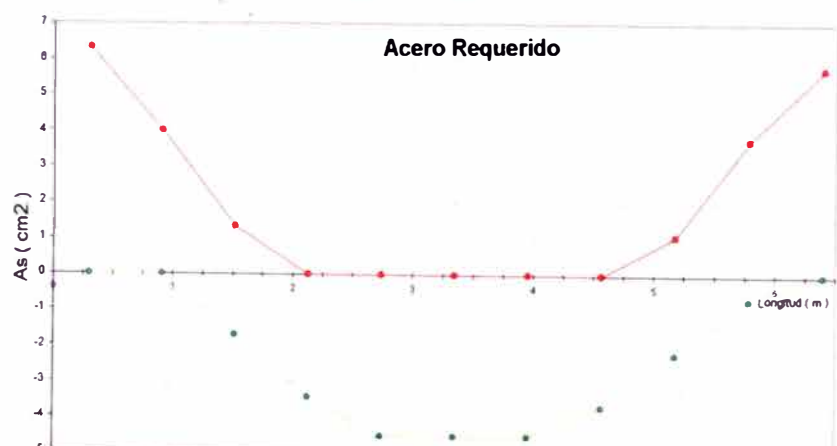
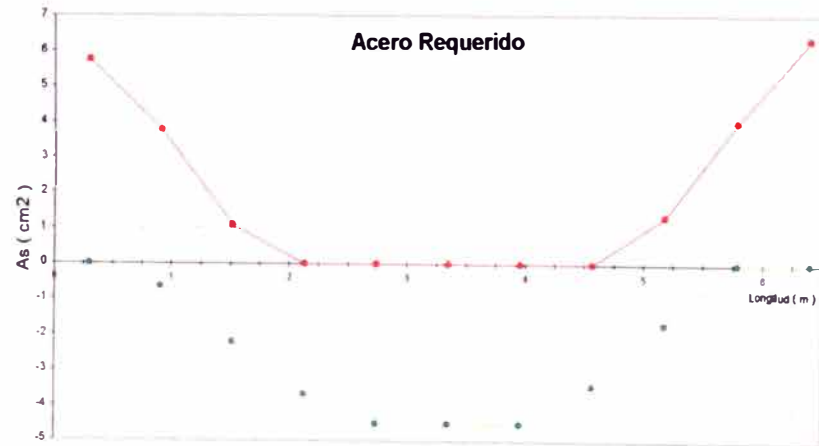
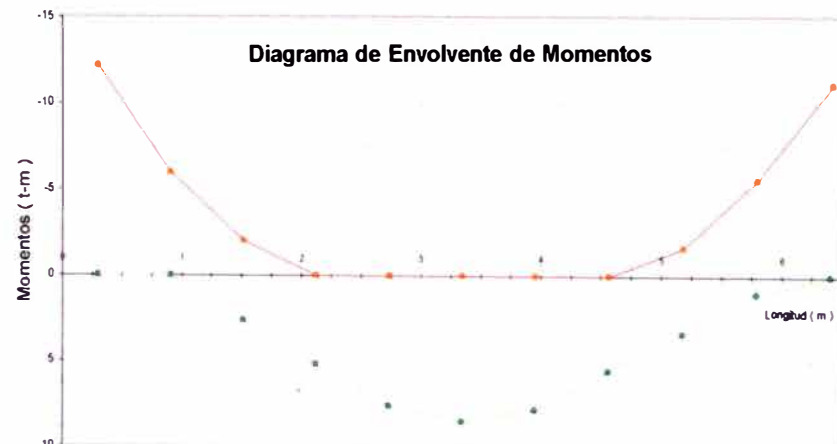
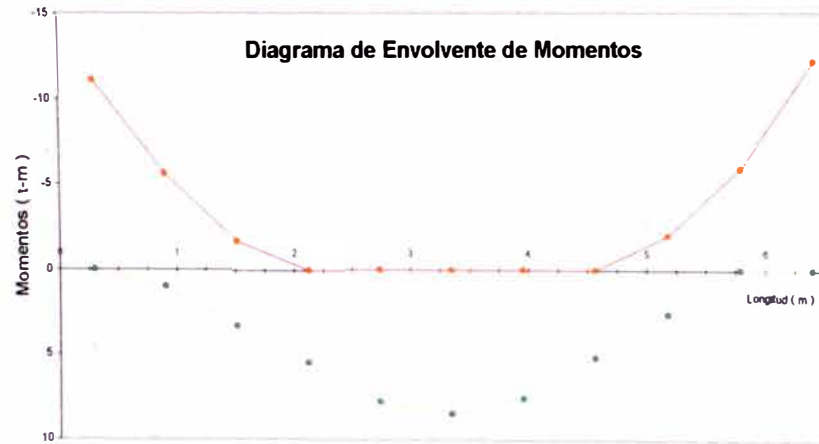
Diagramas de Envolventes de Momentos y Acero Requerido para las Vigas de los Perfiles 1, 2

Viga 1, nivel 1 (0.25 x 0.6)						Viga 2, nivel 1 (0.25 x 0.6)					
Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	4.413	-8.312	4.5	2.93	27	1.35	0.488	-12.06	6.25	0.32	27
0.75	4.433	-5.189	3.46	2.95	27	1.91	1.811	-7.493	4.5	1.19	27
1.21	4.402	-2.948	1.95	2.92	27	2.47	2.656	-3.667	2.43	1.75	27
1.66	4.155	-1.104	0.72	2.76	30	3.02	3.503	-1.131	0.74	2.32	27
2.11	3.422	0	0	2.26	30	3.58	4.053	0	0	2.69	30
2.56	3.328	0	0	2.2	30	4.14	4.965	0	0	3.31	30
3.02	3.174	-0.194	0.13	2.1	30	4.69	4.827	0	0	3.21	30
3.47	3.387	-2.064	1.36	2.24	27	5.25	4.448	-0.295	0.19	2.96	30
3.92	3.391	-4.404	2.93	2.24	27	5.81	3.857	-2.32	1.53	2.56	27
4.37	3.344	-7.568	4.5	2.21	27	6.37	3.041	-5.219	3.48	2.01	27
4.83	2.983	-11.219	5.79	1.97	27	6.92	2.062	-9.25	4.73	1.36	27



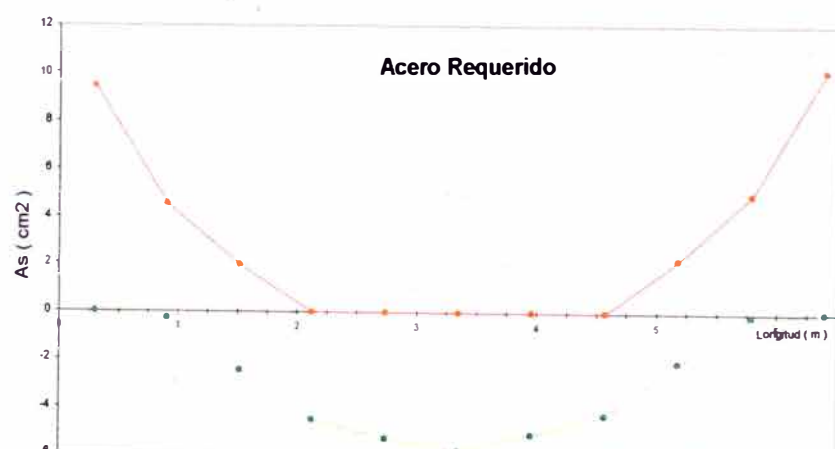
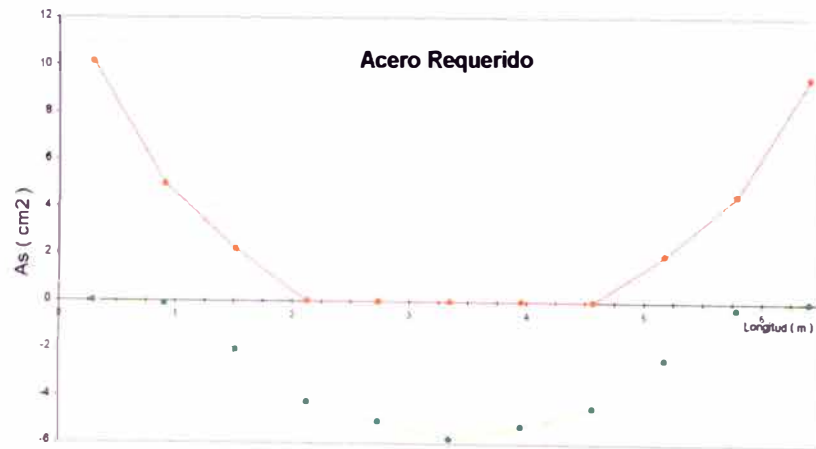
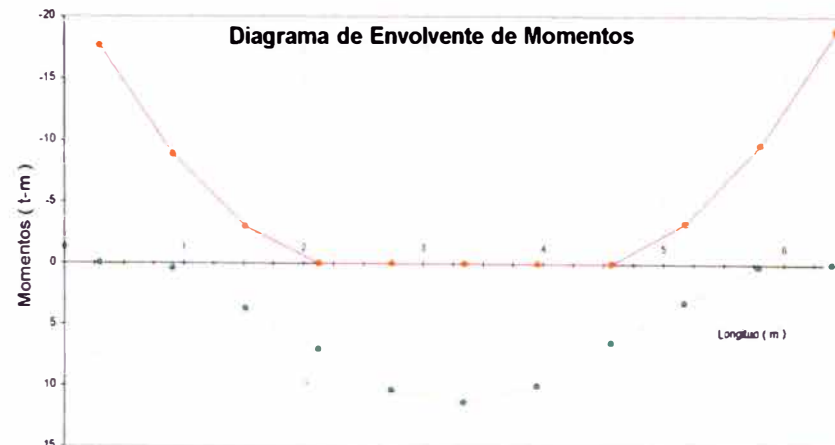
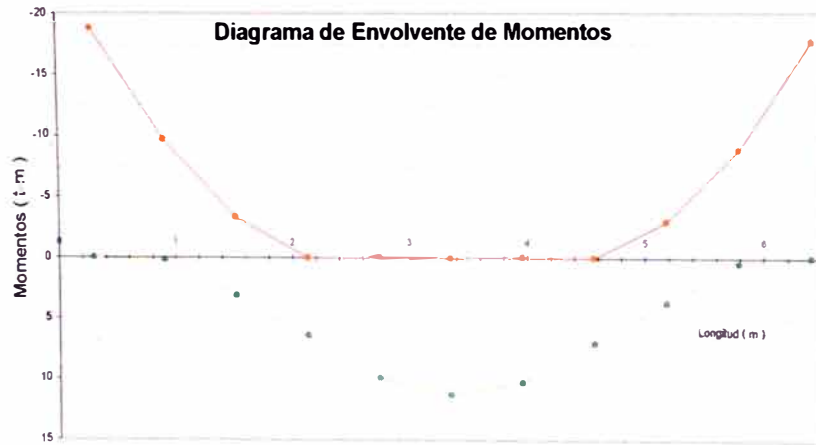
Diagramas de Envoltentes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 2, 3

Viga 1, nivel 5						Viga 2, nivel 5					
Envoltentes de Momentos			Refuerzo (ACI 318-83)			Envoltentes de Momentos			Refuerzo (ACI 318-83)		
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	0	-11.127	5.74	0	27	0.3	0	-12.187	6.32	0	27
0.91	0.988	-5.642	3.77	0.65	27	0.91	0	-5.977	4	0	27
1.52	3.336	-1.642	1.08	2.21	27	1.52	2.6	-2.028	1.33	1.71	27
2.13	5.509	0	0	3.68	27	2.13	5.145	0	0	3.43	27
2.74	7.754	0	0	4.5	30	2.74	7.572	0	0	4.5	30
3.35	8.442	0	0	4.5	30	3.35	8.442	0	0	4.5	30
3.96	7.572	0	0	4.5	30	3.96	7.754	0	0	4.5	30
4.57	5.145	0	0	3.43	27	4.57	5.509	0	0	3.68	27
5.18	2.6	-2.028	1.33	1.71	27	5.18	3.336	-1.642	1.08	2.21	27
5.79	0	-5.977	4	0	27	5.79	0.988	-5.642	3.77	0.65	27
6.4	0	-12.187	6.32	0	27	6.4	0	-11.127	5.74	0	27



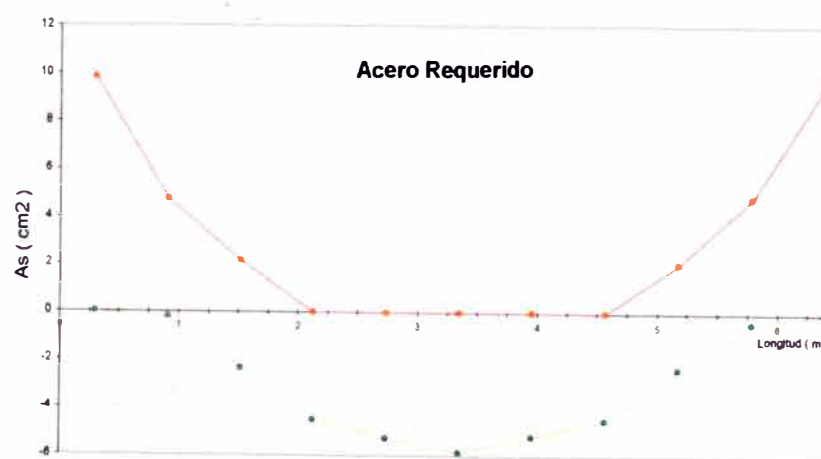
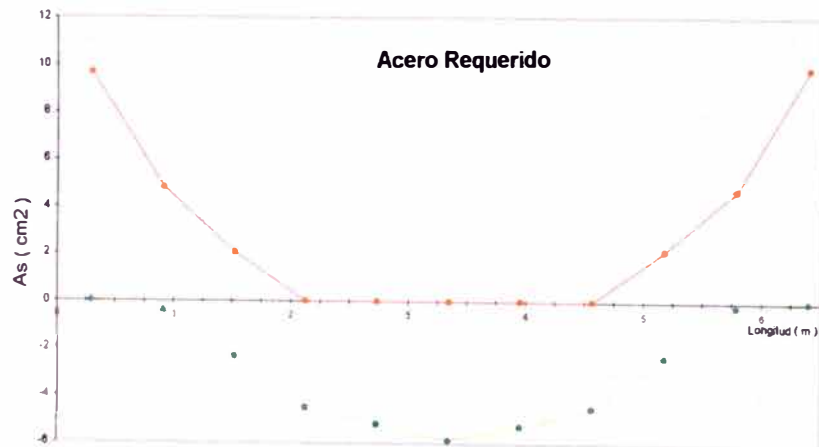
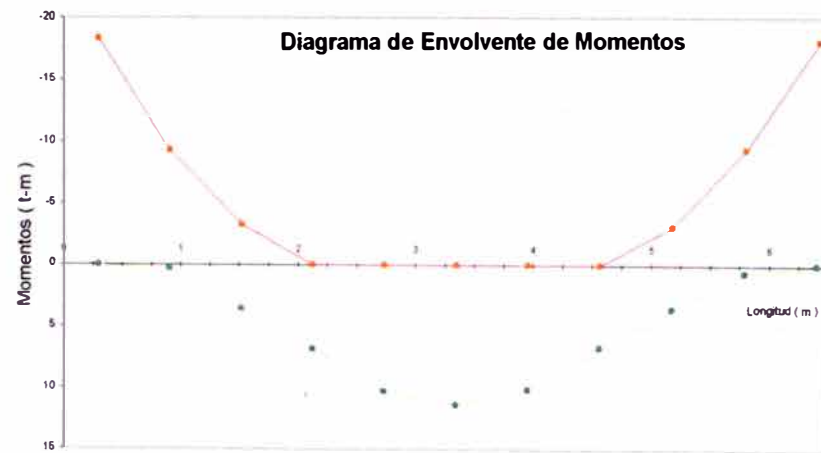
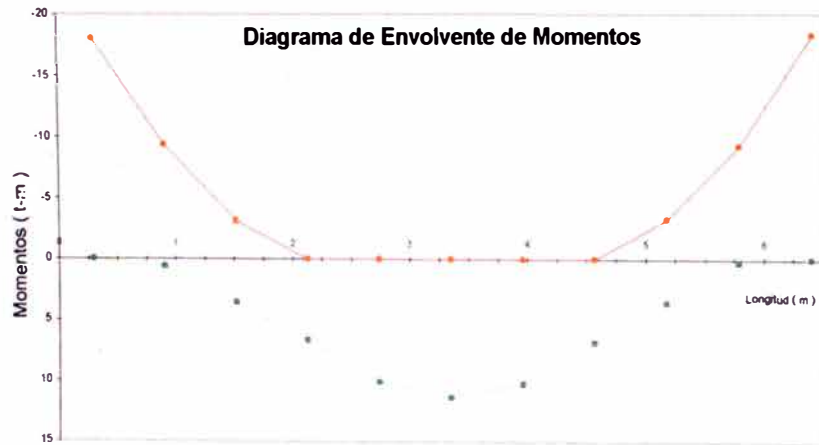
Diagramas de Envoltentes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 2, 3

Viga	1, nivel 4					Viga	2, nivel 4				
	Envoltentes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)				Envoltentes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)		
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	0	-18.813	10.11	0	17.5	0.3	0	-17.711	9.46	0	18.4
0.91	0.184	-9.682	4.96	0.12	27	0.91	0.45	-8.839	4.51	0.29	27
1.52	3.121	-3.307	2.19	2.06	27	1.52	3.696	-2.984	1.97	2.45	27
2.13	6.381	0	0	4.28	27	2.13	7.012	0	0	4.5	27
2.74	9.911	0	0	5.08	27	2.74	10.289	0	0	5.28	30
3.35	11.256	0	0	5.81	30	3.35	11.256	0	0	5.81	30
3.96	10.289	0	0	5.28	30	3.96	9.911	0	0	5.08	27
4.57	7.012	0	0	4.5	27	4.57	6.381	0	0	4.28	27
5.18	3.695	-2.984	1.97	2.45	27	5.18	3.121	-3.307	2.19	2.06	27
5.79	0.45	-8.839	4.51	0.29	27	5.79	0.184	-9.682	4.96	0.12	27
6.4	0	-17.711	9.46	0	18.4	6.4	0	-18.813	10.11	0	17.5



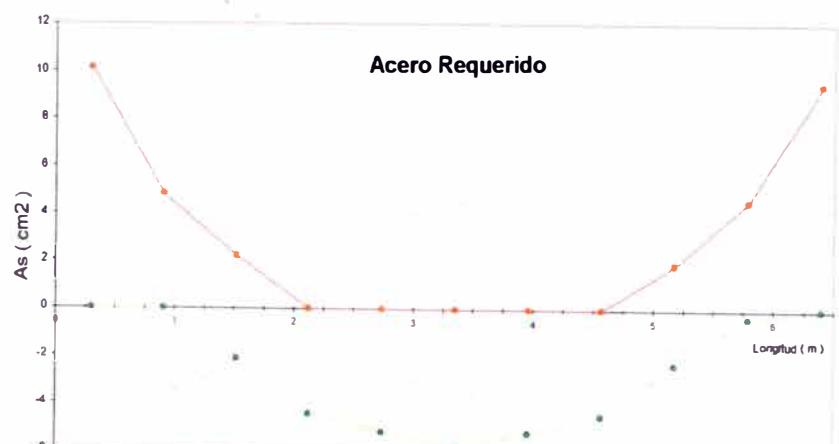
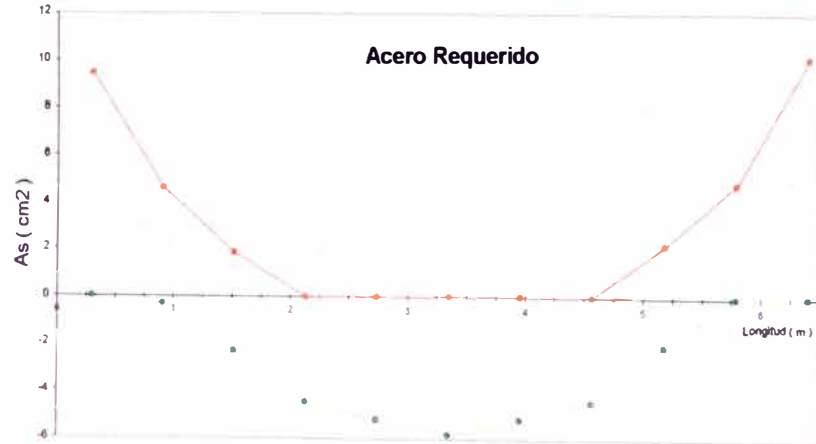
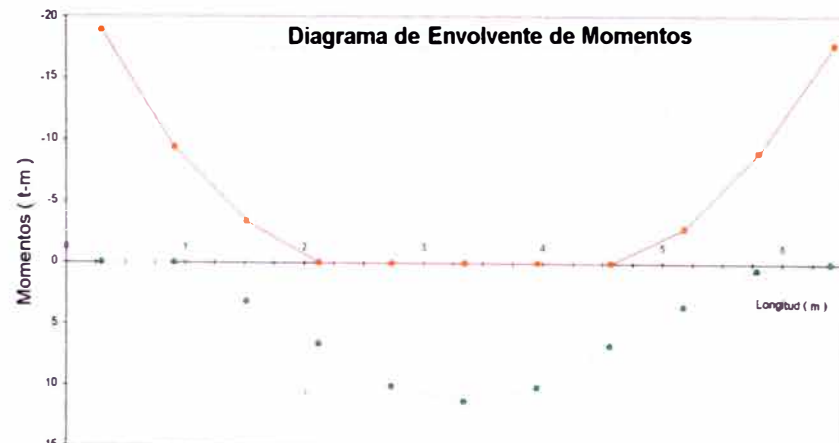
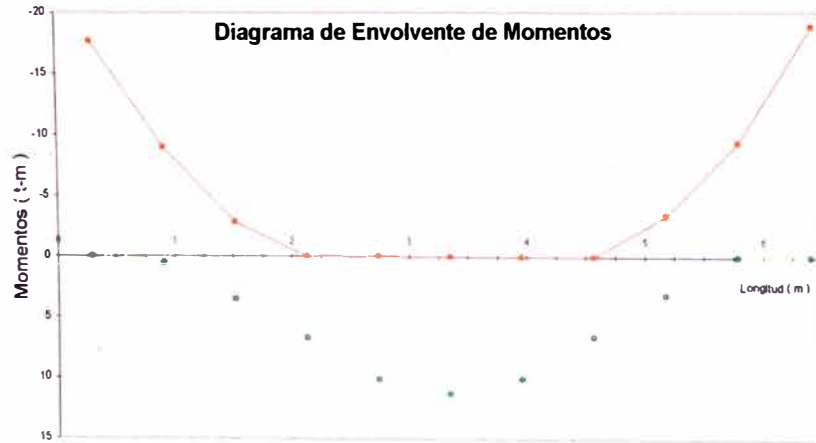
Diagramas de Envolventes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 2, 3

Viga 1, nivel 3						Viga 2, nivel 3					
x	Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)			x	Envolventes de Momentos		Refuerzo (ACI 318-83)		
	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3		M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	0	-18.072	9.67	0	17.8	0.3	0	-18.327	9.82	0	17.9
0.91	0.633	-9.384	4.8	0.41	27	0.91	0.297	-9.262	4.73	0.19	27
1.52	3.547	-3.112	2.06	2.35	27	1.52	3.54	-3.269	2.16	2.34	27
2.13	6.691	0	0	4.49	27	2.13	6.835	0	0	4.5	27
2.74	10.12	0	0	5.19	30	2.74	10.241	0	0	5.26	30
3.35	11.336	0	0	5.85	30	3.35	11.336	0	0	5.85	30
3.96	10.241	0	0	5.26	30	3.96	10.12	0	0	5.19	30
4.57	6.835	0	0	4.5	27	4.57	6.691	0	0	4.49	27
5.18	3.54	-3.269	2.16	2.34	27	5.18	3.547	-3.112	2.06	2.35	27
5.79	0.297	-9.262	4.73	0.19	27	5.79	0.633	-9.384	4.8	0.41	27
6.4	0	-18.327	9.82	0	17.9	6.4	0	-18.072	9.67	0	17.8



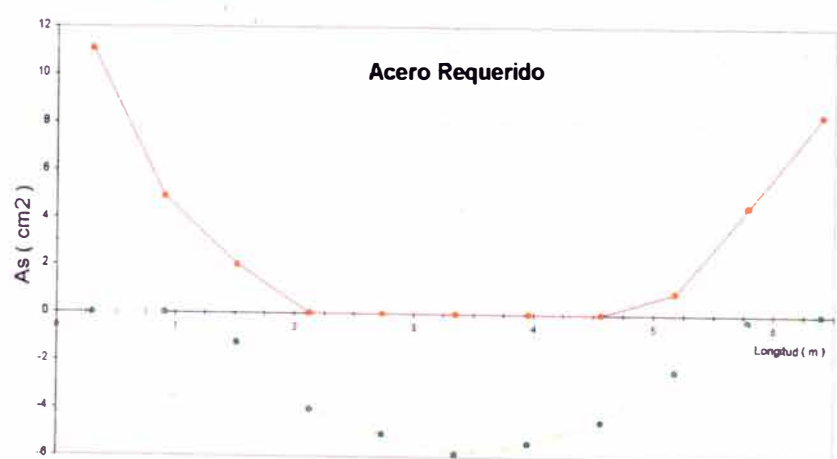
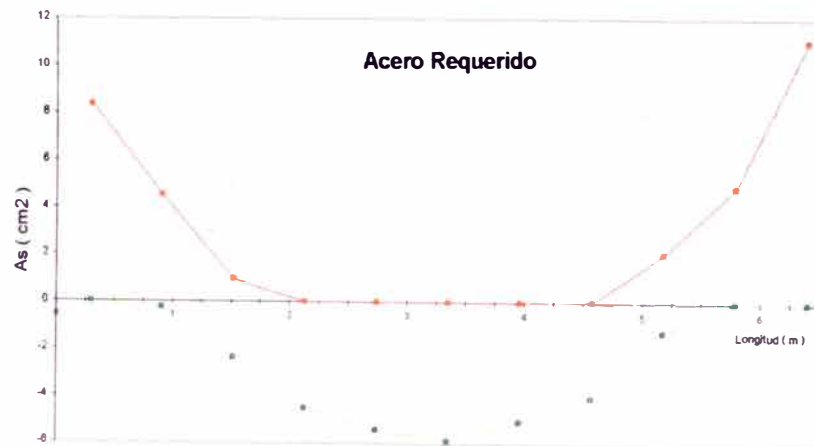
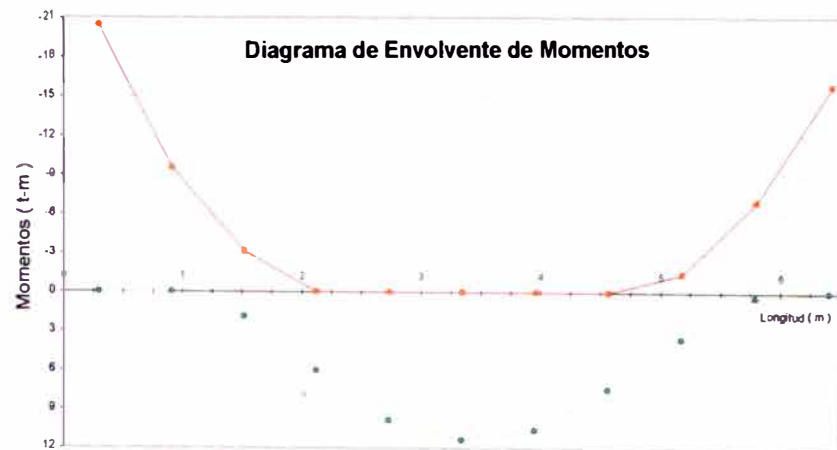
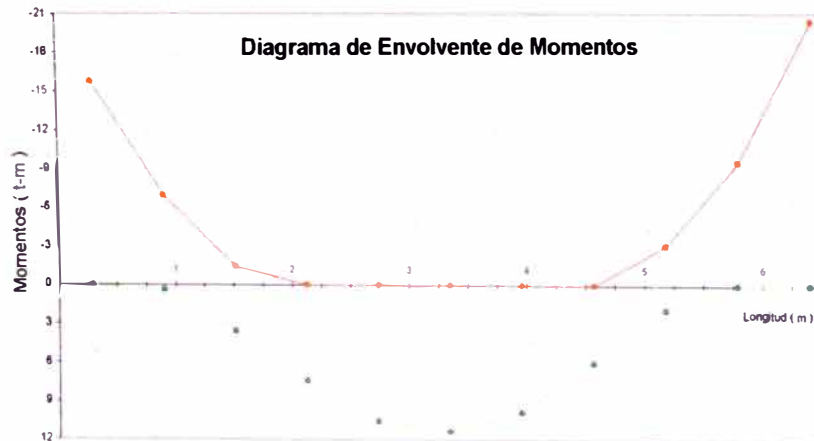
Diagramas de Envolventes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 2, 3

Viga 1, nivel 2						Viga 2, nivel 2					
Envolventes de Momentos			Refuerzo (ACI 318-83)			Envolventes de Momentos			Refuerzo (ACI 318-83)		
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	0	-17.697	9.45	0	18.1	0.3	0	-18.879	10.15	0	17.7
0.91	0.543	-8.978	4.58	0.35	27	0.91	0	-9.396	4.8	0	27
1.52	3.492	-2.829	1.87	2.31	27	1.52	3.166	-3.346	2.21	2.09	27
2.13	6.66	0	0	4.47	27	2.13	6.58	0	0	4.42	27
2.74	10.106	0	0	5.19	30	2.74	10.066	0	0	5.16	30
3.35	11.241	0	0	5.8	30	3.35	11.241	0	0	5.8	30
3.96	10.066	0	0	5.16	30	3.96	10.106	0	0	5.19	30
4.57	6.58	0	0	4.42	27	4.57	6.66	0	0	4.47	27
5.18	3.166	-3.346	2.21	2.09	27	5.18	3.492	-2.829	1.87	2.31	27
5.79	0	-9.396	4.8	0	27	5.79	0.543	-8.978	4.58	0.35	27
6.4	0	-18.879	10.15	0	17.7	6.4	0	-17.697	9.45	0	18.1



Diagramas de Envoltentes de Momentos y Acero Requerido para las vigas de los pórticos 2, 3

Viga 1, nivel 1						Viga 2, nivel 1					
Envoltentes de Momentos			Refuerzo (ACI 318-83)			Envoltentes de Momentos			Refuerzo (ACI 318-83)		
x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3	x	M máx	M mín	As sup	As inf	S e#3
0.3	0	-15.807	8.35	0	19.1	0.3	0	-20.416	11.07	0	16.8
0.91	0.353	-6.948	4.5	0.23	27	0.91	0	-9.549	4.89	0	25.7
1.52	3.574	-1.425	0.93	2.37	27	1.52	1.889	-3.096	2.04	1.24	27
2.13	7.41	0	0	4.5	27	2.13	6.015	0	0	4.03	27
2.74	10.527	0	0	5.41	30	2.74	9.83	0	0	5.04	27
3.35	11.334	0	0	5.85	30	3.35	11.334	0	0	5.85	30
3.96	9.83	0	0	5.04	27	3.96	10.527	0	0	5.41	30
4.57	6.015	0	0	4.03	27	4.57	7.41	0	0	4.5	27
5.18	1.889	-3.096	2.04	1.24	27	5.18	3.574	-1.425	0.93	2.37	27
5.79	0	-9.549	4.89	0	25.7	5.79	0.353	-6.948	4.5	0.23	27
6.4	0	-20.416	11.07	0	16.8	6.4	0	-15.807	8.35	0	19.1



Diseño de Vigas

Características de la sección	Características de los Materiales
b = 25 cm	f _c = 210 kg/cm ²
h = 60 cm	F _y = 4,200 kg/cm ²
r = 4 cm	B1 = 0.85
∅ e = 1 cm	∅ (flexion) = 0.9
∅ L = 1.6 cm	p min (NTE) = 0.0024
d = 54 cm	p min (ACI) = 0.0033

p bal = 0.0213	
p max = 0.0159	= 0.75 de la cuantía balanceada
p max sism= 0.0106	= 0.50 de la cuantía balanceada

Cargas Actuantes	
M ultimo	20.416 t-m
M ultimo	2,041,600.00 kg-cm

Resolviendo se tendra :	
p = 0.0082	OK p > p min OK p < p max

Area de acero	
As = 11.07 cm ²	
As _{min} = 3.26 cm ²	usando la cuantía minima de la norma peruana
As _{max} = 14.34 cm ²	usando la cuantía maxima para porticos sismorresistentes

Diseño por Corte en Vigas

Características de la sección	Características de los Materiales
b = 25 cm	f _c = 210 kg/cm ²
h = 60 cm	F _y = 4,200 kg/cm ²
r = 4 cm	B1 = 0.85
∅ estribo = 1 cm	∅ (corte) = 0.85
∅ L = 1.58 cm	
d = 54 cm	

Cargas Actuantes	
V ultimo	19.708 t
V ultimo	19708 kg

Contribución del concreto	
V _c	10,368.58 kg
V _c	10.37 tn
∅ V _c	8,813.29 kg

Contribución del refuerzo	
Como :.....	Vultimo > ∅ Vc
Entonces el acero tomará...	Vs = 12,817.30 Kg
El espaciamiento para esto	s = 25.13 cm

Características del confinamiento	
Longitud de la zona de confinamiento es	108 cm
S max en la zona de confinamiento	12.64 cm
¼ d	13.5 cm
8 db	12.64 cm
30 cm	30 cm
S max fuera de la zona de confinamiento	27 cm

DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de los elementos tipo columna consiste en proporcionar adecuado refuerzo longitudinal y transversal tal que el elemento esté en la capacidad de resistir las solicitaciones de carga en su vida útil.

Para tal caso el diseño de éstos elementos se hace en base a las mismas hipótesis del diseño por flexión, considerando también el problema de esbeltez. La esbeltez en columnas produce una reducción de la capacidad de carga, por tal motivo su análisis e influencia deben ser adecuadamente cuantificados, finalmente se hace una revisión de lo estipulado en la norma Peruana respecto al diseño por flexocompresión biaxial.

A continuación hacemos una breve descripción de los principales aspectos en el diseño de elementos a flexocompresión luego del cual se desarrolla el análisis y diseño para la columna de cuatro niveles ubicada en la intersección del eje E y el eje 5.

Fundamento Teórico

Procedimiento de diseño de elementos a flexocompresión

El diseño de elementos a flexocompresión los haremos con la ayuda de los ábacos (diagramas de iteración) del ACI SP-17A(90), para su uso se requiere recalcular:

$$1) \quad \frac{P_u}{A_g} \quad \text{en kg/cm}^2$$

$$2) \quad \frac{M_u}{A_g h} \quad \text{en kg/cm}^2$$

$$3) \quad \gamma = \frac{h - 2 * r}{h}$$

con estos valores y con la equivalencia $1\text{ksi}=70.3\text{kg/cm}^2$ seleccionaremos la tabla adecuada según:

- Identificación del tipo de columna, circular o rectangular
- Identificación del tipo de refuerzo, a dos caras, cuatro caras o circular.
- Esfuerzo de compresión del concreto f'_c .
- Esfuerzo de fluencia del acero F_y .

Cuantía máxima y mínima

La norma NTE E060-89 establece que la cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06, debiendo incluirse los detalles constructivos de la unión viga columna si ésta sobrepasa de 0.04.

Efectos de Esbeltez de elementos a Compresión

La esbeltez producida por la carga axial aplicada puede modificar significativamente los momentos calculados, por lo que su evaluación se hace necesaria, sin embargo el proceso de cálculo de la rigidez del conjunto concreto-refuerzo considerando secciones fisuradas, hacen

difícil una evaluación simple, por lo cual se efectúa una evaluación aproximada de los efectos de esbeltez.

A continuación mencionaremos algunas variables que afectan la resistencia de las columnas esbeltez que conforman las estructuras.

- El grado de restricción rotacional en el extremo, a mayor rigidez de las vigas concurrentes al nudo mayor la resistencia de la columna.
- El grado de restricción lateral, una columna no arriostrada es apreciablemente mas débil que otra arriostrada, ante desplazamientos laterales.
- La cantidad del refuerzo del acero así como la calidad de los materiales afectan la resistencia y rigidez a flexión de la columna.
- La duración de la carga, ya que debida al flujo plástico aumentan las deflexiones y por lo tanto disminuye la resistencia de las columnas esbeltas.

Evaluación Aproximada de la Esbeltez (Norma Peruana NTE E 060-89)

La Norma evalúa un factor de corrección por esbeltez de tal modo de corregir los momentos de primer orden obtenidos del análisis y diseñar las columnas con estos momentos amplificados, para tal efecto el factor de corrección por esbeltez se subdivide en dos términos, el primero corrige el momento por cargas de gravedad (M_{uv}), denominándose factor de esbeltez local δ_l , el segundo corrige el momento debido a desplazamientos laterales por sismo (M_{us}), denominándose factor de esbeltez global δ_g , finalmente podemos expresar el momento amplificado como:

$$M_c = \delta_l M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

Efecto local de esbeltez

Este efecto se puede despreciar si:

$$\frac{l_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

caso contrario debe ser evaluada con:

$$\delta_l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

siendo:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad \text{factor de correccion por curvatura}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{l_n^2} \quad \text{carga critica de Euler}$$

donde lo términos son:

P_u = Carga amplificada actuante sobre la columna

ϕ = Factor de reducción de resistencia

columnas estribadas igual a 0.7

columnas zunchadas igual a 0.75

P_c	=	Carga crítica de pandeo, Euler, donde en forma conservadora se toma $k=1$
C_m	=	Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.
E_c	=	Modulo de elasticidad del concreto
I_g	=	Inercia de la sección bruta de concreto en la dirección analizada
β_d	=	Relación entre el Momento de carga sostenida sobre Momento total (≤ 1)
L_n	=	Luz libre de la columna entre apoyos en la dirección analizada
M_1	=	Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna (positivo si tiene curvatura simple y negativo con doble curvatura).
M_2	=	Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.
r	=	Radio de giro de la sección, para una sección rectangular $r=0.30h$ y para una sección circular $r=0.25D$, siendo h el peralte y D el diámetro.

En la mayoría de las edificaciones se tendrá el caso de curvatura doble, resultando generalmente $C_m=0.6-0.4=0.2$ pero debe tomarse como mínimo $C_m=0.4$.

Efecto global de esbeltez

Este efecto puede despreciarse si:

$$\frac{Kl_n}{r} < 22 \quad \text{despreciar esbeltez global}$$

$$\frac{Kl_n}{r} > 100 \quad \text{cambiar seccion ó analisis P - } \Delta$$

En el intervalo se procederá de la siguiente manera.

Se procederá a calcular el factor global de esbeltez con una de las siguientes formulas:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q} \quad \text{Porticos con muros de corte}$$

$$\delta_g = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \quad \text{Porticos sin muros de corte}$$

Se efectuara la descripción de calculo del factor de esbeltez solo mediante la primera formula ya que la segunda sólo es aplicable para pórticos conformados exclusivamente por columnas y vigas sin muros de corte.

La primera expresión considera el Indice de Estabilidad Q , que se determina con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{(\sum P_u) \Delta_u}{V_u h}$$

donde:

$$\sum P_u = \text{Suma de cargas axiales de diseño amplificadas, acumuladas desde el extremo superior hasta el entrepiso considerado.}$$

Δ_u	=	Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado debido a fuerzas laterales amplificadas.
V_u	=	Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, por cargas laterales.
H	=	Altura del entrepiso considerado.

Se presentaran tres posibles casos dependiendo del valor que tome Q, tal como se aprecia a continuación.

$Q < 0.06$	Tomar $\delta_g = 1$, pueden despreciarse los efectos globales de ductilidad.
$0.06 < Q < 0.25$	Usar la formula indicada.
$0.25 < Q$	Realizar un análisis de segundo orden (P- Δ).

Diseño por Flexocompresion Biaxial

El diseño por flexocompresión biaxial resulta complejo ya que la posición del eje neutro no es simple de determinar, pues la inclinación de éste no es perpendicular a la excentricidad resultante, es principalmente por este motivo que el reglamento NTE E060-89 propone el siguiente método aproximado para columnas cuadradas y rectangulares. Este método presupone un diseño y con el acero así definido se verifica su resistencia a la flexión biaxial.

El procedimiento empleado generalmente primero resuelve los diseños de flexión uniaxial con lo que se determina una cuantía de acero con lo que se procede a verificar la capacidad resistente en flexión biaxial.

La norma propone la siguiente formula

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{n0}}$$

donde:

P_u	=	Resistencia ultima en flexión biaxial
ϕP_{nx}	=	Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$)
ϕP_{ny}	=	Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$)
ϕP_{n0}	=	Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_x = e_y = 0$)

Esta ecuación es valida siempre que:

$$\frac{P_u}{\phi P_{n0}} \geq 0.1$$

En caso contrario se deberá usar:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y.

Diseño por Cortante de elementos en flexocompresión

El diseño por cortante en elementos sometidos a flexocompresión se efectúa de modo similar al explicado para vigas; debiendo calcularse la fuerza cortante V_u a partir de las resistencias nominales en flexión M_n , en los extremos de la luz libre del elemento, a fin de proporcionar al elemento una resistencia tal que asegure que no ocurra una falla por cortante, sino buscar la falla por flexocompresión (art. 13.7.2.1 NTE E060-89)

$$V_u \leq \phi V_n \qquad V_n = V_c + V_s$$

donde: V_u = resistencia requerida

V_n = resistencia nominal

V_c = contribución del concreto a la resistencia al corte

V_s = contribución del acero a la resistencia al corte

ϕ = factor de reducción de resistencia para cortante sin o con torsión 0.85.

Procedimiento de diseño por corte

Primero calcularemos la contribución del concreto a la resistencia al corte.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

donde: N_u = Carga axial amplificada normal a la sección transversal, en Kg.

A_g = Area total de la sección transversal, en cm^2

Luego tendremos, si:

$$\phi \frac{V_c}{2} < V_u < \phi V_c \Rightarrow A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (\text{área mínima de refuerzo por corte})$$

$$V_u > \phi V_c \Rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

siendo,

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{con la limitante } V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

donde: A_v = área del refuerzo por cortante

s = distancia donde se proporciona dicho refuerzo

Finalmente debemos verificar los espaciamientos máximos dentro y fuera de las zonas de confinamiento, así tendremos.

Si:

$$V_s < 1.1\sqrt{f'_c}b_w d \Rightarrow s_{max} \leq \begin{cases} 0.5d \\ 60cm \end{cases}$$

$$V_s \geq 1.1\sqrt{f'_c}b_w d \Rightarrow s_{max} \leq \begin{cases} 0.25d \\ 30cm \end{cases}$$

La longitud de la zona de confinamiento (l_0) será:

$$l_0 \leq \begin{cases} 1/6 \text{ de la luz libre} \\ \max\{b, d\} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

El primer estribo se debe colocar a una distancia no mayor de 5 cm. de la cara del nudo.

Asimismo en esta zona de confinamiento el espaciamiento del refuerzo transversal se tomara como el menor valor de:

$$s_{(\text{confinamiento})} \leq \begin{cases} \min\{b/2, d/2\} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

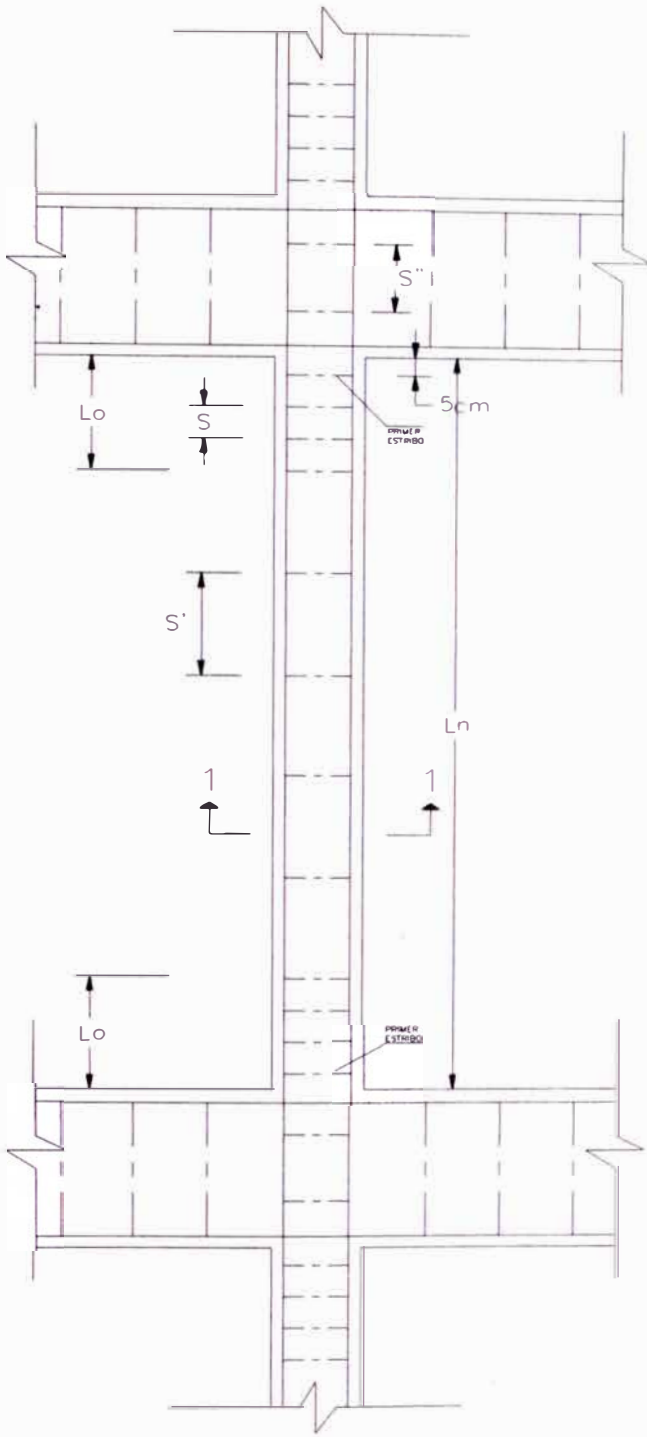
fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento no excederá de:

$$s \leq \begin{cases} 16\phi \text{ longitudinal menor} \\ \min\{b, d\} \\ 30cm \end{cases}$$

Dentro del nudo, el área mínima de refuerzo transversal que deberá proporcionarse debe cumplir con:

$$A_v \geq 7.0 \frac{b s}{f_y}$$

siendo b, el ancho del nudo en la dirección que se esta analizando, con un espaciamiento s que no exceda de 15 cm.



• LONGITUD DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO

$$L_o \leq \begin{cases} h/6 \\ \text{m\u00e1x. (a, b)} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

• ESPACIAMIENTO DENTRO DE L_o

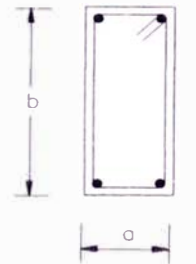
$$S \leq \begin{cases} \text{m\u00edn. (a/2, b/2)} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

• ESPACIAMIENTO FUERA DE L_o

$$S' \leq \begin{cases} 16 \text{ db} \\ \text{m\u00edn. (a, b)} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

• ESPACIAMIENTO DENTRO DEL NUDO

$$S'' \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \end{cases}$$



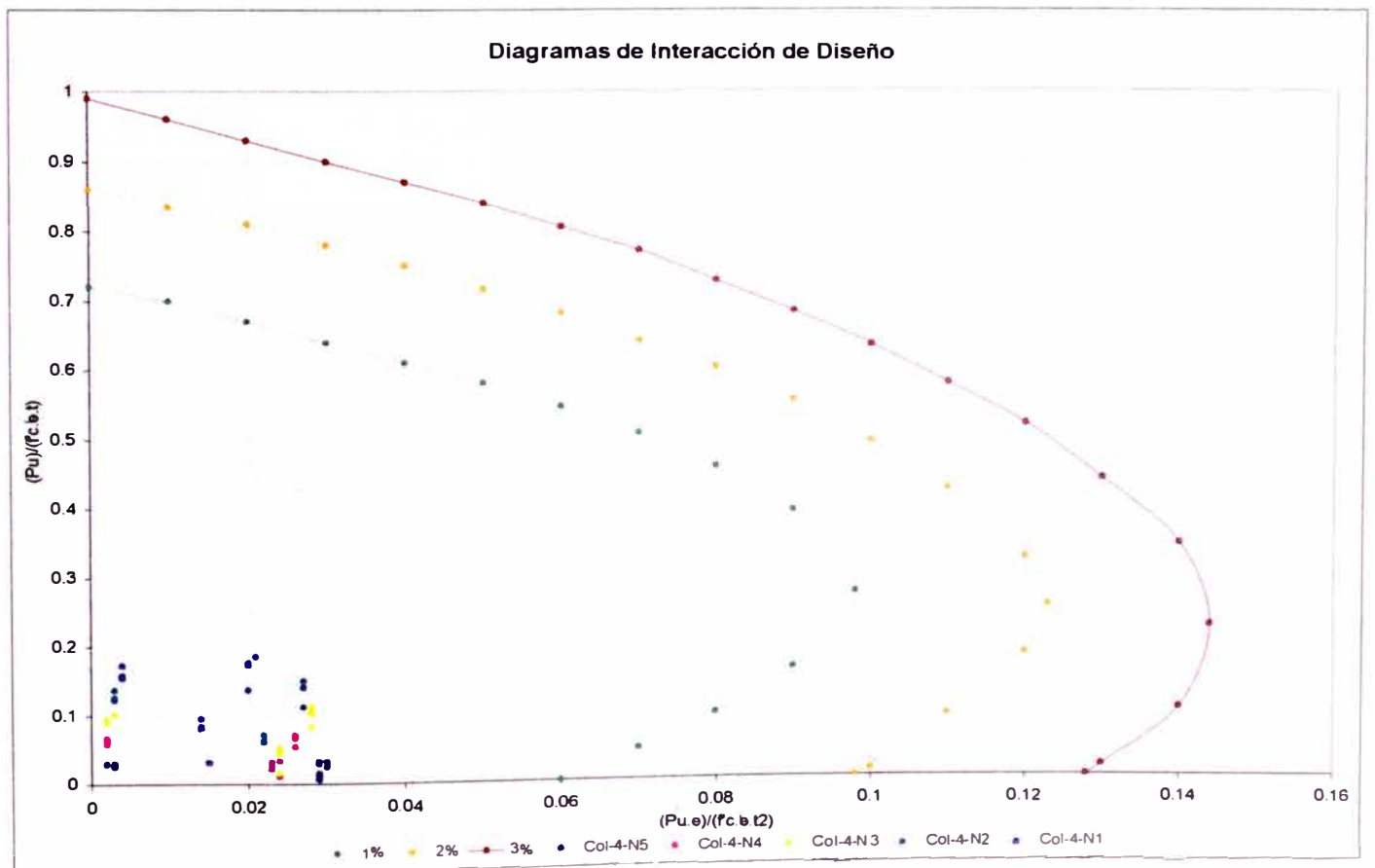
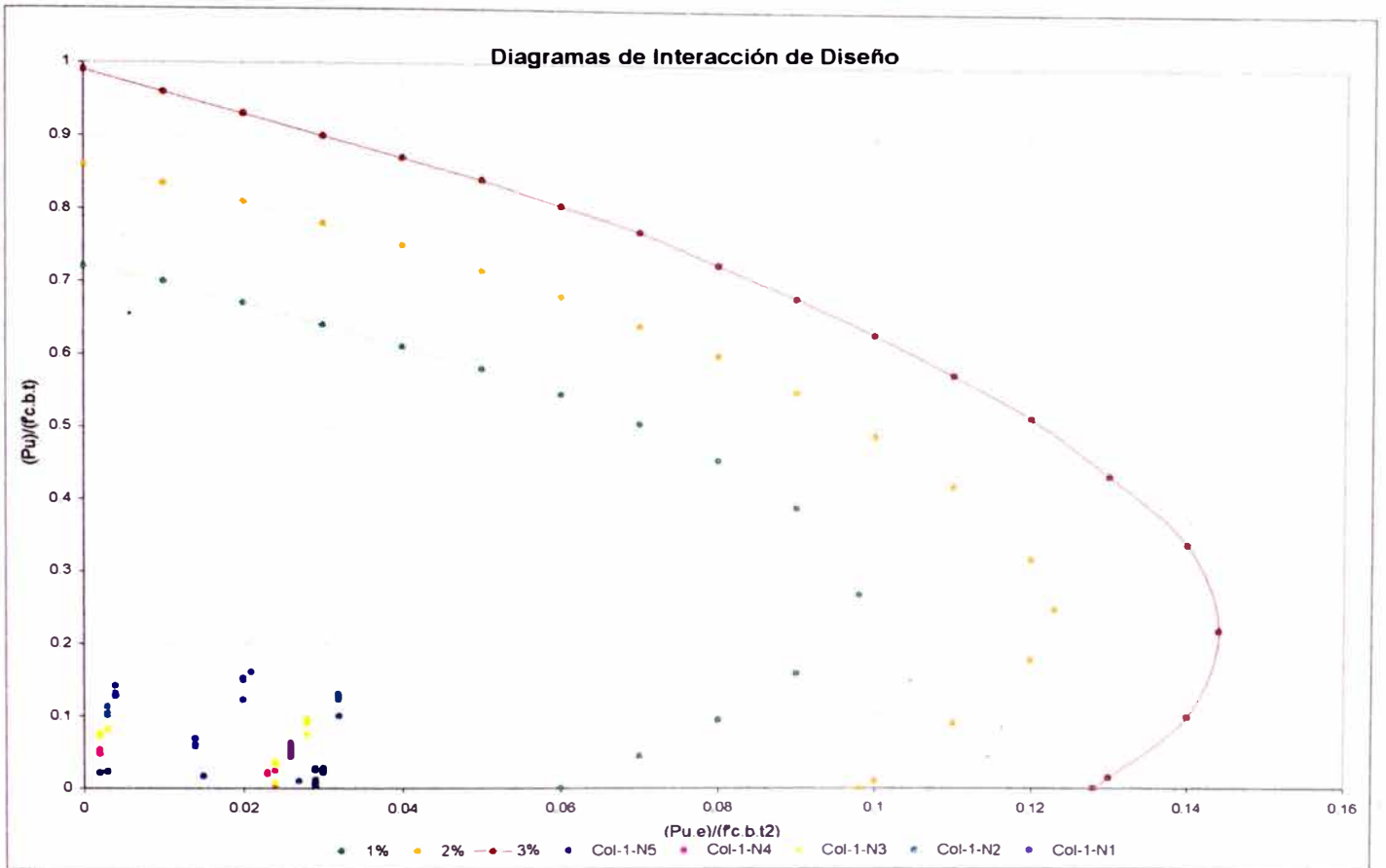
CORTE 1-1

ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL
PARA ELEMENTOS SIMORESISTENTES
EN FLEXOCOMPRESION

ESCALA 1/25

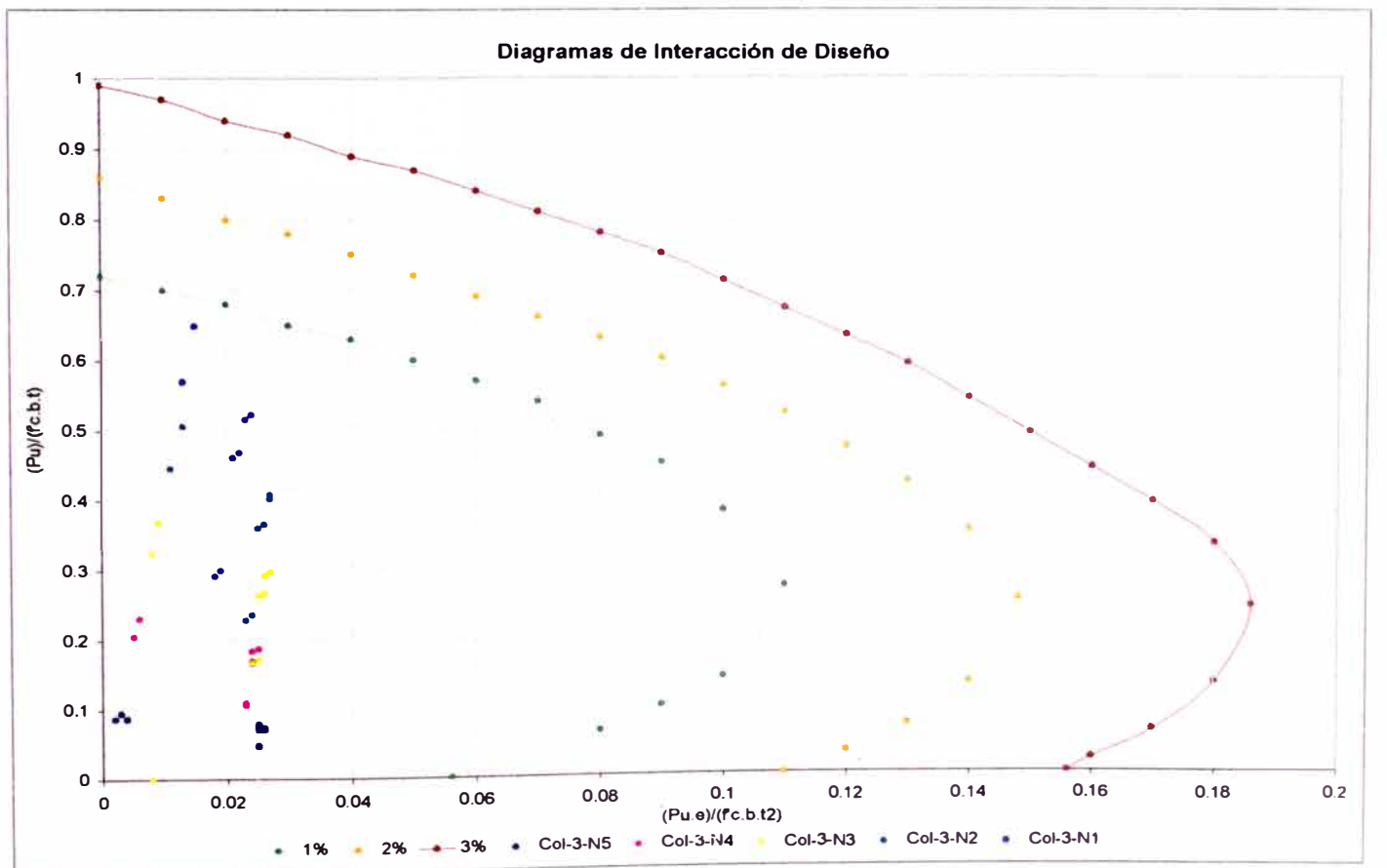
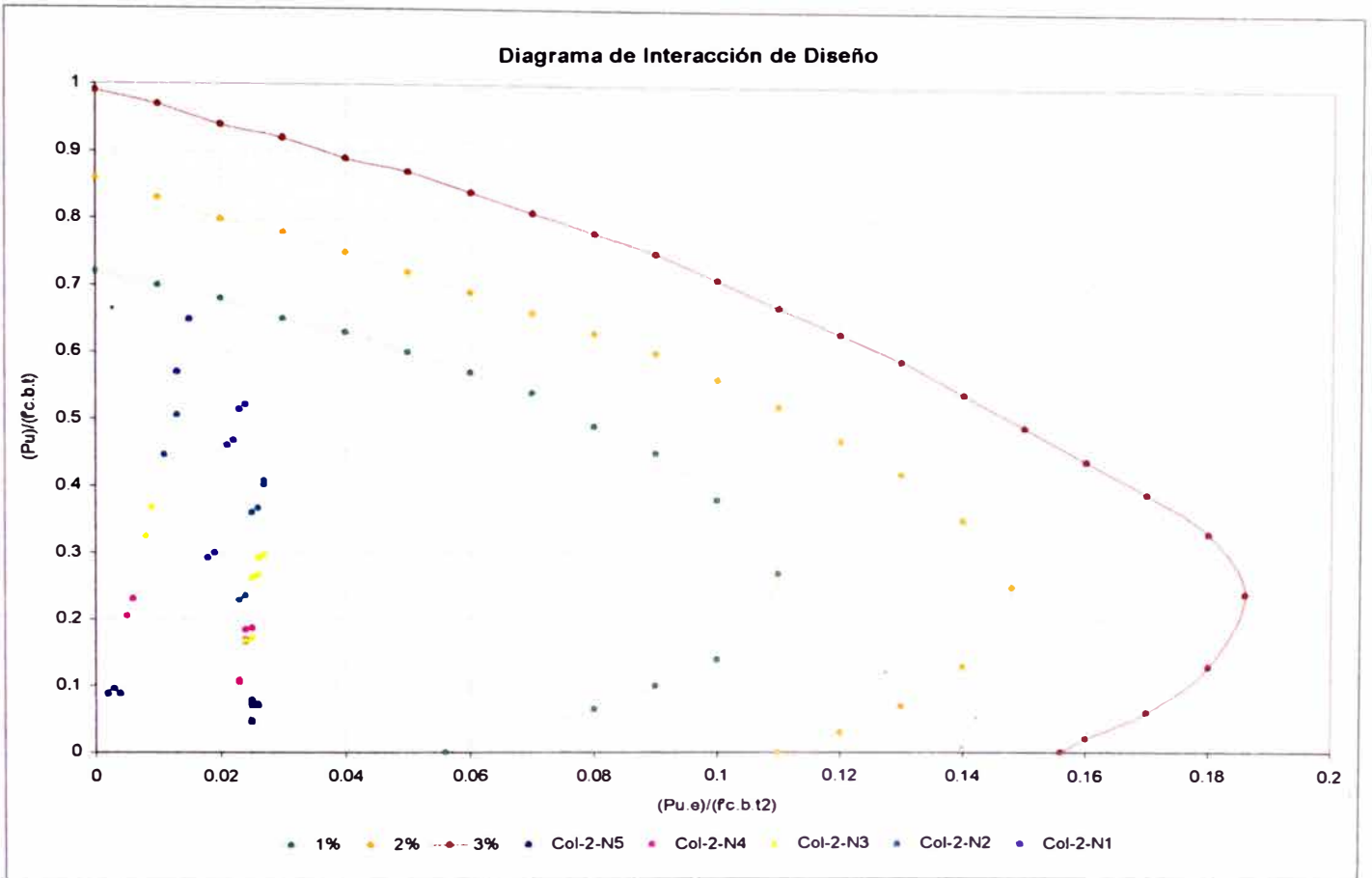
Resumen de Resultados para las Columnas de los Pórtico A y C

Nivel	Columna Dimensiones	Col A1, A4 (0.6 x 0.25)		Placa (0.25 x 2.1)		Placa (0.25 x 2.1)		Col C1, C4 (0.6 x 0.25)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
5	1	0.023	0.003	0.008	0.001	0.008	0.001	0.025	0.003
	2	0.021	0.002	0.008	0.001	0.008	0.001	0.029	0.002
	3	0.023	0.003	0.008	0.001	0.008	0.001	0.029	0.003
	4	0.027	0.029	0.008	0.004	0.008	0.004	0.029	0.029
	5	0.025	0.029	0.008	0.004	0.008	0.004	0.031	0.029
	6	0.027	0.03	0.008	0.004	0.008	0.004	0.031	0.03
	7	0.011	0.029	0.003	0.004	0.003	0.004	0.013	0.029
	8	0.009	0.029	0.003	0.004	0.003	0.004	0.015	0.029
	9	0.011	0.029	0.003	0.004	0.003	0.004	0.015	0.029
	10	0.022	0.03	0.007	0.004	0.007	0.004	0.024	0.03
	11	0.003	0.029	0.002	0.004	0.002	0.004	0.006	0.029
4	1	0.047	0.002	0.018	0.001	0.018	0.001	0.061	0.002
	2	0.05	0.002	0.018	0.001	0.018	0.001	0.057	0.002
	3	0.053	0.002	0.019	0.001	0.019	0.001	0.065	0.002
	4	0.058	0.026	0.017	0.008	0.017	0.008	0.069	0.026
	5	0.06	0.026	0.016	0.008	0.016	0.008	0.066	0.026
	6	0.062	0.026	0.017	0.008	0.017	0.008	0.071	0.026
	7	0.02	0.023	0.009	0.008	0.009	0.008	0.031	0.023
	8	0.022	0.023	0.009	0.008	0.009	0.008	0.028	0.023
	9	0.024	0.024	0.01	0.008	0.01	0.008	0.033	0.024
	10	0.048	0.026	0.014	0.008	0.014	0.008	0.054	0.026
	11	0.005	0.024	0.006	0.008	0.006	0.008	0.011	0.024
3	1	0.076	0.002	0.029	0.001	0.029	0.001	0.09	0.002
	2	0.073	0.002	0.028	0.001	0.028	0.001	0.093	0.002
	3	0.082	0.003	0.03	0.001	0.03	0.001	0.101	0.003
	4	0.092	0.028	0.025	0.016	0.025	0.016	0.103	0.028
	5	0.09	0.028	0.025	0.016	0.025	0.016	0.106	0.028
	6	0.096	0.028	0.026	0.016	0.026	0.016	0.111	0.028
	7	0.033	0.024	0.015	0.016	0.015	0.016	0.044	0.024
	8	0.031	0.024	0.015	0.016	0.015	0.016	0.046	0.024
	9	0.037	0.024	0.016	0.016	0.016	0.016	0.052	0.024
	10	0.075	0.028	0.021	0.016	0.021	0.016	0.083	0.028
	11	0.007	0.024	0.011	0.016	0.011	0.016	0.015	0.024
2	1	0.1	0.003	0.039	0.001	0.039	0.001	0.126	0.003
	2	0.103	0.003	0.038	0.001	0.038	0.001	0.122	0.003
	3	0.112	0.003	0.042	0.002	0.042	0.002	0.137	0.003
	4	0.122	0.032	0.033	0.028	0.033	0.028	0.142	0.027
	5	0.124	0.032	0.033	0.028	0.033	0.028	0.14	0.027
	6	0.13	0.032	0.035	0.028	0.035	0.028	0.15	0.027
	7	0.043	0.026	0.021	0.028	0.021	0.028	0.063	0.022
	8	0.045	0.026	0.021	0.028	0.021	0.028	0.061	0.022
	9	0.051	0.026	0.023	0.028	0.023	0.028	0.071	0.022
	10	0.1	0.032	0.028	0.028	0.028	0.028	0.112	0.027
	11	0.01	0.027	0.015	0.028	0.015	0.028	0.021	0.023
1	1	0.131	0.004	0.05	0.002	0.05	0.002	0.155	0.004
	2	0.127	0.004	0.05	0.002	0.05	0.002	0.158	0.004
	3	0.142	0.004	0.054	0.002	0.054	0.002	0.173	0.004
	4	0.153	0.02	0.042	0.053	0.042	0.053	0.173	0.02
	5	0.151	0.02	0.041	0.053	0.041	0.053	0.176	0.02
	6	0.161	0.021	0.044	0.054	0.044	0.054	0.186	0.021
	7	0.061	0.014	0.028	0.053	0.028	0.053	0.081	0.014
	8	0.058	0.014	0.028	0.053	0.028	0.053	0.083	0.014
	9	0.069	0.014	0.031	0.053	0.031	0.053	0.094	0.014
	10	0.122	0.02	0.034	0.054	0.034	0.054	0.137	0.02
	11	0.017	0.015	0.021	0.054	0.021	0.054	0.031	0.015



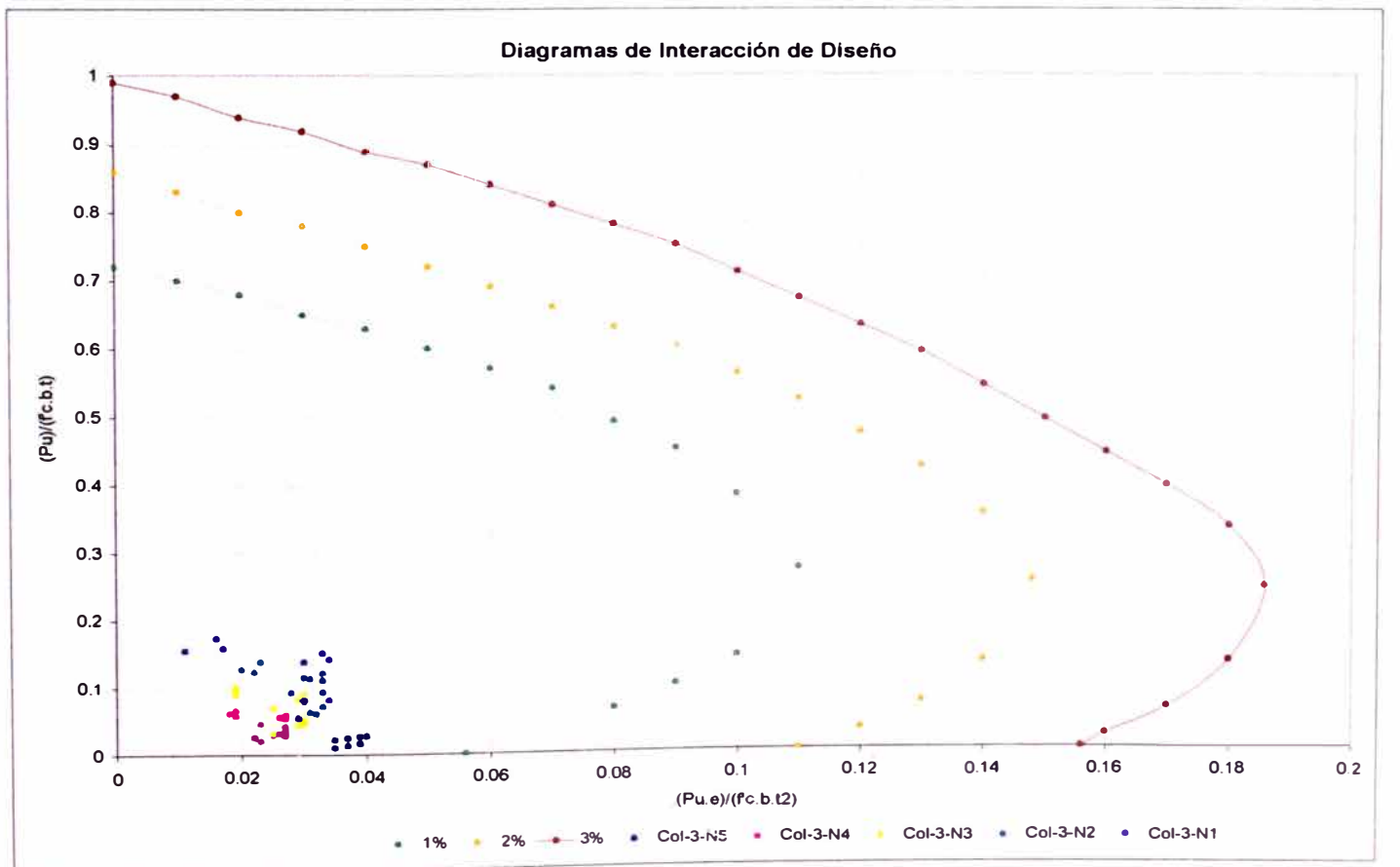
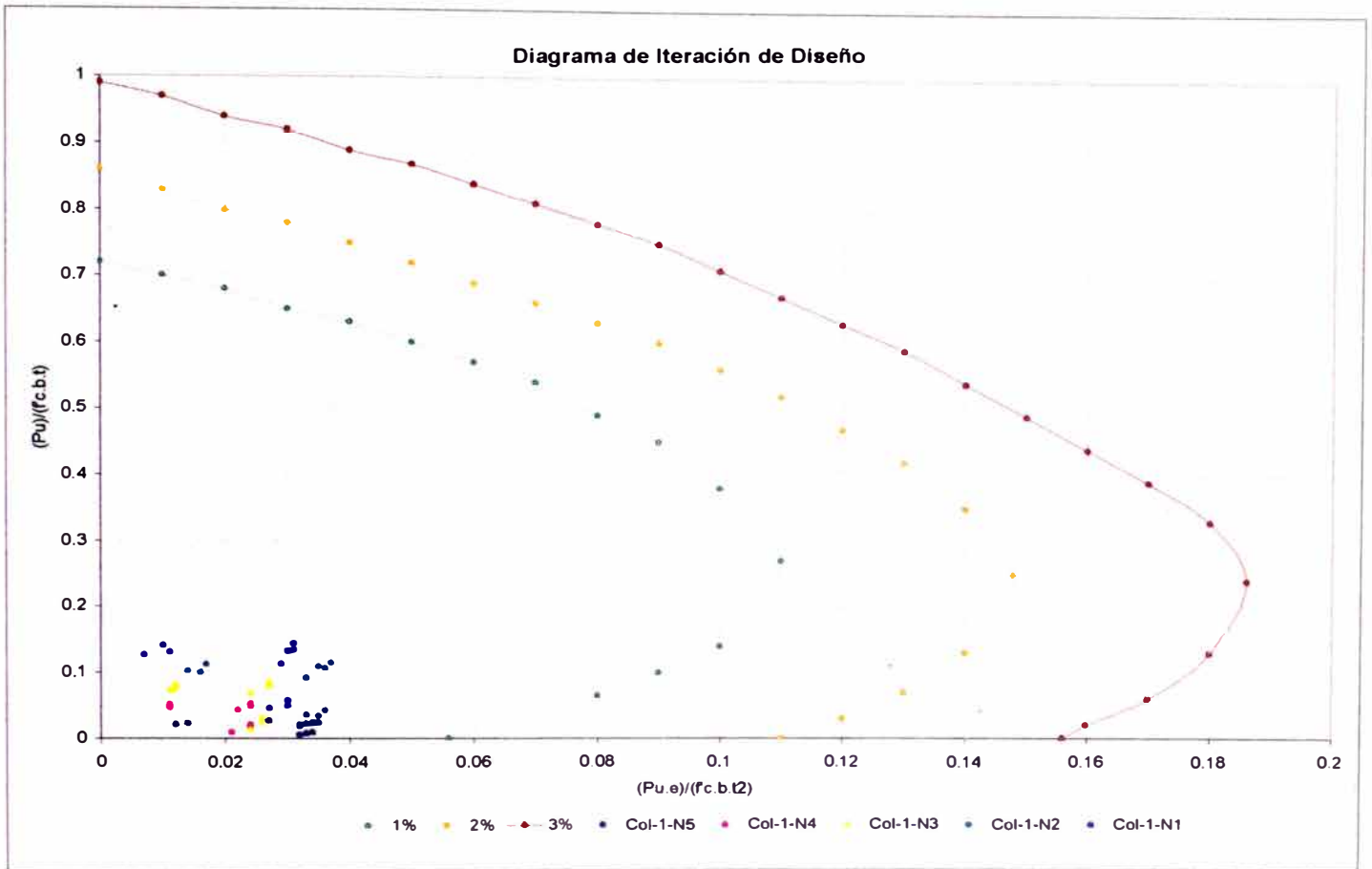
Resumen de Resultados para las Columnas del Pórtico B

Nivel	Columna	Placa		Columna B3		Columna B2		Placa	
5	Dimensiones	(1.0 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(1.0 x 0.25)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.012	0.013	0.087	0.004	0.087	0.004	0.012	0.013
	2	0.010	0.012	0.087	0.002	0.087	0.002	0.01	0.012
	3	0.012	0.014	0.095	0.003	0.095	0.003	0.012	0.014
	4	0.010	0.021	0.072	0.026	0.072	0.026	0.01	0.021
	5	0.008	0.020	0.072	0.025	0.072	0.025	0.008	0.02
	6	0.010	0.021	0.078	0.025	0.078	0.025	0.01	0.021
	7	0.007	0.021	0.07	0.026	0.07	0.026	0.007	0.021
	8	0.006	0.020	0.07	0.025	0.07	0.025	0.006	0.02
	9	0.007	0.021	0.076	0.025	0.076	0.025	0.007	0.021
	10	0.007	0.018	0.048	0.025	0.048	0.025	0.007	0.018
11	0.005	0.018	0.046	0.025	0.046	0.025	0.005	0.018	
4	Dimensiones	(1.0 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(1.0 x 0.25)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.022	0.01	0.205	0.005	0.205	0.005	0.022	0.01
	2	0.024	0.01	0.205	0.005	0.205	0.005	0.024	0.01
	3	0.026	0.01	0.231	0.006	0.231	0.006	0.026	0.01
	4	0.019	0.016	0.169	0.024	0.169	0.024	0.019	0.016
	5	0.02	0.016	0.169	0.024	0.169	0.024	0.02	0.016
	6	0.021	0.016	0.187	0.025	0.187	0.025	0.021	0.016
	7	0.012	0.016	0.166	0.024	0.166	0.024	0.012	0.016
	8	0.014	0.015	0.166	0.024	0.166	0.024	0.014	0.016
	9	0.015	0.016	0.184	0.024	0.184	0.024	0.015	0.016
	10	0.016	0.013	0.109	0.023	0.109	0.023	0.016	0.013
11	0.009	0.013	0.106	0.023	0.106	0.023	0.009	0.013	
3	Dimensiones	(1.0 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(1.0 x 0.25)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.036	0.01	0.325	0.008	v	0.008	0.036	0.01
	2	0.035	0.01	0.325	0.008	0.325	0.008	0.035	0.01
	3	0.039	0.01	0.368	0.009	0.368	0.009	0.039	0.01
	4	0.031	0.017	0.267	0.026	0.267	0.026	0.031	0.016
	5	0.03	0.016	0.267	0.026	0.267	0.026	0.03	0.016
	6	0.033	0.017	0.297	0.027	0.297	0.027	0.033	0.016
	7	0.02	0.016	0.263	0.025	0.263	0.025	0.02	0.016
	8	0.019	0.016	0.263	0.025	0.263	0.025	0.019	0.016
	9	0.022	0.016	0.292	0.026	0.292	0.026	0.022	0.016
	10	0.024	0.013	0.172	0.025	0.172	0.025	0.024	0.013
11	0.014	0.013	0.167	0.024	0.167	0.024	0.014	0.013	
2	Dimensiones	(1.0 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(1.0 x 0.25)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.047	0.012	0.446	0.011	0.446	0.011	0.047	0.01
	2	0.048	0.01	0.446	0.011	0.446	0.011	0.048	0.01
	3	0.053	0.013	0.506	0.013	0.506	0.013	0.053	0.01
	4	0.04	0.019	0.366	0.026	0.366	0.026	0.04	0.016
	5	0.041	0.018	0.366	0.026	0.366	0.026	0.041	0.016
	6	0.044	0.02	0.408	0.027	0.408	0.027	0.044	0.016
	7	0.026	0.019	0.36	0.025	0.36	0.025	0.026	0.016
	8	0.027	0.018	0.36	0.025	0.36	0.025	0.027	0.016
	9	0.03	0.02	0.402	0.027	0.402	0.027	0.03	0.016
	10	0.032	0.016	0.235	0.024	0.235	0.024	0.032	0.013
11	0.018	0.016	0.228	0.023	0.228	0.023	0.018	0.013	
1	Dimensiones	(1.0 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(0.6 x 0.25)		(1.0 x 0.25)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.061	0.008	0.57	0.013	0.57	0.013	0.061	0.008
	2	0.059	0.005	0.57	0.013	0.57	0.013	0.059	0.005
	3	0.067	0.007	0.649	0.015	0.649	0.015	0.067	0.007
	4	0.051	0.015	0.468	0.022	0.468	0.022	0.051	0.015
	5	0.05	0.013	0.468	0.022	0.468	0.022	0.05	0.013
	6	0.055	0.014	0.522	0.024	0.522	0.024	0.055	0.014
	7	0.034	0.014	0.461	0.021	0.461	0.021	0.034	0.014
	8	0.033	0.012	0.461	0.021	0.461	0.021	0.033	0.012
	9	0.039	0.014	0.515	0.023	0.515	0.023	0.039	0.014
	10	0.04	0.013	0.299	0.019	0.299	0.019	0.04	0.013
11	0.023	0.012	0.291	0.018	0.291	0.018	0.023	0.012	



Resumen de Resultados para las Columnas del Pórtico 1, 4

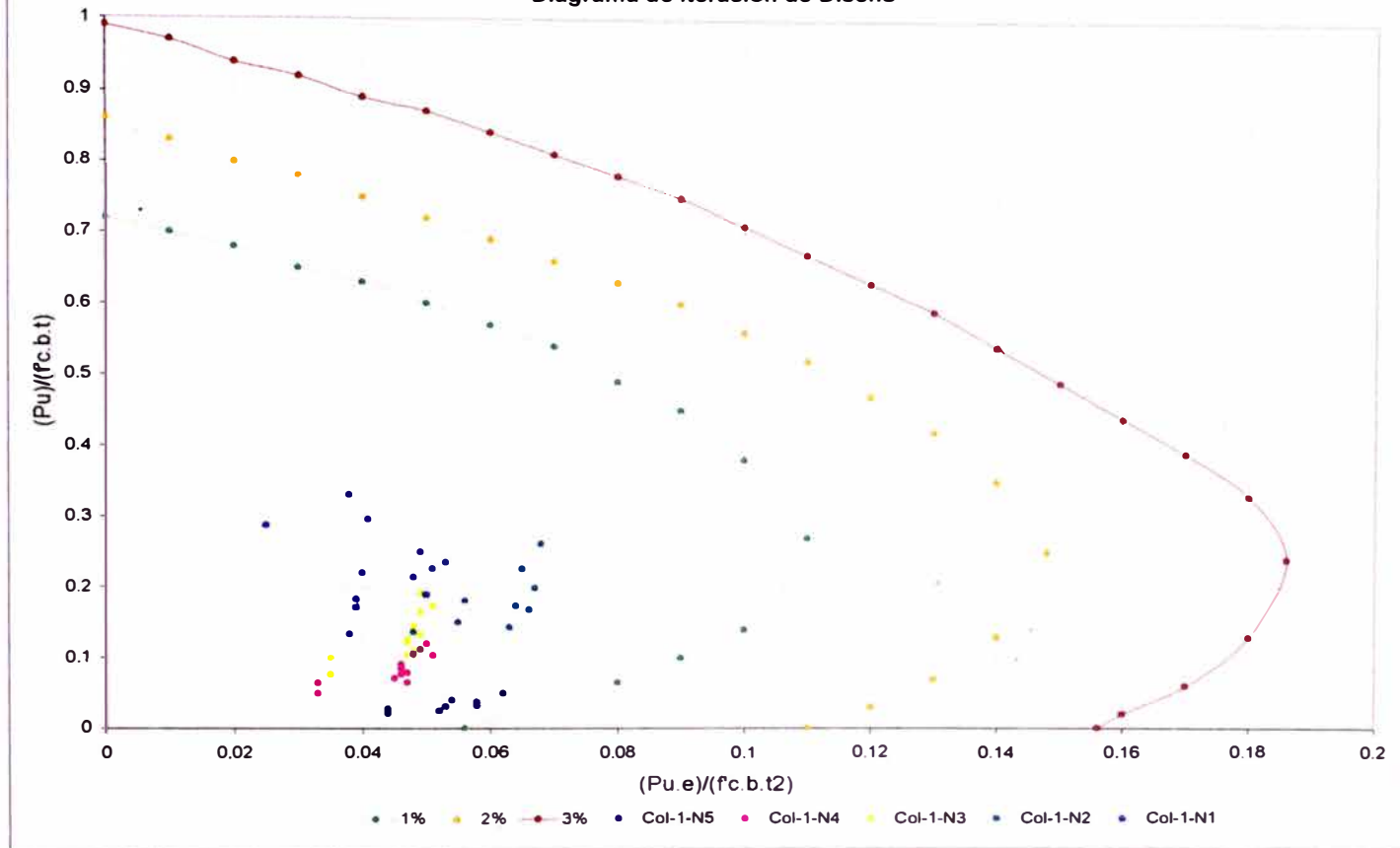
Nivel	Tipo	Col A1, A4 (0.25 x 0.6)		Placa 1 (0.25 x 2.7)		Col C1, C4 (0.25 x 0.6)	
5	Columna	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.023	0.014	0.02	0.001	0.025	0.022
	2	0.021	0.012	0.02	0.001	0.029	0.025
	3	0.023	0.014	0.022	0.001	0.029	0.025
	4	0.024	0.035	0.015	0.006	0.023	0.037
	5	0.022	0.033	0.015	0.007	0.025	0.039
	6	0.024	0.034	0.016	0.006	0.026	0.04
	7	0.009	0.034	0.014	0.006	0.012	0.037
	8	0.007	0.033	0.014	0.007	0.015	0.039
	9	0.009	0.034	0.015	0.006	0.015	0.039
	10	0.02	0.032	0.012	0.006	0.021	0.035
11	0.005	0.032	0.011	0.006	0.009	0.035	
4	Columna	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.047	0.011	0.043	0.002	0.061	0.018
	2	0.05	0.011	0.043	0.002	0.057	0.019
	3	0.053	0.011	0.047	0.002	0.065	0.019
	4	0.05	0.024	0.032	0.01	0.055	0.026
	5	0.052	0.024	0.032	0.01	0.052	0.027
	6	0.054	0.024	0.034	0.01	0.058	0.027
	7	0.016	0.024	0.029	0.01	0.031	0.026
	8	0.018	0.024	0.029	0.01	0.028	0.027
	9	0.02	0.024	0.032	0.01	0.033	0.027
	10	0.044	0.022	0.025	0.01	0.045	0.023
11	0.009	0.021	0.023	0.01	0.02	0.023	
3	Columna	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.076	0.012	0.066	0.002	0.09	0.019
	2	0.073	0.011	0.067	0.002	0.093	0.019
	3	0.082	0.012	0.072	0.003	0.101	0.019
	4	0.081	0.027	0.048	0.015	0.082	0.029
	5	0.079	0.027	0.048	0.015	0.084	0.03
	6	0.085	0.027	0.053	0.015	0.09	0.03
	7	0.027	0.027	0.045	0.015	0.044	0.029
	8	0.024	0.026	0.045	0.015	0.046	0.03
	9	0.031	0.026	0.049	0.015	0.052	0.03
	10	0.068	0.024	0.038	0.015	0.069	0.025
11	0.013	0.024	0.034	0.015	0.03	0.025	
2	Columna	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.1	0.016	0.089	0.003	0.126	0.02
	2	0.103	0.014	0.089	0.003	0.122	0.022
	3	0.112	0.017	0.098	0.003	0.137	0.023
	4	0.107	0.036	0.065	0.03	0.113	0.031
	5	0.109	0.035	0.065	0.03	0.111	0.033
	6	0.115	0.037	0.071	0.03	0.121	0.033
	7	0.034	0.035	0.06	0.03	0.063	0.031
	8	0.036	0.033	0.06	0.03	0.06	0.032
	9	0.042	0.036	0.066	0.03	0.071	0.033
	10	0.092	0.033	0.051	0.03	0.092	0.028
11	0.018	0.032	0.046	0.03	0.041	0.027	
1	Columna	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.131	0.011	0.113	0.004	0.155	0.011
	2	0.127	0.007	0.113	0.004	0.158	0.017
	3	0.142	0.01	0.124	0.004	0.173	0.016
	4	0.134	0.031	0.082	0.06	0.138	0.03
	5	0.132	0.03	0.082	0.06	0.141	0.034
	6	0.143	0.031	0.09	0.061	0.151	0.033
	7	0.049	0.03	0.076	0.06	0.079	0.03
	8	0.046	0.027	0.076	0.06	0.081	0.034
	9	0.057	0.03	0.084	0.06	0.092	0.033
	10	0.113	0.029	0.065	0.061	0.114	0.03
11	0.026	0.027	0.059	0.061	0.054	0.029	



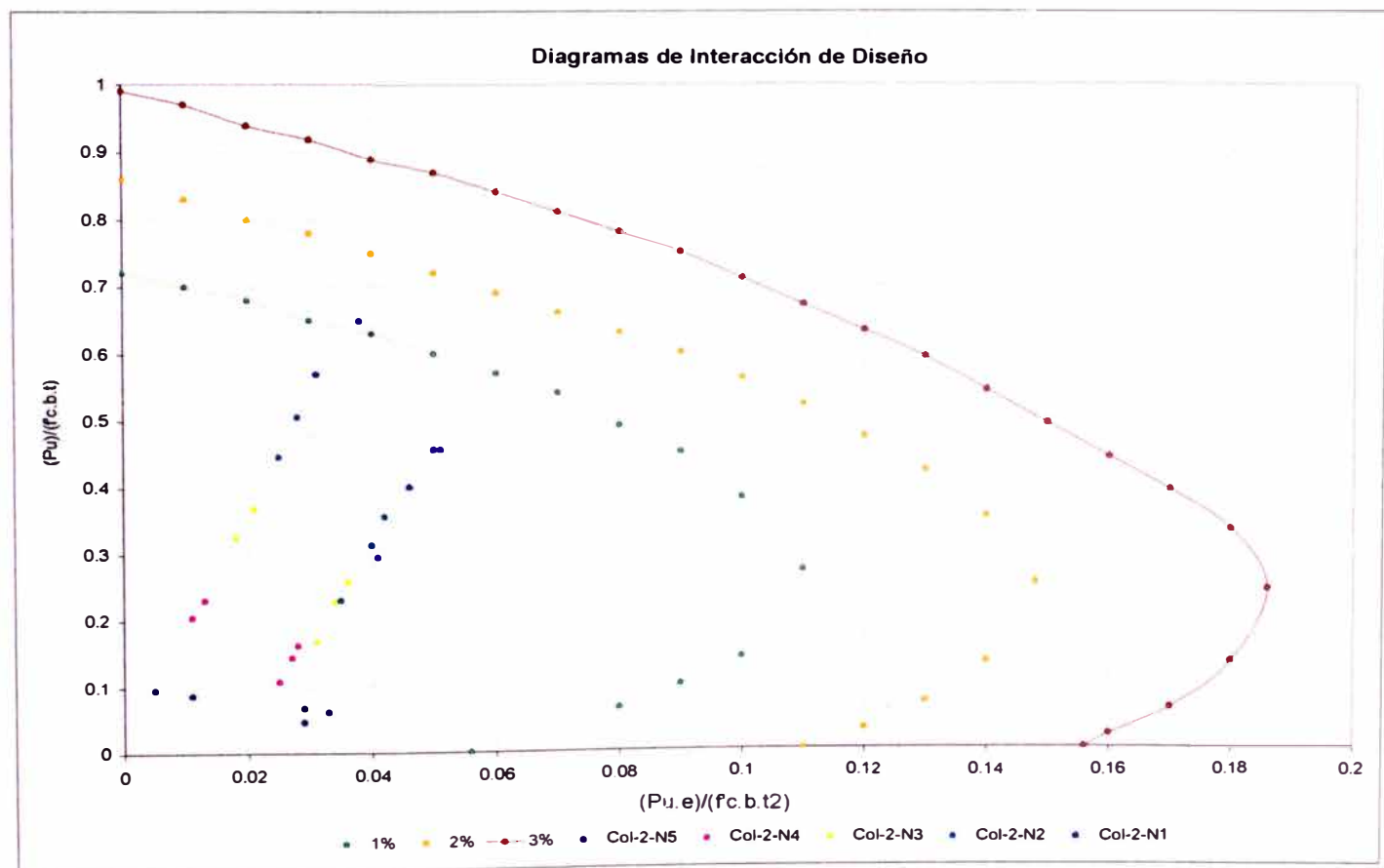
Resumen de Resultados para las Columnas del Pórtico 2, 3

Nivel	Columna	Col A2, A3 (0.25 x 0.6)		Col B2, B3 (0.25 x 0.6)		Col C2, C3 (0.25 x 0.6)	
5	Dimensiones	(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.049	0.062	0.087	0.011	0.04	0.054
	2	0.04	0.054	0.087	0.011	0.049	0.062
	3	0.049	0.062	0.095	0.005	0.049	0.062
	4	0.037	0.058	0.061	0.033	0.031	0.052
	5	0.031	0.053	0.061	0.033	0.037	0.058
	6	0.037	0.058	0.067	0.029	0.037	0.058
	7	0.031	0.058	0.061	0.033	0.025	0.052
	8	0.025	0.052	0.061	0.033	0.031	0.058
	9	0.031	0.058	0.067	0.029	0.031	0.058
10	0.027	0.044	0.047	0.029	0.027	0.044	
11	0.021	0.044	0.047	0.029	0.021	0.044	
4	Dimensiones	(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.103	0.051	0.205	0.011	0.112	0.049
	2	0.112	0.049	0.205	0.011	0.103	0.051
	3	0.12	0.05	0.231	0.013	0.12	0.05
	4	0.079	0.047	0.144	0.027	0.085	0.046
	5	0.085	0.046	0.144	0.027	0.079	0.047
	6	0.091	0.046	0.162	0.028	0.091	0.046
	7	0.065	0.047	0.144	0.027	0.071	0.046
	8	0.071	0.045	0.144	0.027	0.065	0.047
	9	0.077	0.046	0.162	0.028	0.077	0.046
10	0.064	0.033	0.108	0.025	0.064	0.033	
11	0.049	0.033	0.108	0.025	0.049	0.033	
3	Dimensiones	(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.174	0.051	0.325	0.018	0.165	0.049
	2	0.165	0.049	0.325	0.018	0.174	0.051
	3	0.191	0.049	0.368	0.021	0.191	0.049
	4	0.133	0.049	0.228	0.034	0.127	0.047
	5	0.127	0.047	0.228	0.034	0.133	0.048
	6	0.145	0.048	0.259	0.036	0.145	0.048
	7	0.11	0.048	0.228	0.034	0.114	0.047
	8	0.104	0.047	0.228	0.034	0.11	0.048
	9	0.123	0.047	0.259	0.036	0.123	0.048
10	0.1	0.035	0.169	0.031	0.1	0.035	
11	0.077	0.035	0.169	0.031	0.077	0.035	
2	Dimensiones	(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.226	0.065	0.446	0.025	0.235	0.05
	2	0.235	0.053	0.446	0.025	0.226	0.053
	3	0.261	0.068	0.506	0.028	0.261	0.054
	4	0.174	0.064	0.313	0.04	0.181	0.05
	5	0.181	0.056	0.313	0.04	0.174	0.052
	6	0.199	0.067	0.356	0.042	0.199	0.052
	7	0.143	0.063	0.313	0.04	0.15	0.05
	8	0.15	0.055	0.313	0.04	0.143	0.052
	9	0.168	0.066	0.356	0.042	0.168	0.053
10	0.136	0.048	0.231	0.035	0.136	0.038	
11	0.105	0.048	0.231	0.035	0.105	0.038	
1	Dimensiones	(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)		(0.25 x 0.6)	
	i	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t	ku	ku*e/t
	1	0.296	0.041	0.57	0.031	0.287	0.025
	2	0.287	0.025	0.57	0.031	0.296	0.041
	3	0.33	0.038	0.649	0.038	0.33	0.038
	4	0.226	0.051	0.4	0.046	0.22	0.039
	5	0.22	0.04	0.4	0.046	0.226	0.051
	6	0.25	0.049	0.456	0.05	0.25	0.049
	7	0.189	0.05	0.4	0.046	0.183	0.039
	8	0.183	0.039	0.4	0.046	0.189	0.05
	9	0.214	0.048	0.456	0.051	0.214	0.049
10	0.171	0.039	0.295	0.041	0.171	0.039	
11	0.133	0.038	0.295	0.041	0.133	0.039	

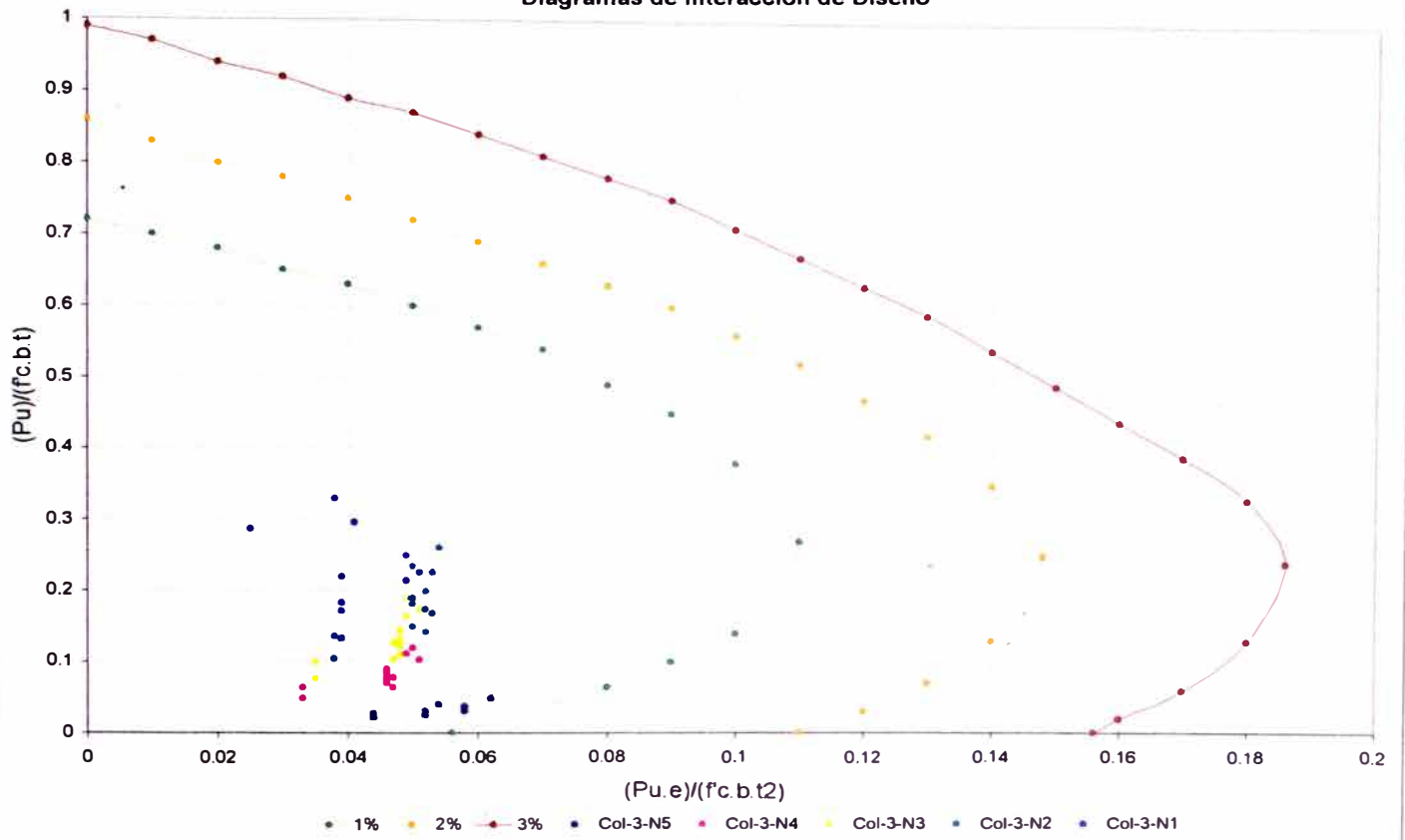
Diagrama de Iteración de Diseño



Diagramas de Interacción de Diseño



Diagramas de Interacción de Diseño



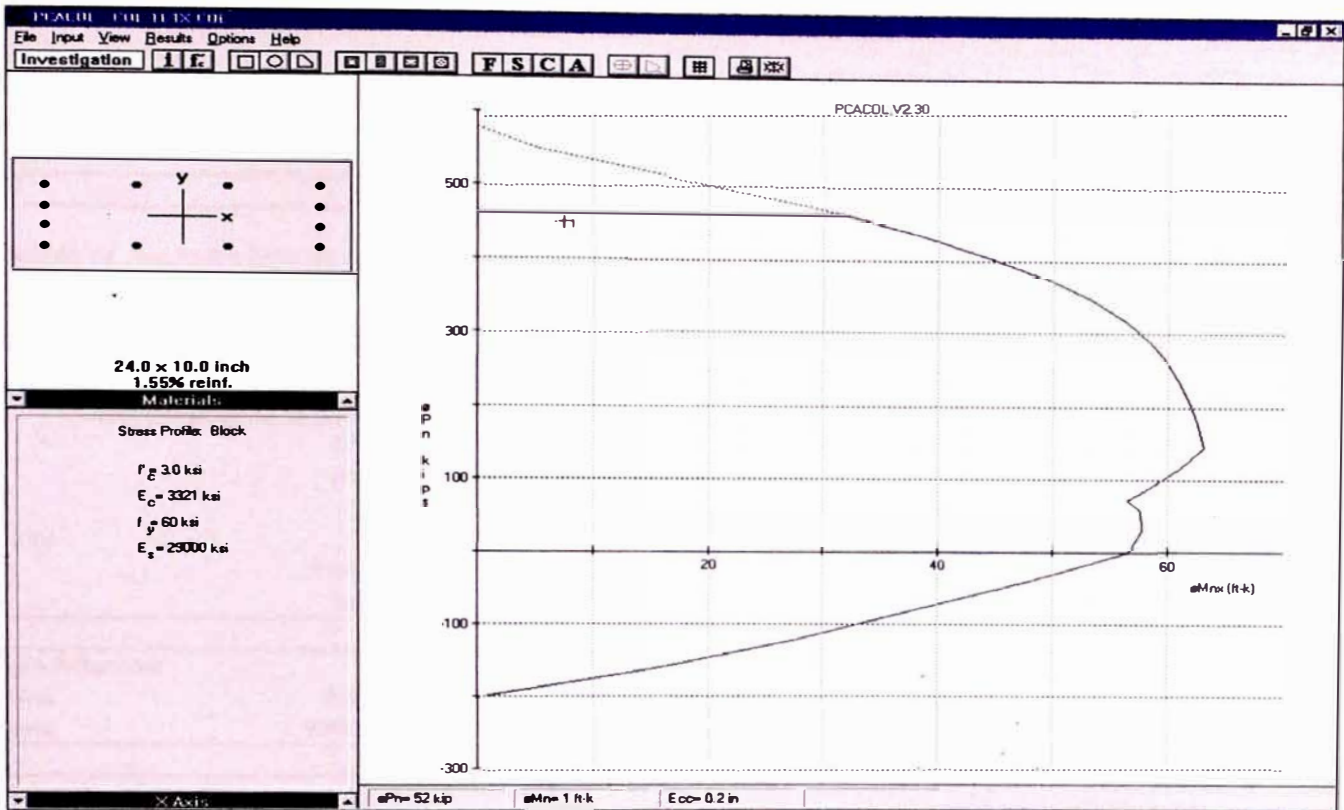


Diagrama de interacción Columna B2, B3 Primer Nivel sentido Transversal

Nota: Se ha efectuado la verificación sólo para la combinación mas crítica (combinación 3)

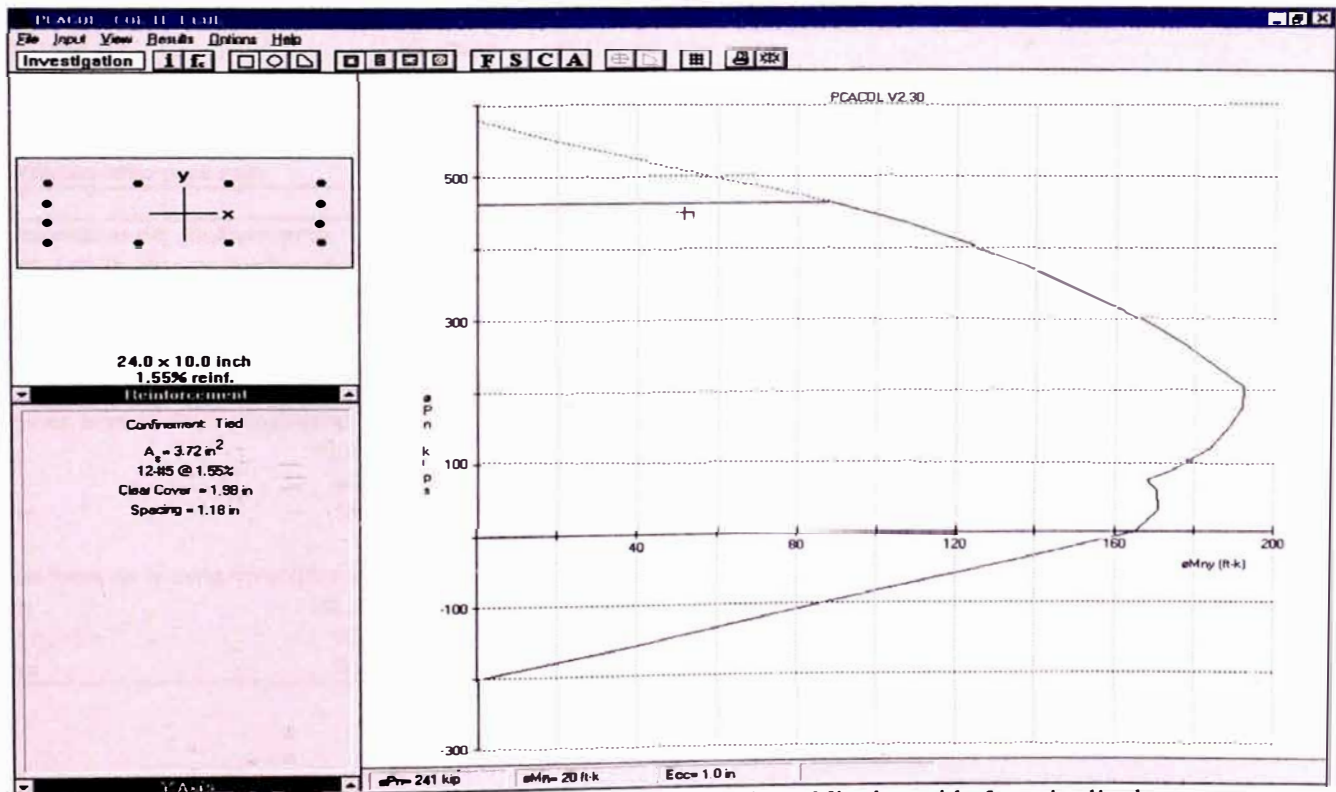


Diagrama de interacción Columna B2, B3 Primer Nivel sentido Longitudinal

Nota: Se ha efectuado la verificación sólo para la combinación mas crítica (combinación 3)

Chequeo del Diseño por Corte en Columnas

Del listado de resultados para las columnas 1 y 3 de los porticos 2 y 3, se aprecia que éstas son las que tienen mayor sollicitación por fuerza cortante, efectuado la comprobación se aprecia que esta no es crítica ya que los espaciamientos recomendados para elementos sismorresistentes resultan menores, por lo que el refuerzo por corte se efectuará según detalle típico.

Características de la sección		Características de los Materiales	
b	25 cm	$f_c =$	210 kg/cm ²
t	60 cm	$F_y =$	4,200 kg/cm ²
r	4 cm	B1 =	0.85
Ø estribo	1 cm	Ø (corte)	0.85
Ø db	1.58 cm	ln =	2.2 m
d	54 cm		

Cargas Actuantes	
V último	9.8 t
V último	9800 kg

Contribución del concreto	
Vc	10,368.58 kg
Vc	10.37 tn
Ø Vc	8,813.29 kg

Contribución del refuerzo			
Tenemos que	V último	>	Ø Vc
Límite para Vs	Vs máx =	41,083.05 kg	
Luego el acero tomará	Vs =	1,160.83 kg	
El espaciamiento para esto	s =	277.44 cm	

Características del confinamiento		
Longitud de la zona de confinamiento :		60.00 cm
$L_n / 6 =$	36.7 cm	
$\max (b, t) =$	60 cm	
45 cm	45 cm	
S max en la zona de confinamiento		10.00 cm
b/2	12.5 cm	
t/2	30 cm	
10 cm	10 cm	
S max fuera de la zona de confinamiento		25 cm
16 db	25.3 cm	
$\min (b, t) =$	25 cm	
30 cm	30 cm	

Diseño de Muros de Corte

Estos elementos denominados en nuestro medio placas, son los que controlan los desplazamientos absorbiendo el cortante actuante sobre la estructura, su comportamiento estructural estará controlado en gran medida por la relación altura a longitud, es decir su esbeltez, ya que en placas muy esbeltas el mecanismo de falla esta relacionado a la flexión y no al corte como podría suponerse.

Su uso, como se ha podido determinar en este trabajo esta principalmente relacionado a controlar el desplazamiento y tomar la fuerza cortante producida por los sismos, por lo que la condición más crítica para su diseño esta relacionada a las solicitaciones sísmicas ya que en las placas se presentaran grandes momentos producidas por las grandes fuerzas de corte que éstas absorben.

Su diseño esta referido a los requerimientos por flexión y por cortante, así tendremos.

Diseño por flexión

El diseño por flexión, para placas esbeltas, esto es cuando $H / L > 1$ se realiza con los mismos criterios que los vistos para flexo-compresión, para lo cual será necesario efectuar el diagrama de interacción de la sección con el refuerzo propuesto y verificar que ésta soporta las solicitaciones a la que podría estar sometida la estructura. Para el efecto debemos asumir en forma preliminar el acero requerido tanto en los extremos de la placa como el acero repartido a lo largo del elemento, así también debe verificarse los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.

Diseño por Cortante

El diseño por corte se efectúa de manera similar a lo explicado páginas atrás, esto es se debe cumplir que

$$V_u \leq \phi V_n \quad ; \quad V_n = V_c + V_s$$

debiendo verificarse que $V_n < 2.6(\sqrt{f'_c})t.d$; la sección crítica a considerar será aquella ubicada a $L/2$ ó $H/2$, la menor, de la base. Finalmente deberá corregirse el cortante obtenido de tal modo de evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexo-compresión, para tal efecto el reglamento propone.

$$V_u > V_{ua} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)_{wt}$$

donde w_t para nuestro caso se tomará igual a 1.4

V_{ua} = Cortante último proveniente del análisis

M_{ua} = Momento último proveniente del análisis

M_{ur} = Momento flector teórico (asociado a P_u) que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

W_t = Factor de amplificación dinámica

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * t * d$$

donde d se podrá tomar igual a 0.8 L, debiendo verificarse que si existen esfuerzos de tracción axial o esfuerzos de compresión por debajo de $0.1f'_c$, se deberá considerar la contribución del concreto igual a 0, esto es:

Si :
$$\frac{Nu}{Ag} < 0.1f'_c \Rightarrow V_c = 0$$

Además si $V_u > \emptyset V_c$ deberá colocarse refuerzo horizontal por corte que absorba la diferencia tal que se cumpla:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

donde:

A_v = área de acero que toma corte

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

d = peralte de la fibra comprimida al acero en tracción

s = espaciamiento entre barras

Asimismo el refuerzo horizontal ρ_h por corte deberá ser mayor o igual a 0.0025, cuantía calculada sobre la sección total vertical analizada, debiendo ser colocada a un espaciamiento no mayor al menor valor de, $L / 5$, 3 t ó 45 cm.

El refuerzo vertical ρ_v , referida a la sección total horizontal de concreto será mayor o igual a:

$$\rho_v = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025 \quad \rho_v \leq \rho_h$$

El espaciamiento máximo se tomará como el menor valor de $L / 3$, 3 t ó 45 cm.

Finalmente en caso que el $V_u < 0.5 \emptyset V_c$ se podrá tomar las cuantías mínimas que recomienda el reglamento.

$$\rho_h = 0.0020$$

$$\rho_v = 0.0015$$

Como ejemplo del procedimiento a seguir se efectuará el diseño para la placa del pórtico 1:

Las cargas obtenidas del análisis para el primer nivel se resumen en el siguiente cuadro.

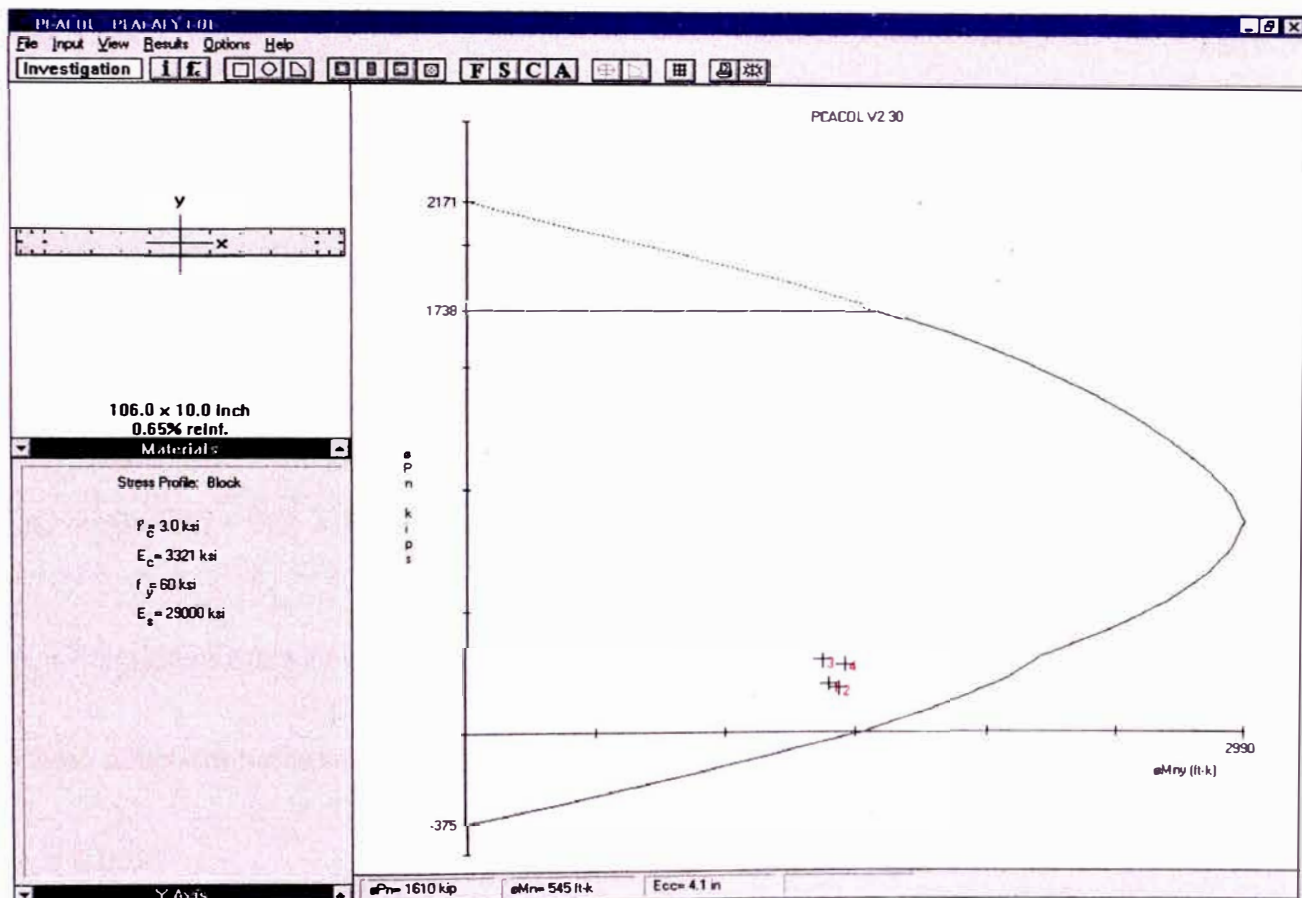
$P_D =$	96.96	ton	$M_D =$	-3.06	ton-m	$V_D =$	-0.31	ton
$P_L =$	8.40	ton	$M_L =$	-1.77	ton-m	$V_L =$	-0.31	ton
$P_S =$	2.96	ton	$M_S =$	156.70	ton-m	$V_S =$	28.46	ton
0.9D+1.25S	90.96	ton	0.9D+1.25S	193.12	ton-m	0.9D+1.25S	35.29	ton
0.9D-1.25S	83.57	ton	0.9D-1.25S	-198.63	ton-m	0.9D-1.25S	-35.86	ton
1.25(D+L+S)	135.40	ton	1.25(D+L+S)	189.83	ton-m	1.25(D+L+S)	34.79	ton
1.25(D+L-S)	128.01	ton	1.25(D+L-S)	-201.92	ton-m	1.25(D+L-S)	-36.36	ton

Análisis por Flexión

Estimaremos el área de acero mediante:

$$\mu = \phi A_s F_y (0.9 L_w) \rightarrow 201920 = 0.9 \times A_s \times 4200 \times (0.9 \times 2.7) \rightarrow A_s = 22 \text{ cm}^2$$

Por lo que colocaremos a cada extremo de la placa $8\phi 5/8"$ que nos dan un área de 16 cm^2 en cada extremo, luego asumimos una cuantía de acero vertical que nos da $2\phi 3/8" @ 24.5 \text{ cm}$. Finalmente efectuamos el diagrama de interacción en el que se verifica que los puntos están dentro de la envolvente, por lo que aceptamos el diseño, asimismo identificamos el par más crítico que resulta de la combinación #2 (198.63, 83.57).



Análisis por Cortante

El primer paso para efectuar el diseño por cortante es amplificarlo para que se produzca primero la falla por flexión antes que por corte.

$$V_u > V_{ua} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right) w_t$$

$$w_t = 1.4$$

$$V_{ua} = 35.86 \text{ tn}$$

$$M_{ua} = 198.63 \text{ tn-m}$$

$$M_{ur} = 276.5 \text{ tn-m (asociado a } P_u = 83.57 \text{ tn)}$$

Evaluando la expresión anterior tenemos que $V_u = 69.88$ tn.

Luego evaluaremos la expresión $\frac{N_u}{A_g} < 0.1f'_c \Rightarrow V_c = 0$

$$N_u = 83.57 \text{ tn}$$

$$A_g = 25 \times 270 = 6750 \text{ cm}^2 \quad 12.38 < 21 \text{ kg / cm}^2 \quad \rightarrow V_c = 0$$

$$\text{Donde } V_s = (V_u / \phi) - 0 = (69.88 / 0.85) = 82.21 \text{ tn}$$

$$\rightarrow V_s = 82.21 \text{ tn} \text{ luego tendremos } s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 280) / 82210 = 20.31 \text{ cm} \rightarrow \rho_h = 0.0028$$

por lo que debemos verificar la cuantía mínima del reglamento, $\rho_h = 0.0025$ sobre la sección analizada, esto es $h = 2.8 \text{ m} = 280 \text{ cm}$ y $t = 25 \text{ cm}$ teniéndose $A_s = 17.5 \text{ cm}^2$ usando $2\phi 3/8"$, tendremos un espaciamiento de 22.5 cm .

→ Refuerzo Horizontal → Usar $2\phi 3/8"$ @ 20 cm

Refuerzo Vertical

Evaluando la siguiente formula tendremos:

$$\rho_v = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025$$

$$\rho_v = (0.0025 + 0.5(2.5 - (14.4/2.7))(0.0028 - 0.0025)) = 0.0021$$

Como ρ_v deberá tomarse como mínimo igual a 0.0025 se tendrá:

$$\rho_v = 0.0025$$

$$\text{Tendremos así, } s \text{ vertical} = (2 \times 0.71) / (0.0025 \times 25) = 22.72 \text{ cm}$$

→ Refuerzo Vertical → Usar $2\phi 3/8"$ @ 20 cm

Diseño de la Cimentación

Consideraciones para el Diseño

Para efectuar el diseño de los elementos que conforman el conjunto de la cimentación es necesario conocer ciertos parámetros que generalmente son proporcionados por un estudio de suelos, y este dependerá adicionalmente de la importancia de la edificación, entre los parámetros necesarios más comunes podemos mencionar la capacidad admisible del terreno, esto es la capacidad portante, y el asentamiento probable que puede sufrir la edificación en ese tipo de suelo.

Con estos parámetros ya es posible tener una idea del tipo de cimentación que puede requerir la estructura, esto es si se requiere usar cimentación superficial o profunda, zapatas aisladas, combinadas, conectadas, plateas de cimentación, etc.

Para el presente trabajo se usará el tipo de cimentación superficial, esto es zapatas aisladas, combinadas o conectadas de ser necesario, en un primer intento se efectuará el diseño para una zapata aislada verificándose que la carga se encuentre dentro del núcleo central de la zapata, esto es que no se generen esfuerzos de tracción sobre el terreno ya que estos no pueden ser absorbidos por el suelo, viendo de que se cumple esta condición se dará por aceptado el diseño, si no se pudiera cumplir ésta con dimensiones razonables o que se superpongan las zapatas será necesario pensar en las del tipo combinadas o conectadas; para elegir el tipo adecuado debemos fijarnos en la cercanía de las columnas contiguas ya que si estas están relativamente alejadas la cimentación con una zapata combinada resultará costosa, y será preferible usar la del tipo conectada. Finalmente debemos aclarar que lo sugerido anteriormente es un criterio muy simple ya que la elección de la mejor solución es compleja y estará más ligada a la experiencia del diseñador

Diseño de Zapatas

Procedimiento

Para proceder al diseño se debe efectuar primero un predimensionamiento del elemento, esto se hace por lo general con las cargas de servicio, para luego proceder a verificar con los diferentes estados de carga tanto en servicio como amplificadas que no se generen esfuerzos de tracción sobre el suelo, luego asumimos un peralte de la zapata y verificamos el punzonamiento y corte, de tal modo de no se requiera acero. Finalmente se efectúa el diseño por flexión en las secciones necesarias.

Diseño por Fuerza Cortante

Se deberá verificar que la fuerza cortante sobre la sección crítica ubicada a una distancia "d" de la cara de la columna o placa sea menor que la que toma el concreto esto es:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0.53(\sqrt{f'c})bd$$

Diseño por Punzonamiento

La sección crítica a considerar para esta verificación se encuentra a una distancia de "d/2" del perímetro de la columna, debiendo cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) (\sqrt{f'c}) b_o d \leq 1.1 (\sqrt{f'c}) b_o d$$

donde:

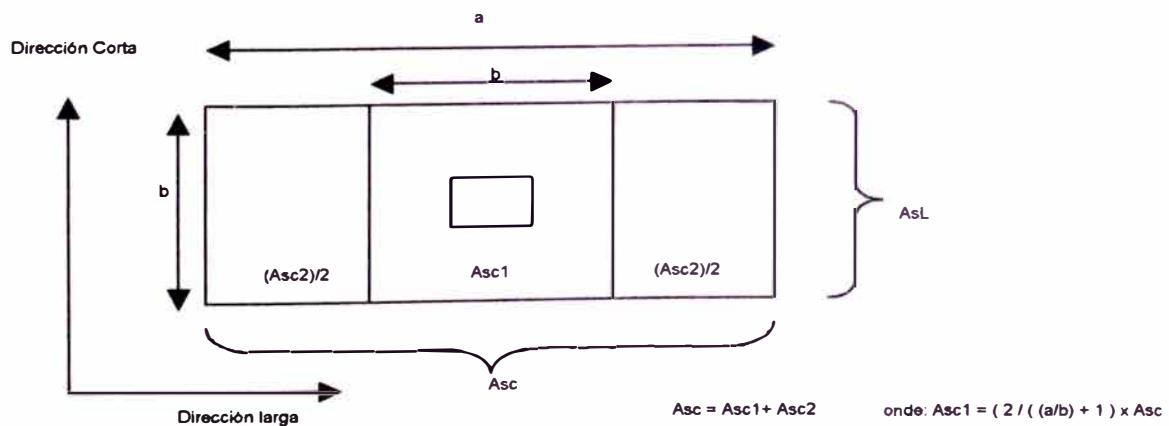
$\beta_c = (\text{lado largo} / \text{lado corto})$, dimensiones de la columna

$b_o =$ perímetro de la sección crítica

Diseño por Flexión

La sección crítica a considerar para elementos de concreto armado en el diseño por flexión se ubica en el plano que pasa por la cara de la placa o columna, asimismo el momento actuante resultará del producto del esfuerzo último, máximo según combinaciones más desfavorables, por las dimensiones correspondientes que generan dicho momento.

Adicionalmente se han establecido criterios para la colocación del refuerzo, de la siguiente manera, en la dirección larga el refuerzo se distribuirá uniformemente sobre el ancho útil, en la dirección corta el refuerzo deberá dividirse en dos, el primero se distribuirá sobre un ancho igual al ancho del lado corto, y el segundo se distribuirá sobre las zonas fuera de este ancho. La porción de acero para la parte central mencionada deberá ser $2 / (R + 1)$ donde $R = \text{lado largo} / \text{lado corto}$ de la zapata.



Diseño

Para este trabajo se ha considerado que la capacidad portante del suelo es de 4 kg/cm² esto es 40tn/m² , asimismo por comodidad en el diseño se ha considerado a la edificación no colinda con otras edificaciones a lo largo de su perímetro, por lo que no se tendrán zapatas excéntricas.

Efectuaremos una breve descripción del procedimiento seguido para el diseño de la zapata aislada de los ejes B2 y B3. Por la naturaleza repetitiva de los cálculos éstos se han efectuado usando una hoja de cálculo cuyas salidas se adjuntan para los diversos tipos de cimentación usados.

Diseño de la Zapata (ejes B2 y B3)

Cargas

Dirección Longitudinal

PD = 104.95 tn MD = 0.0 tn-m
PL = 25.89 tn ML = 0.89 tn-m
PS = 0.00 tn MS = 3.043 tn-m

Dirección Transversal

PD = 104.95 tn MD = - 0.010 tn-m
PL = 25.89 tn ML = - 0.080 tn-m
PS = 0.916 tn MS = 0.635 tn-m

Predimensionamiento

Esfuerzo neto del terreno $\sigma_n = \sigma_t - \gamma_s D_f - s/c$

$$\sigma_n = 40 - 2.1 \cdot 1.8 - 0.5 = 35.72 \text{ tn/m}^2$$

Cargas de servicio sobre la zapata

$$\rightarrow P_s = PD + PL = 104.95 + 25.89 = 130.84 \text{ tn}$$

$P_{sa} = P_s \times \text{Factor de amplificación por no considerar peso propio de la zapata (1.05)}$

$$\text{luego el área requerida será: } A = P_{sa} / \sigma_n = 137.38 / 35.72 = 3.85 \text{ m}^2$$

Para cumplir que los volados a ambos lados de la columna sean iguales tendremos

$$a = 2.14 \text{ m y } b = 1.79 \text{ m}$$

Luego de efectuar varios tanteos tomaremos como dimensiones

$$a = 2.15 \text{ m}$$

$$b = 1.80 \text{ m}$$

con lo que tendremos una longitud de volados de 0.775 m en ambas direcciones.

Luego los esfuerzos transmitidos en servicio serán calculados usando la siguiente expresión de la flexión compuesta. (ver hoja de calculo Eje B2, B3)

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y c_x}{I_y} \pm \frac{M_x c_y}{I_x}$$

Se obtuvieron esfuerzos transmitidos al terreno menores que el esfuerzo admisible, de forma similar para las demás combinaciones se verificó los esfuerzos con la condición que las dimensiones sean las adecuadas y no se presenten esfuerzos de tracción. Adicionalmente

debemos mencionar que para las combinaciones donde interviene sismo se admite un incremento para el esfuerzo admisible del suelo del 30% con lo que el $\sigma_{\max \text{ sismo}} = 52 \text{ tn/m}^2$.

Calculo del esfuerzos ultimo transmitidos al terreno

Esta se efectuara para las cargas amplificadas según las combinaciones que se presentan.

- 1 $U = 1.5D + 1.8L$
- 2 $U = 1.25(D + L + S)$
- 3 $U = 1.25(D + L - S)$
- 4 $U = 0.9D + 1.25S$
- 5 $U = 0.9D - 1.25S$

Para la primera combinación tendremos

$$P_u = 204.03 \text{ tn} \quad M_u \text{ long} = 1.6 \text{ tn-m} \quad M_u \text{ trans} = -0.16 \text{ tn-m}$$

$$\begin{aligned} \text{Evaluando} \quad \sigma_1 &= 53.74 \text{ tn/m}^2 & \sigma_2 &= 54.01 \text{ tn/m}^2 \\ \sigma_3 &= 51.43 \text{ tn/m}^2 & \sigma_4 &= 51.70 \text{ tn/m}^2 \end{aligned}$$

de forma similar para las demás combinaciones se obtuvieron los esfuerzos. Así obtenemos un esfuerzo máximo de diseño de $\sigma_{\text{diseño}} = 54.01 \text{ tn/m}^2$.

Verificación por Punzonamiento

Para efectuar esta verificación tomaremos como peralte de la zapata $h = 0.6 \text{ m}$ de donde $d = 0.5 \text{ m}$ se ha tomado un recubrimiento de 10 cm , evaluamos $\beta_c = 2.4$ y $b_o = 3.7 \text{ m}$

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) (\sqrt{f'c}) b_o d = \left(0.53 + \frac{1.1}{2.4} \right) (\sqrt{210}) (3.7) (0.5) = 264.96 \text{ tn}$$

$$V_{c_{\max}} = 1.1 (\sqrt{f'c}) b_o d = 1.1 (\sqrt{210}) (3.7) (0.5) = 294.90 \text{ tn}$$

$$\text{Luego } V_c = 264.96 \text{ tn y } V_{c \max} = 294.90 \text{ tn} \rightarrow \phi V_c = 0.85 * (264.96) = 225.22 \text{ tn}$$

$$V_u = (\text{área zapata} - \text{área sección crítica}) = (2.15 \times 1.80 - (0.6 + 0.5)(0.25 + 0.5)) \times \sigma_{\text{diseño}}$$

$$V_u = 3.045 \text{ m}^2 \times 54.01 \text{ tn/m}^2 = 164.47 \text{ tn}$$

Como se observa $V_u < \phi V_c$ por lo que se acepta el diseño

Verificación por Corte

La sección crítica se encuentra a una distancia de "d" de la cara de la columna, por lo que la zona que se encuentra a un lado de la sección es de 0.35 m (long del volado - d), luego tendremos que $V_u = 0.275 \times 2.15 \times 54.01 = 31.93 \text{ tn/m}^2$

$$V_u = 0.275 \times 1.80 \times 54.01 = 26.74 \text{ tn/m}^2$$

$$V_c = 0.53 (\sqrt{f'c}) b_o d = 0.53 (\sqrt{210}) (2.15) (0.5) = 82.56 \text{ tn} \Rightarrow \phi V_c = 0.85 * 82.56 = 70.18 \text{ tn}$$

$$V_c = 0.53(\sqrt{f'c})b_o d = 0.53(\sqrt{210})(1.80)(50) = 69.12 \text{tn} \Rightarrow \phi V_c = 0.85 * 69.12 = 58.76 \text{tn}$$

Como se observa $V_u < \phi V_c$ por lo que se aceptara el diseño

Diseño por Flexión

La sección critica se ubica en la cara de la columna en cualquiera de las direcciones por lo que tendremos.

$$M_u = 0.5 \sigma_{\text{diseño}} (L \text{ menor}) (\text{long del volado})^2 = 0.5 (54.01) (1.80) (0.85^2) = 29.20 \text{ tn-m}$$

$$b = 1.8 \text{ m}$$

$$d = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Resolviendo tendremos } A_s = 15.75 \text{ cm}^2$$

Si usamos refuerzo con varillas de 5/8" tendremos $8\emptyset 5/8" \rightarrow 1\emptyset 5/8" @ 20 \text{ cm}$

En la otra dirección tendremos

$$M_u = 0.5 \sigma_{\text{diseño}} (L \text{ mayor}) (\text{long del volado})^2 = 0.5 (54.01) (2.15) (0.85^2) = 34.87 \text{ tn-m}$$

$$b = 2.15 \text{ m}$$

$$d = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Resolviendo tendremos } A_s = 18.81 \text{ cm}^2$$

Si usamos refuerzo con varillas de 5/8" tendremos $9\emptyset 5/8" \rightarrow 1\emptyset 5/8" @ 20 \text{ cm}$

Finalmente debemos verificar la longitud de desarrollo del refuerzo

$$\text{Longitud disponible} = \text{longitud del volado} - \text{recubrimiento} = 77.5 - 10 = 67.5 \text{ cm}$$

Longitud requerida se tomará como la menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{db} = 0.06 A_b F_y / (f'c)^{1/2} \\ L_{db} = 0.006 d_b F_y \\ L_{db} = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Evaluando tendremos

$$\left\{ \begin{array}{l} = 34.78 \text{ cm} \\ = 39.82 \text{ cm} \\ = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Se tomara según reglamento un L_{db} igual al 0.8 del L_{db} evaluado

$L_{db} = 0.8 (39.82) = 31.85 \text{ cm} \rightarrow$ como vemos esta resulta menor que la disponible por lo que se acepta el refuerzo colocado.

Este mismo procedimiento ha sido seguido para las demás zapatas en algunas se ha admitido tracciones sin embargo su diseño a sido efectuado como zapata con esfuerzos de tracción, se presenta a continuación una serie de salidas de hoja de calculo con los diseños respectivos.

Características de los Materiales		Características Geométricas		Cargas																	
$f_c =$	210 kg/cm ²	Columna x	0.6 m	P_D	104.95 tn																
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Columna y	0.25 m	P_L	25.89 tn																
ϕ corte =	0.85	frecuentamiento	0.1 m	P_S	0 tn																
ϕ flexion =	0.9	Df=	1.8 m	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Longitudinal</th> <th colspan="2">Transversal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>M_D</td> <td>0</td> <td>M_D</td> <td>-0.01</td> </tr> <tr> <td>M_L</td> <td>0.89</td> <td>M_L</td> <td>-0.08</td> </tr> <tr> <td>M_S</td> <td>3.043</td> <td>M_S</td> <td>0.635</td> </tr> </tbody> </table>		Longitudinal		Transversal		M_D	0	M_D	-0.01	M_L	0.89	M_L	-0.08	M_S	3.043	M_S	0.635
Longitudinal		Transversal																			
M_D	0	M_D	-0.01																		
M_L	0.89	M_L	-0.08																		
M_S	3.043	M_S	0.635																		
γ suelo	2.1 tn/m ³	s/c piso	500 kg/m ²																		
σ_t	4 kg/cm ²	F. S.	1.05																		

Dimensionamiento del area de la zapata

Esfuerzo neto del terreno = $\sigma_1 - \gamma_s \times Df - s/c$
 Esfuerzo neto del terreno = 35.72 tn/m² Cumpliendo condicion de volados iguales a = 2.14 m
 Area de la zapata = 3.85 m² b = 1.79 m

Elegimos las dimensiones de la zapata Dimensiones Volados ex nucleo c. 0.36
 Longitudinal = 2.15 0.775 m ey nucleo c. 0.3
 Transversal = 1.8 0.775 m
 Area = 3.87 m²

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas de servicio

Combinación	Cargas Ultimas			Excentricidades		σ_{max} (solo por flexion longitudinal)		
	P u	M u long	M u trans	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1 D+L	130.84	0.89	-0.09	0.01	0		34.45	
2 D+L+S	130.84	3.93	0.55	0.03	0		36.64	
3 D+L-S	130.84	-2.15	-0.73	0.02	0.01		32.26	
4 D+S	104.95	3.04	0.63	0.03	0.01		29.31	
5 D-S	104.95	-3.04	-0.65	0.03	0.01		24.92	

P / A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	
1 33.81	0.64	-0.08	34.37	34.53	33.09	33.24	tn/m ²
2 33.81	2.84	0.47	37.11	36.18	31.44	30.50	tn/m ²
3 33.81	-1.55	-0.62	31.63	32.88	34.74	35.99	tn/m ²
4 27.12	2.19	0.54	29.85	28.77	25.46	24.39	tn/m ²
5 27.12	-2.19	-0.56	24.37	25.48	28.76	29.87	tn/m ²

σ_{max} sismo = $1.3 \times \sigma_t = 52.00$ tn/m² σ_s diseño = 37.11 tn/m²

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas ultimas

Combinación	Cargas Ultimas			Excentricidades		σ_{max} (solo por flexion longitudinal)		
	P u	M u long	M u trans	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1 1.5D+1.8L	204.03	1.60	-0.16	0.01	0		53.88	
2 1.25(D+L+S)	163.55	4.92	0.68	0.03	0		45.81	
3 1.25(D+L-S)	163.55	-2.69	-0.91	0.02	0.01		40.32	
4 0.9D+1.25S	94.46	3.80	0.78	0.04	0.01		27.15	
5 0.9D-1.25S	94.46	-3.80	-0.80	0.04	0.01		21.66	

P / A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	
1 52.72	1.16	-0.14	53.74	54.01	51.43	51.70	tn/m ²
2 42.26	3.55	0.59	46.39	45.22	39.30	38.13	tn/m ²
3 42.26	-1.94	-0.78	39.54	41.10	43.42	44.98	tn/m ²
4 24.41	2.74	0.68	27.83	26.47	22.34	20.99	tn/m ²
5 24.41	-2.74	-0.69	20.97	22.36	26.46	27.84	tn/m ²

σ_{max} sismo = $1.3 \times \sigma_t = 52.00$ tn/m² σ_u diseño = 54.01 tn/m²

Tomaremos la mayor de los siguientes casos que resultan de amplificar los esfuerzos

Dimensionamiento de la altura de la zapata (hz)

Por punzonamiento				Por cortante			
Condicion	$V_u < \phi V_c$			Condicion	$V_u < \phi V_c$		
$\beta_c =$	2.40			Evaluando V_c , ϕV_c , V_u y comparando			
Suponiendo un peralte		h = 0.6 m		Dirección	Longitudinal	Transversal	
perimetro, seccion critica		d = 0.5 m		$L_c =$	0.275	0.275	m
$V_c =$	264.96 tn	bo = 3.7 m		$V_c =$	69.12	82.56	tn
V_c max =	294.90 tn			$\phi V_c =$	58.76	70.18	tn
$\phi V_c =$	225.22 tn			$V_u =$	26.74	31.93	tn
$V_u =$	164.47 tn		ok peralte adecuado		ok	ok	

Diseño por flexion

Refuerzo en la direccion longitudinal				Refuerzo en la direccion Transversal			
$M_u =$	29.20 tn-m			$M_u =$	34.87 tn-m	$A_s t2$	$A_s t1$
b =	180 cm			b =	215 cm	0.83	17.15
d =	50 cm			d =	50 cm	17.5	180
A_s longitudinal =	15.75 cm ²			A_s transversal =	18.81 cm ²		17.5
Cantidad de var				Cantidad de varillas			
		Espaciamiento		Tramo central		Tramos laterales	
ϕ 3/8	22	7.81 cm		ϕ 3/8	24	1	7.78 cm
ϕ 1/2	12	14.88 cm		ϕ 1/2	13	1	14.89 cm
ϕ 5/8	8	23.34 cm		ϕ 5/8	9	0	22.30 cm
ϕ 3/4	6	32.62 cm		ϕ 3/4	6	0	35.62 cm
ϕ 1	3	81.23 cm		ϕ 1	3	0	88.73 cm

Chequeo de la Longitud de Desarrollo del Refuerzo

Diámetro de la varilla	ϕ 3/8	ϕ 1/2	ϕ 5/8	ϕ 3/4	ϕ 1	
L disponible en tracción =	67.50	67.50	67.50	67.50	67.50	cm
$L_{db} 1 = 0.06 \cdot A_b \cdot F_y / (f_c)^{1/2} =$	12.35	22.43	34.78	49.39	88.69	cm
$L_{db} 2 = 0.006 \cdot d_b \cdot F_y =$	23.94	32.00	39.82	47.88	64.01	cm
$L_{db} 3 = 30 \text{ cm} =$	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	cm
$0.8 \times L_d =$	24.00	25.60	31.85	39.51	70.95	cm
Como	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb > L disp mayor Ld	

Características de los Materiales		Características Geométricas		Cargas																	
$f_c =$	210 kg/cm ²	Columna x	2.1 m	P_o	80.51 tn																
$F_y =$	4200 kg/cm ²	Columna y	0.25 m	P_L	15.81 tn																
ϕ corte =	0.85	Tracubrimiento	0.1 m	P_s	5.277 tn																
ϕ flexion =	0.9	Df=	1.8 m																		
γ suelo	2.1 tn/m ³	s/c piso	500 kg/m ²																		
σt	4 kg/cm ²	F. S.	1.05																		
				<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Longitudinal</th> <th colspan="2">Transversal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>M_o</td> <td>-0.023</td> <td>M_D</td> <td>-1.904</td> </tr> <tr> <td>M_L</td> <td>-0.017</td> <td>M_L</td> <td>-0.619</td> </tr> <tr> <td>M_s</td> <td>85.77</td> <td>M_s</td> <td>2.677</td> </tr> </tbody> </table>		Longitudinal		Transversal		M_o	-0.023	M_D	-1.904	M_L	-0.017	M_L	-0.619	M_s	85.77	M_s	2.677
Longitudinal		Transversal																			
M_o	-0.023	M_D	-1.904																		
M_L	-0.017	M_L	-0.619																		
M_s	85.77	M_s	2.677																		

Dimencionamiento del area de la zapata

Esfuerzo neto del terreno = $\sigma_1 - \gamma_s \times Df - s/c$
 Esfuerzo neto del terreno = 35.72 tn/m² Cumpliendo condicion de volados iguales a = 2.61 m
 Area de la zapata = 2.83 m² b = 0.76 m

Elegimos las dimensiones de la zapata Dimensiones Volados

Longitudinal =	5	1.45 m	ex nucleo c.	0.83
Transversal =	1.85	0.8 m	ey nucleo c.	0.31
Area =	9.25 m ²			

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas de servicio

Combinación	Cargas Ultimas			Excentricidades		σ max (solo por flexion longitudinal)		
	P_u	$M_{u\text{ long}}$	$M_{u\text{ trans}}$	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1 D+L	96.32	-0.04	-2.52	0	0.03	10.41		
2 D+L+S	101.60	85.73	0.15	0.84	0			22.06
3 D+L-S	91.04	-85.81	-5.20	0.94	0.06			21.03
4 D+S	85.79	85.75	0.77	1	0.01			20.61
5 D-S	75.23	-85.79	-4.58	1.14	0.06			19.93

P/A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4		
1	10.41	-0.01	-0.88	9.52	11.29	9.53	11.30	tn/m ²
2	10.98	11.12	0.05	22.16	22.05	-0.08	-0.19	tn/m ²
3	9.84	-11.13	-1.82	-3.11	0.53	19.15	22.80	tn/m ²
4	9.27	11.12	0.27	20.67	20.13	-1.58	-2.12	tn/m ²
5	8.13	-11.13	-1.61	-4.60	-1.39	17.66	20.87	tn/m ²

σ max sismo = 1.3* σt = 52.00 tn/m² σ s diseño = 22.80 tn/m²

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas ultimas

Combinación	Cargas Ultimas			Excentricidades		σ max (solo por flexi onlongitudinal)		
	P_u	$M_{u\text{ long}}$	$M_{u\text{ trans}}$	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1 1.5D+1.8L	149.22	-0.07	-3.97	0	0.03	16.12		
2 1.25(D+L+S)	127.00	107.16	0.19	0.84	0			27.57
3 1.25(D+L-S)	113.80	-107.26	-6.50	0.94	0.06			26.29
4 0.9D+1.25S	79.06	107.19	1.63	1.36	0.02			24.99
5 0.9D-1.25S	65.86	-107.23	-5.06	1.63	0.08			27.28

P/A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4		
1	16.13	-0.01	-1.39	14.73	17.52	14.75	17.53	tn/m ²
2	13.73	13.90	0.07	27.70	27.56	-0.11	-0.24	tn/m ²
3	12.30	-13.92	-2.28	-3.89	0.67	23.94	28.50	tn/m ²
4	8.55	13.91	0.57	23.02	21.88	-4.79	-5.93	tn/m ²
5	7.12	-13.91	-1.77	-8.57	-5.02	19.26	22.81	tn/m ²

σ max sismo = 1.3* σt = 52.00 tn/m² σu diseño = 28.50 tn/m²

Tomaremos la mayor de los siguientes casos que resultan de amplificar los esfuerzos

Dimensionamiento de la altura de la zapata (hz)

Por punzonamiento				Por cortante			
Condicion	$V_u < \phi V_c$	Condicion	$V_u < \phi V_c$				
$\beta_c =$	8.40	Evaluando $V_c, \phi V_c, V_u$ y comparando					
Suponiendo un peralte	h = 0.6 m	Dirección	Longitudinal	Transversal			
perimetro, seccion critica	d = 0.5 m	Lc =	0.95	0.3			
	bo = 6.7 m	Vc =	71.04	192.01			
$V_c =$	320.87 tn	$\phi V_c =$	60.39	163.21			
V_c max =	534.01 tn	$V_u =$	50.08	42.75			
$\phi V_c =$	272.74 tn						
$V_u =$	208.03 tn						
	ok peralte adecuado		ok	ok			

Diseño por flexion

Refuerzo en la direccion longitudinal		Refuerzo en la direccion Transversal			
$M_u =$	55.42 tn-m	$M_u =$	45.60 tn-m	$A_s t2$	$A_s t1$
b =	185 cm	b =	500 cm	5.63	13.23
d =	50 cm	d =	50 cm	157.5	185
A_s longitudinal =	30.53 cm ²	A_s transversal =	24.50 cm ²		157.5

Cantidad de var	Espaciamiento	Cantidad de varillas		Espaciamiento		
		Tramo central	Tramos laterales	Tramo central	Tramos laterales	
$\phi 3/8$	4.03 cm	$\phi 3/8$	19	8	10.23	21.29 cm
$\phi 1/2$	7.34 cm	$\phi 1/2$	10	4	20.41	52.08 cm
$\phi 5/8$	12.03 cm	$\phi 5/8$	7	3	30.57	74.21 cm
$\phi 3/4$	16.81 cm	$\phi 3/4$	5	2	45.78	148.10 cm
$\phi 1$	33.49 cm	$\phi 1$	3	1	91.23	cm

Chequeo de la Longitud de Desarrollo del Refuerzo

Diámetro de la varilla	$\phi 3/8$	$\phi 1/2$	$\phi 5/8$	$\phi 3/4$	$\phi 1$	
L disponible en tracción =	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	cm
$L_{db} 1 = 0.06 \cdot A_b \cdot F_y / (f_c)^{1/2} =$	12.35	22.43	34.78	49.39	88.69	cm
$L_{db} 2 = 0.006 \cdot d_b \cdot F_y =$	23.94	32.00	39.82	47.88	64.01	cm
$L_{db} 3 = 30 \text{ cm} =$	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	cm
$0.8 \times L_d =$	24.00	25.60	31.85	39.51	70.95	cm
Como	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb > L disp mayor Ld	

Características de los Materiales		Características Geométricas		Cargas			
$f_c =$	210 kg/cm ²	Columna x	0.6 m	P_0	27 936 tn		
$F_y =$	4200 kg/cm ²	Columna y	0.25 m	P_L	4.59 tn		
ϕ corte =	0.85	radio de giro	0.1 m	P_S	6 681 tn		
ϕ flexion =	0.9	Df =	1.8 m	Longitudinal		Transversal	
γ suelo	2.1 tn/m ³	s/c piso	500 kg/m ³	M_0	0.855	M_D	0.026
σ_t	4 kg/cm ²	F. S.	1.05	M_L	0.282	M_L	0.01
				M_S	2.85	M_S	0.676

Dimensionamiento del area de la zapata

Esfuerzo neto del terreno = $\sigma_t \cdot \gamma_s \cdot D_f - s/c$	35.72 tn/m ²	Cumpliendo condicion de volados iguales	a =	1.15 m	
Esfuerzo neto del terreno =	0.96 m ²		b =	0.80 m	
Area de la zapata =		Dimensiones			
Elegimos las dimensiones de la zapata	Longitudinal =	1.4	0.4 m	e_x nucleo c.	0.23
	Transversal =	1.05	0.4 m	e_y nucleo c.	0.18
	Area =	1.47 m ²			

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas de servicio

Cargas Ultimas				Excentricidades		σ_{max} (solo por flexion longitudinal)		
Combinación	P u	M u long	M u trans	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1	D+L	32.53	1.14	0.04	0.03	0	25.44	
2	D+L+S	39.21	3.99	0.71	0.1	0.02	38.30	
3	D+L-S	25.85	-1.71	-0.64	0.07	0.02	12.59	
4	D+S	34.62	3.71	0.70	0.11	0.02	34.35	
5	D-S	21.26	-2.00	-0.85	0.09	0.03	8.64	

P/A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	
1	22.13	3.31	0.14	25.58	25.30	18.95	18.67 tn/m ²
2	26.67	11.62	2.77	41.06	35.53	17.82	12.28 tn/m ²
3	17.58	-4.99	-2.49	10.10	15.08	20.09	25.06 tn/m ²
4	23.55	10.80	2.73	37.08	31.62	15.48	10.02 tn/m ²
5	14.46	-5.82	-2.53	6.12	11.17	17.75	22.80 tn/m ²

σ_{max} sismo = 1.3 σ_t = 52.00 tn/m² σ_s diseño = 41.06 tn/m²

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas ultimas

Cargas Ultimas				Excentricidades		σ_{max} (solo por flexion longitudinal)		
Combinación	P u	M u long	M u trans	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1	1.5D+1.8L	50.17	1.79	0.06	0.04	0	39.35	
2	1.25(D+L+S)	49.01	4.98	0.89	0.1	0.02	47.87	
3	1.25(D+L-S)	32.31	-2.14	-0.80	0.07	0.02	15.73	
4	0.9D+1.25S	33.49	4.33	0.87	0.13	0.03	35.41	
5	0.9D-1.25S	16.79	-2.79	-0.82	0.17	0.05	3.28	

P/A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	
1	34.13	5.22	0.22	39.57	39.12	29.13	28.69 tn/m ²
2	33.34	14.53	3.46	51.33	44.41	22.27	15.35 tn/m ²
3	21.98	-6.24	-3.11	12.62	18.84	25.11	31.33 tn/m ²
4	22.78	12.63	3.38	38.79	32.04	13.53	6.78 tn/m ²
5	11.42	-8.14	-3.19	0.09	6.47	16.37	22.76 tn/m ²

σ_{max} sismo = 1.3 σ_t = 52.00 tn/m² σ_u diseño = 51.33 tn/m²

Tomaremos la mayor de los siguientes casos que resultan de amplificar los esfuerzos

Dimensionamiento de la altura de la zapata (hz)

Por punzonamiento				Por cortante			
Condicion $V_u < \phi V_c$				Condicion $V_u < \phi V_c$			
$\beta c =$	2.40			Evaluando $V_c, \phi V_c, V_u$ y comparando			
Suponiendo un peralte		h =	0.6 m	Dirección	Longitudinal	Transversal	
perimetro, seccion critica		d =	0.5 m	$L_c =$	-0.1	-0.1	m
		bo =	3.7 m	$V_c =$	40.32	53.76	tn
$V_c =$	264.96 tn			$\phi V_c =$	34.27	45.70	tn
$V_c \max =$	294.90 tn			$V_u =$	-5.39	-7.19	tn
$\phi V_c =$	225.22 tn				ok	ok	
$V_u =$	33.11 tn		ok peralte adecuado				

Diseño por flexion

Reforzo en la direccion longitudinal		Reforzo en la direccion Transversal			
$M_u =$	4.31 tn-m	$M_u =$	5.75 tn-m	As 12	As 11 As 12
b =	105 cm	b =	140 cm	0.22	2.64 0.22
d =	50 cm	d =	50 cm	17.5	105 17.5
AS longitudinal =	2.31 cm ²	AS transversal =	3.08 cm ²		

Cantidad de var		Espaciamento		Cantidad de varillas		Espaciamento	
				Tramo central	Tramos laterales	Tramo central	Tramos laterales
# 3/8	3	44.53 cm	# 3/8	4	0	34.68	cm
# 1/2	2	88.73 cm	# 1/2	2	0	103.73	cm
# 5/8	1	cm	# 5/8	1	0		cm
# 3/4	1	cm	# 3/4	1	0		cm
# 1	0	-87.46 cm	# 1	1	0		cm

Chequeo de la Longitud de Desarrollo del Refuerzo

Diámetro de la varilla	# 3/8	# 1/2	# 5/8	# 3/4	# 1	
L disponible en tracción =	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	cm
$Ldb\ 1 = 0.06 \cdot A_b \cdot F_y / (f_c)^{1/2} =$	12.35	22.43	34.78	49.39	88.69	cm
$Ldb\ 2 = 0.006 \cdot db \cdot F_y =$	23.94	32.00	39.82	47.88	64.01	cm
$Ldb\ 3 = 30 \text{ cm} =$	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	cm
$0.8 \times Ld =$	24.00	25.60	31.85	39.51	70.95	cm
Como	Ldb < L disp	Ldb < L disp	Ldb > L disp	Ldb > L disp	Ldb > L disp	
	ok	ok	quiere mayor	quiere mayor	mayor Ld	

Diseño de Cimentación

Elemento : Eje A1. A4

Características de los Materiales		Características Geométricas		Cargas		
$f_c =$	210 kg/cm ²	Columna x	0.6 m	P_0	24.318 tn	
$F_y =$	4200 kg/cm ²	Columna y	0.25 m	P_L	3.78 tn	
ϕ corte =	0.85	Recurrido	0.1 m	P_S	9.636 tn	
ϕ flexion =	0.9	Df=	1.8 m			
γ suelo	2.1 tn/m ²	s/c piso	500 kg/m ²			
σ_t	4 kg/cm ²	F. S.	1.05			
			Longitudinal		Transversal	
			M_0	-0.492	M_0	-0.026
			M_L	-0.179	M_L	-0.01
			M_S	2.964	M_S	0.676

Dimensionamiento del area de la zapata

Esfuerzo neto del terreno = $\sigma_t - \gamma_s \times Df - s/c$		Cumpliendo condicion de volados iguales	a =	1.08 m
Esfuerzo neto del terreno =	35.72 tn/m ²		b =	0.73 m
Area de la zapata =	0.83 m ²	Dimensiones		
		Longitudinal =	1.4	0.4 m
		Transversal =	1.05	0.4 m
Elegimos las dimensiones de la zapata		Area =	1.47 m ²	
		ex nucleo c.	0.23	
		ey nucleo c.	0.18	

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas de servicio

Combinación	Cargas Ultimas			Excentricidades		σ max (solo por flexion longitudinal)		
	P_u	$M_{u\text{ long}}$	$M_{u\text{ trans}}$	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1 D+L	28.10	-0.67	-0.04	0.02	0	17.16		
2 D+L+S	37.73	2.29	0.64	0.06	0.02	32.35		
3 D+L-S	18.46	-3.64	-0.71	0.2	0.04	1.96		
4 D+S	33.95	2.47	0.65	0.07	0.02	30.30		
5 D-S	14.68	-3.46	-0.70	0.24	0.05			20.27

P/A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	
1	19.11	-1.96	-0.14	17.02	17.30	20.93	21.21 tn/m ²
2	25.67	6.69	2.49	34.84	29.87	21.47	16.50 tn/m ²
3	12.56	-10.60	-2.77	-0.81	4.73	20.39	25.92 tn/m ²
4	23.10	7.21	2.53	32.83	27.78	18.42	13.36 tn/m ²
5	9.99	-10.08	-2.73	-2.82	2.64	17.33	22.79 tn/m ²

σ max sismo = $1.3 \times \sigma_t = 52.00$ tn/m² σ s diseño = 34.84 tn/m²

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas ultimas

Combinación	Cargas Ultimas			Excentricidades		σ max (solo por flexion longitudinal)		
	P_u	$M_{u\text{ long}}$	$M_{u\text{ trans}}$	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1 1.5D+1.8L	43.28	-1.06	-0.06	0.02	0	26.35		
2 1.25(D+L+S)	47.17	2.87	0.80	0.06	0.02	40.44		
3 1.25(D+L-S)	23.08	-4.54	-0.89	0.2	0.04	2.45		
4 0.9D+1.25S	33.93	3.26	0.82	0.1	0.02	32.59		
5 0.9D-1.25S	9.84	-4.15	-0.87	0.42	0.09			22.32

P/A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	
1	29.44	-3.09	-0.22	26.13	26.57	32.31	32.76 tn/m ²
2	32.09	8.36	3.11	43.55	37.33	26.84	20.62 tn/m ²
3	15.70	-13.25	-3.46	-1.01	5.91	25.49	32.41 tn/m ²
4	23.08	9.51	3.19	35.79	29.40	16.77	10.38 tn/m ²
5	6.69	-12.09	-3.38	-8.77	-2.02	15.41	22.16 tn/m ²

σ max sismo = $1.3 \times \sigma_t = 52.00$ tn/m² σ_u diseño = 43.55 tn/m²

Tomaremos la mayor de los siguientes casos que resultan de amplificar los esfuerzos

Dimensionamiento de la altura de la zapata (hz)

Por punzonamiento				Por cortante			
Condicion	$V_u < \phi V_c$	Condicion	$V_u < \phi V_c$				
$\beta_c =$	2.40	Evaluando V_c , ϕV_c , V_u y comparando					
Suponiendo un peralte		Dirección	Longitudinal	Transversal			
perimetro, seccion critica		$L_c =$	-0.1	-0.1	m		
$V_c =$	264.96 tn	$V_c =$	40.32	53.76	tn		
$V_c \text{ max} =$	294.90 tn	$\phi V_c =$	34.27	45.70	tn		
$\phi V_c =$	225.22 tn	$V_u =$	-4.57	-6.10	tn		
$V_u =$	28.09 tn		ok	ok			
	ok peralte adecuado						

Diseño por flexion

Refuerzo en la direccion longitudinal				Refuerzo en la direccion Transversal			
$M_u =$	3.66 tn-m	$M_u =$	4.88 tn-m	$A_s t2$	$A_s t1$	$A_s t2$	$A_s t1$
b =	105 cm	b =	140 cm	0.19	2.22	0.19	0.19
d =	50 cm	d =	50 cm	17.5	105	17.5	17.5
$A_s \text{ longitudinal} =$	1.94 cm ²	$A_s \text{ transversal} =$	2.59 cm ²				

Cantidad de var	Espaciamiento	Cantidad de varillas		Espaciamiento	
		Tramo central	Tramos laterales	Tramo central	Tramos laterales
$\phi 3/8$	44.53 cm	3	0	52.03	cm
$\phi 1/2$	88.73 cm	2	0	103.73	cm
$\phi 5/8$	cm	1	0		cm
$\phi 3/4$	cm	1	0		cm
$\phi 1$	cm	0	0		cm

Chequeo de la Longitud de Desarrollo del Refuerzo

Diámetro de la varilla	$\phi 3/8$	$\phi 1/2$	$\phi 5/8$	$\phi 3/4$	$\phi 1$	
L disponible en tracción =	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	cm
$L_{db} 1 = 0.06 A_b F_y / (f_c)^{1/2} =$	12.35	22.43	34.78	49.39	88.69	cm
$L_{db} 2 = 0.006 d_b F_y =$	23.94	32.00	39.82	47.88	64.01	cm
$L_{db} 3 = 30 \text{ cm} =$	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	cm
$0.8 \times L_d =$	24.00	25.60	31.85	39.51	70.95	cm
Como	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb > L disp quiere mayor	Ldb > L disp quiere mayor	Ldb > L disp mayor Ld	

Diseño de Cimentación

Elemento : Eje B1, B4

Características de los Materiales		Características Geométricas		Cargas																	
$f_c =$	210 kg/cm ²	Columna x	2.7 m	P_o	92 901 tn																
$F_y =$	4200 kg/cm ²	Columna y	0.25 m	P_L	16 632 tn																
ϕ corte =	0.85	Trasv. (refuerzo)	0.1 m	P_S	2 955 tn																
ϕ flexion =	0.9	Df=	1.8 m																		
γ suelo	2.1 tn/m ³	s/c piso	500 kg/m ²																		
σ_t	4 kg/cm ²	F. S.	1.05																		
				<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Longitudinal</th> <th colspan="2">Transversal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>M_o</td> <td>2 058</td> <td>M_o</td> <td>0 219</td> </tr> <tr> <td>M_L</td> <td>0 777</td> <td>M_L</td> <td>0 14</td> </tr> <tr> <td>M_S</td> <td>156 7</td> <td>M_S</td> <td>0 79</td> </tr> </tbody> </table>		Longitudinal		Transversal		M_o	2 058	M_o	0 219	M_L	0 777	M_L	0 14	M_S	156 7	M_S	0 79
Longitudinal		Transversal																			
M_o	2 058	M_o	0 219																		
M_L	0 777	M_L	0 14																		
M_S	156 7	M_S	0 79																		

Dimensionamiento del area de la zapata

Esfuerzo neto del terreno = $\sigma_t - \gamma_s \times Df - s/c$
 Esfuerzo neto del terreno = 35.72 tn/m² Cumpliendo condicion de volados iguales a = 3.02 m
 Area de la zapata = 3.22 m² b = 0.57 m

Elegimos las dimensiones de la zapata Dimensiones Volados

Longitudinal =	6	1.65 m	ex nucleo c.	1
Transversal =	1.65	0.7 m	ey nucleo c.	0.28
Area =	9.9 m ²			

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas de servicio

Combinación	Cargas Ultimas			Excentricidades		σ max (solo por flexion longitudinal)		
	P_u	M_u long	M_u trans	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1 D+L	109.53	2.84	0.36	0.03	0	11.35		
2 D+L+S	112.49	159.54	1.15	1.42	0.01			28.77
3 D+L-S	106.58	-153.87	-0.43	1.44	0			27.60
4 D+S	95.86	158.76	1.01	1.66	0.01			28.90
5 D-S	89.95	-154.64	-0.57	1.72	0.01			28.39

P/A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	
1	11.06	0.29	0.13	11.48	11.22	10.91	10.65
2	11.36	16.11	0.42	27.90	27.06	-4.33	-5.17
3	10.77	-15.54	-0.16	-4.93	-4.62	26.15	26.47
4	9.68	16.04	0.37	26.09	25.35	-5.98	-6.72
5	9.09	-15.62	-0.21	-6.74	-6.33	24.50	24.92

σ max sismo = 1.3 * σ_t = 52.00 tn/m² σ s diseño = 27.90 tn/m²

Verificacion de los esfuerzos transmitidos por cargas ultimas

Combinación	Cargas Ultimas			Excentricidades		σ max (solo por flexion longitudinal)		
	P_u	M_u long	M_u trans	e_x	e_y	$e_x < e_{nc}$	$e_x = e_{nc}$	$e_x > e_{nc}$
1 1.5D+1.8L	169.29	4.49	0.58	0.03	0	17.55		
2 1.25(D+L+S)	140.61	199.42	1.44	1.42	0.01			35.96
3 1.25(D+L-S)	133.22	-192.33	-0.54	1.44	0			34.50
4 0.9D+1.25S	87.30	197.73	1.18	2.26	0.01			47.67
5 0.9D-1.25S	79.92	-194.02	-0.79	2.43	0.01			56.65

P/A	(My Vx)/ly	(Mx Vy)/lx	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	
1	17.10	0.45	0.21	17.77	17.34	16.86	16.43
2	14.20	20.14	0.53	34.87	33.82	-5.41	-6.47
3	13.46	-19.43	-0.20	-6.17	-5.77	32.69	33.08
4	8.82	19.97	0.44	29.23	28.36	-10.72	-11.59
5	8.07	-19.60	-0.29	-11.82	-11.24	27.38	27.96

σ max sismo = 1.3 * σ_t = 52.00 tn/m² σ u diseño = 56.65 tn/m²

Tomaremos la mayor de los siguientes casos que resultan de amplificar los esfuerzos

Dimensionamiento de la altura de la zapata (hz)

Por punzonamiento				Por cortante			
Condicion	$V_u < \phi V_c$			Condicion	$V_u < \phi V_c$		
$\beta_c =$	10.80			Evaluando V_c , ϕV_c , V_u y comparando			
Suponiendo un peralte		h =	0.8 m	Dirección	Longitudinal	Transversal	
perimetro, seccion critica		d =	0.7 m	$L_c =$	0.95	0	m
$V_c =$	557.62 tn	bo =	8.7 m	$V_c =$	88.71	322.58	tn
V_c max =	970.78 tn			$\phi V_c =$	75.40	274.19	tn
$\phi V_c =$	473.98 tn			$V_u =$	88.80	0.00	tn
$V_u =$	377.85 tn				mal	ok	
			ok peralte adecuado				

Diseño por flexion

Refuerzo en la direccion longitudinal				Refuerzo en la direccion Transversal			
$M_u =$	127.24 tn-m	$M_u =$	83.27 tn-m	$A_s t2$	9.08	$A_s t1$	13.77
b =	165 cm	b =	600 cm		165		270
d =	70 cm	d =	70 cm				165
A_s longitudinal =	50.70 cm ²	A_s transversal =	31.92 cm ²				
Cantidad de var		Espaciamento		Cantidad de varillas		Espaciamento	
$\phi 3/8$	71	2.13 cm	$\phi 3/8$	19	13	14.95	17.42 cm
$\phi 1/2$	39	3.91 cm	$\phi 1/2$	11	7	26.87	36.04 cm
$\phi 5/8$	25	6.18 cm	$\phi 5/8$	7	5	44.74	52.10 cm
$\phi 3/4$	18	8.71 cm	$\phi 3/4$	5	3	67.03	104.05 cm
$\phi 1$	10	16.38 cm	$\phi 1$	3	2	133.73	214.96 cm

Chequeo de la Longitud de Desarrollo del Refuerzo

Diámetro de la varilla	$\phi 3/8$	$\phi 1/2$	$\phi 5/8$	$\phi 3/4$	$\phi 1$	
L disponible en tracción =	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	cm
$L_{db} 1 = 0.06 \cdot A_b \cdot F_y / (f_c)^{1/2} =$	12.35	22.43	34.78	49.39	88.69	cm
$L_{db} 2 = 0.006 \cdot d_b \cdot F_y =$	23.94	32.00	39.82	47.88	64.01	cm
$L_{db} 3 = 30 \text{ cm} =$	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	cm
$0.8 \times L_d =$	24.00	25.60	31.85	39.51	70.95	cm
Como	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb < L disp ok	Ldb > L disp mayor Ld	

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

1.- Las distorsiones de entrepiso para los efectos globales de sismo tanto en dirección X como en Y son las siguientes.

Desplazamientos Laterales Según NTE E030-97				
Nivel	H entrepiso	D= 0.007H	Distorsiones del C.M. (mm)	
	(m)	(mm)	X	Y
5	2.8	19.6	15.20	13.98
4	2.8	19.6	15.60	15.32
3	2.8	19.6	14.98	15.34
2	2.8	19.6	12.59	13.33
1	3.2	22.4	7.28	8.07

Según Norma Técnica de Edificaciones NTE E030-97, las distorsiones de entrepiso se obtienen multiplicando los desplazamientos elásticos por R (Factor de ductilidad). Esto se efectúa ya que en el análisis se dividió entre el factor de ductilidad para obtener un nivel de fuerzas reducidas por lo cual se obtienen desplazamientos reducidos por lo que es necesario corregir esto multiplicando los desplazamientos obtenidos por el factor de ductilidad.

Por otro lado se debe mencionar que la necesidad de cumplir con los desplazamientos admisibles ha originado que las estructuraciones resulten bastante rígidas ya que para cumplir esta condición siempre es necesario incluir placas.

2.- Debe notarse que los periodos, frecuencias, etc. Obtenido para los diversos modos son independientes del espectro usado ya que están vinculadas únicamente a la geometría y las masas del sistema, esto es, a la rigidez lateral, al valor y ubicación de las masas en cada nivel.

3.- Los valores obtenidos de periodos resumidos en el cuadro siguiente son en la mayoría de los casos menores a 0.4 seg. por lo que los valores de pseudo aceleración correspondientes a estos periodos serán los máximos que pueden tomarse (valor máximo espectral), los valores menores a 0.4 segundos nos indican que la edificación no puede ser considerada como rígida y que los tabiques que no han sido tomados en cuenta constituirían un efecto importante en el periodo y por lo tanto en el cortante en la base, ya que de considerarse los tabiques se tendrían periodos menores y por lo tanto valores de fuerza sísmica mayores.

Modo	1	2	3	4	5
T (s) =	0.4754	0.4657	0.3001	0.1194	0.1126
Modo	6	7	8	9	10
T (s) =	0.0713	0.0543	0.0495	0.0343	0.0313
Modo	11	12	13	14	15
T (s) =	0.0307	0.0266	0.0237	0.0195	0.0151

4.- El efecto de la tabiquería es, incrementar la capacidad de absorber energía pero modificará la distribución de los cortantes, mientras la estructura sea mas flexible estos efectos serán mayores por lo que es recomendable aislar de forma adecuada todos los elementos de relleno, en nuestro caso estos efectos podrían ser significativos por lo expuesto anteriormente.

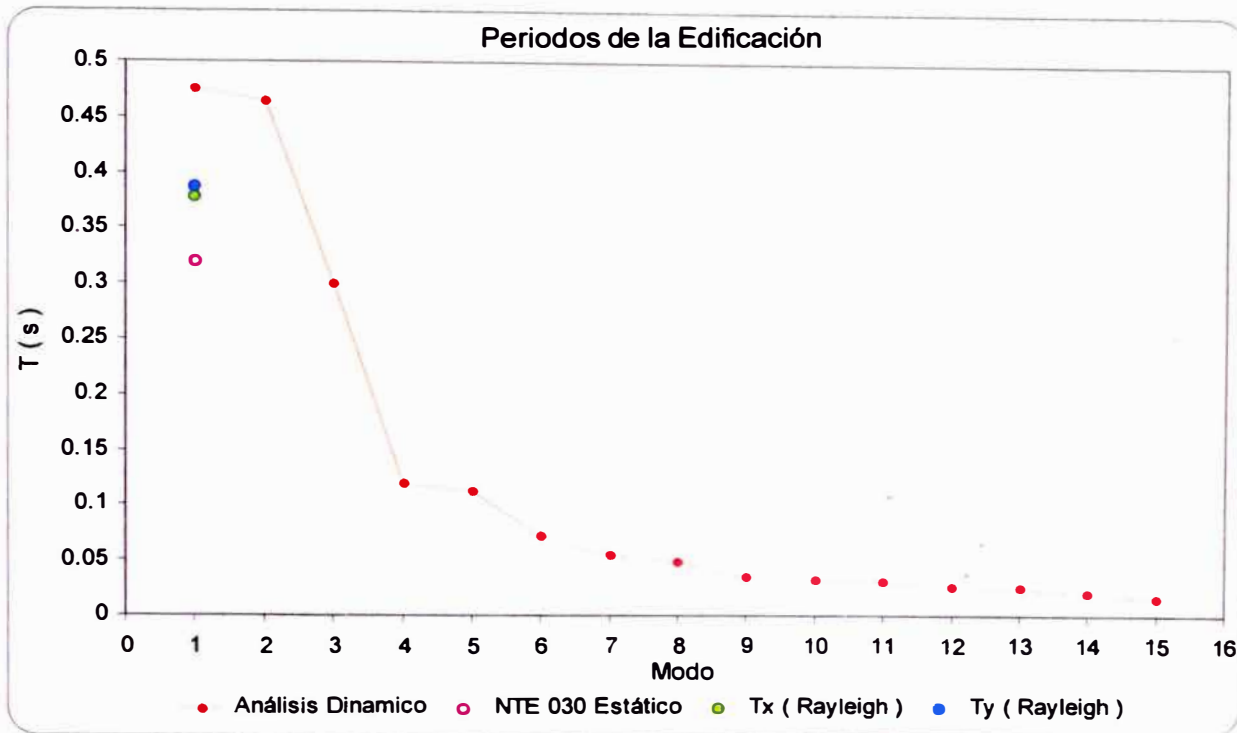
5.- Podemos apreciar en la tabla que serán necesarios como mínimo 6 modos para cumplir con lo estipulado en el artículo 4.3.1.3 el que establece que la cantidad de modos a ser tomados en cuenta debe ser tal que la suma de sus masas efectivas resulten el 90% de la masa de la estructura, sin embargo hemos tomado los 15 modos involucrados porque en la actualidad su obtención no constituye mayor problema.

Masas Efectivas (% de masa total)			
modo	X	Y	Giro
1	0.03	75.39	0.02
2	73.79	0.03	0.10
3	0.11	0.02	73.74
4	0.00	17.11	0.01
5	18.18	0.00	0.02
6	0.02	0.00	18.31
%Acumulado	92.13	92.55	92.20
7	0.00	5.45	0.00
8	5.73	0.00	0.01
9	0.00	1.67	0.00
10	0.01	0.00	5.70
11	1.78	0.00	0.00
12	0.00	0.33	0.00
13	0.35	0.00	0.00
14	0.00	0.00	1.75
15	0.00	0.00	0.34
Total	100.00	100.00	100.00

6.- Como se puede apreciar en las formas de modo y en los efectos globales en cada dirección, la influencia de la torsión es mínima debido a que la estructura es regular, esto se aprecia mejor en los valores de los factores de participación para cada modo, en estos se aprecia que en orden de magnitud uno de ellos es mucho mayor que los otros, por lo general unas 10 veces o más, esto indica que la influencia de las otras direcciones en ese modo no son apreciables y que la dirección predominante será aquella en la que se presente el mayor valor. Esto no se aprecia en estructuras irregulares en las que para un modo determinado se tendrá que los valores de los factores de participación son muy similares, en dicho caso la influencia de la torsión puede ser importante.

7.- Podemos apreciar en el grafico de la pagina 63 que las placas toman la mayor parte del cortante en la base, estas toman alrededor del 90% mientras que las columnas toman en total solo el 10% lo que nos confirma que en esta edificación el cortante basal esta resistido esencialmente por muros de corte (placas).

8.- En el siguiente gráfico se muestran los valores de periodo obtenidos para cada uno de los modos, viéndose que la formula para determinar el periodo fundamental (1er modo) con la formula de la norma NTE-E030-97 se aproxima al valor obtenido, pero el método de Rayleigh da mejores resultados.



9.- El primer modo o modo fundamental de la estructura se presenta en la dirección menos rígida, esto es en la dirección Y, mientras el segundo y tercer modo son predominantemente en la dirección X así como la rotación en planta, el cuarto, quinto y sexto modo serán respectivamente predominantemente en Y, X y rotación en planta, finalmente observamos que los modos asociados a cada dirección son 5 modos en X, 5 modos en Y y 5 modos rotacionales, esto era de esperarse como se indicó debido a que la estructura es regular. En estructuras irregulares podrían presentarse varios modos contiguos en una dirección lo que indicaría que esa dirección es particularmente más débil o flexible.

10.- La densidad estructural en planta se define como el área total de todos los elementos verticales resistentes dividido entre el área total del piso, éste es un indicador cualitativo que nos indicara el comportamiento estructural ante sismos, así tendremos:

Nivel	Área resistente	Área de Planta	%
	(m ²)	(m ²)	
5	4.4	157.5	2.79
4	4.4	189.0	2.33
3	4.4	189.0	2.33
2	4.4	189.0	2.33
1	4.4	189.0	2.33

Podemos apreciar que la densidad estructural esta alrededor de 2.5% que resulta típico para este tipo de edificaciones, estos valores hacen presumir un buen comportamiento estructural ya que existen experiencias que edificaciones con densidades similares han tenido un comportamiento satisfactorio.

11.- Los elementos de relleno esto es tabiquería, pueden modificar totalmente la respuesta dinámica de la estructura, entre alguno de sus efectos tenemos:

- Reducir el periodo natural de vibración de la estructura y en consecuencia, modificar el nivel de fuerza máximo.
- Incrementan la capacidad de absorción de energía de la estructura.
- Redistribuir la rigidez lateral de la estructura y en consecuencia cambia la distribución de esfuerzos.

Mientras mas flexible sea la estructura, peores son los estos efectos, éstos serán particularmente peligrosos cuando su distribución sea asimétrica o no sea la misma en pisos sucesivos, para analizar este tipo de problemas se puede efectuar el análisis considerando aquellos elementos con rigidez significativa, el otro enfoque consiste en independizar estos elementos impidiendo que estos contribuyan a la rigidez al cortante de la estructura, esto se logra dejando holguras entre la estructura y los lados y la parte superior del elemento.

12.- En la parte inferior de la edificación, las placas resisten la mayor parte de la fuerza cortante, pero la participación decrece gradualmente en los pisos superiores, por lo que en la parte superior de la edificación la participación puede resultar negativa.

13.- Para efectos del análisis estructural es común considerar factores de reducción de las inercias de los elementos ya que estas en su vida útil estarán agrietadas por lo que no contribuyen efectivamente con su rigidez, es típico considerar la inercia de las vigas como el 70% de la inercia de la sección bruta, asimismo la longitud de los brazos rígidos se reducen típicamente en un 25% del peralte de la correspondiente viga, para las columnas no resulta práctico efectuar ninguna reducción ya que este tipo de elementos al encontrarse generalmente a compresión no tendrán mucho agrietamiento.

14.- No se ha considerado en el análisis lo referente a una excentricidad mínima (artículo 4.2.5 de la norma E030-97), para considerar esto se tendría que repetir el proceso varias veces en cada dirección tanto con la excentricidad a un lado como al otro del centro de gravedad inicial, tanto para el sismo actuando en un sentido como en el otro, considerándose solo los incrementos de las fuerzas horizontales y no las disminuciones. La forma de considerar esta excentricidad en el análisis es especificar un centro de gravedad desplazado una distancia igual a la excentricidad a cada lado.

15.- De los resultados del análisis dinámico observamos que este nos da valores menores que el método estático por lo que se han tenido que escalar (multiplicar) los valores obtenidos de tal modo de tener por lo menos el 80% del valor estático, estos factores son 1.13 y 1.15 en la dirección x e y respectivamente. Por lo general en estructuras regulares se tendrá que el

método estático dará mayores valores que el dinámico pero, en estructuras irregulares el método dinámico dará mayores valores.

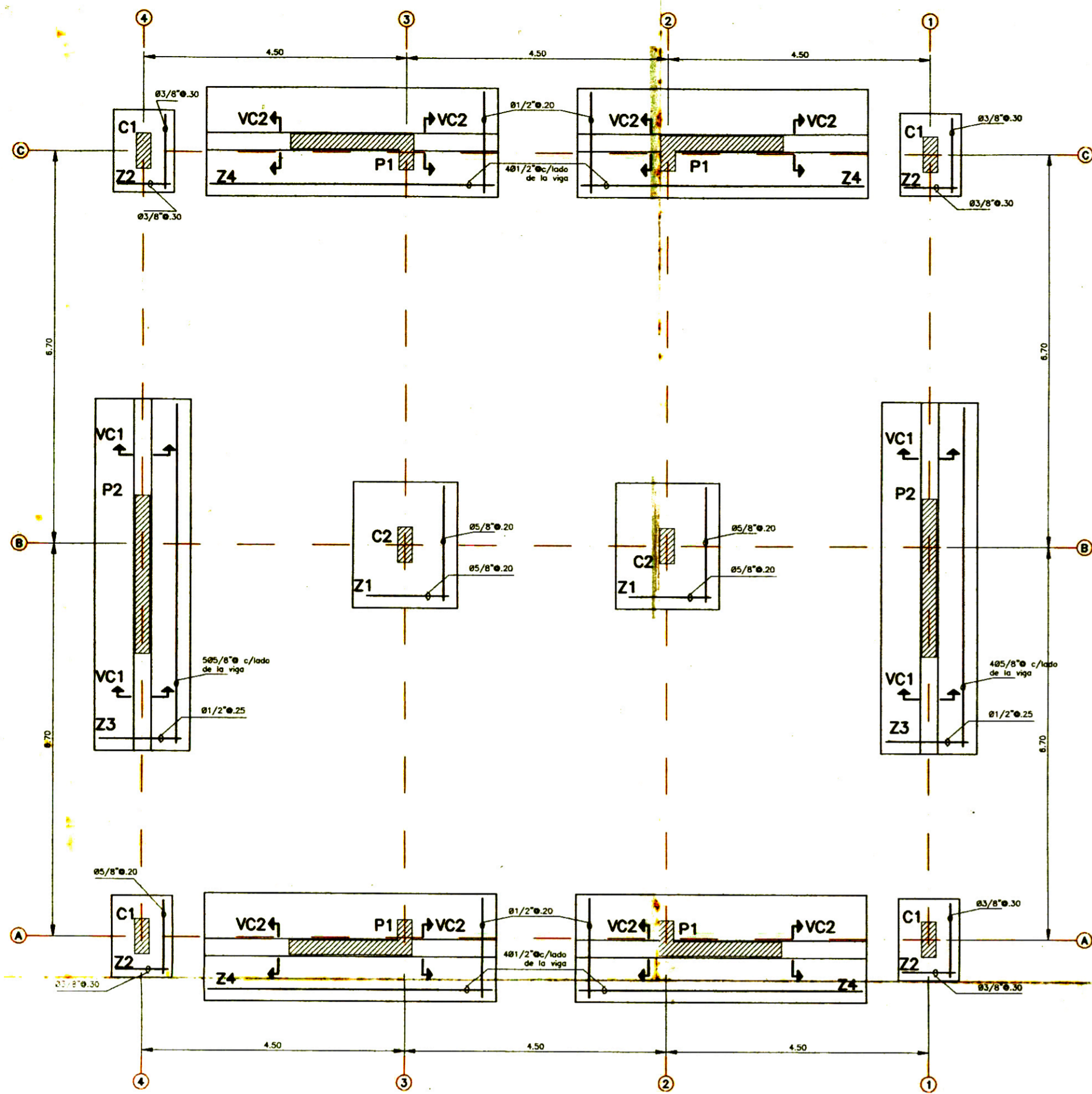
16.- En el análisis dinámico se observa que la distribución de fuerzas es triangular como lo supone el método estático esto se explica ya que los edificios bajos y de mediana altura comúnmente vibran en el primer modo y por lo tanto las fuerzas sísmicas se distribuyen en la misma forma. Por otro lado la distribución de la fuerza a cada pórtico no es necesariamente proporcional a su rigidez, ya que dependiendo de la regularidad o irregularidad de la estructura este cortante se verá modificado por la influencia de la torsión.

CAPITULO 7

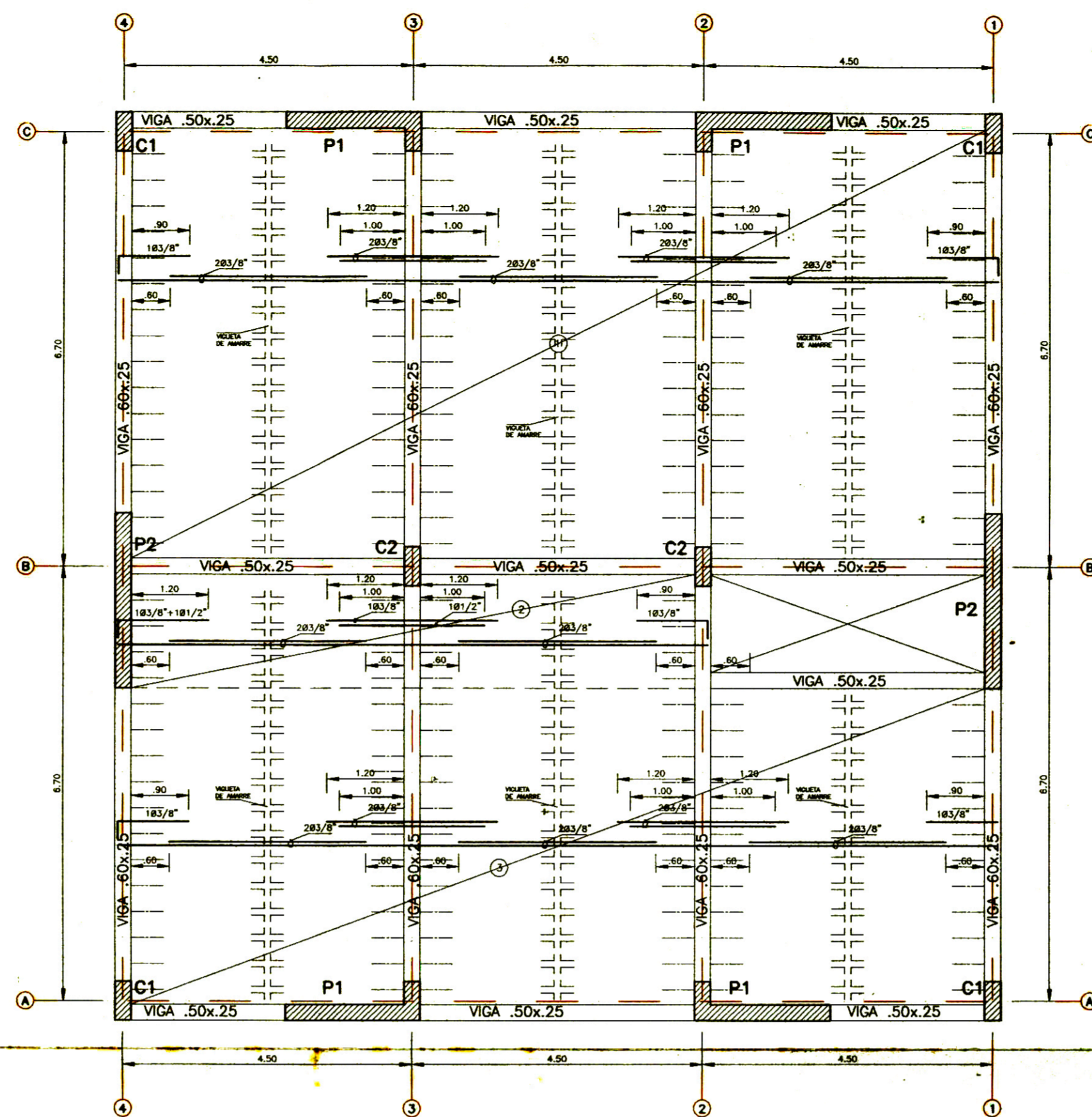
PLANOS

ANEXOS

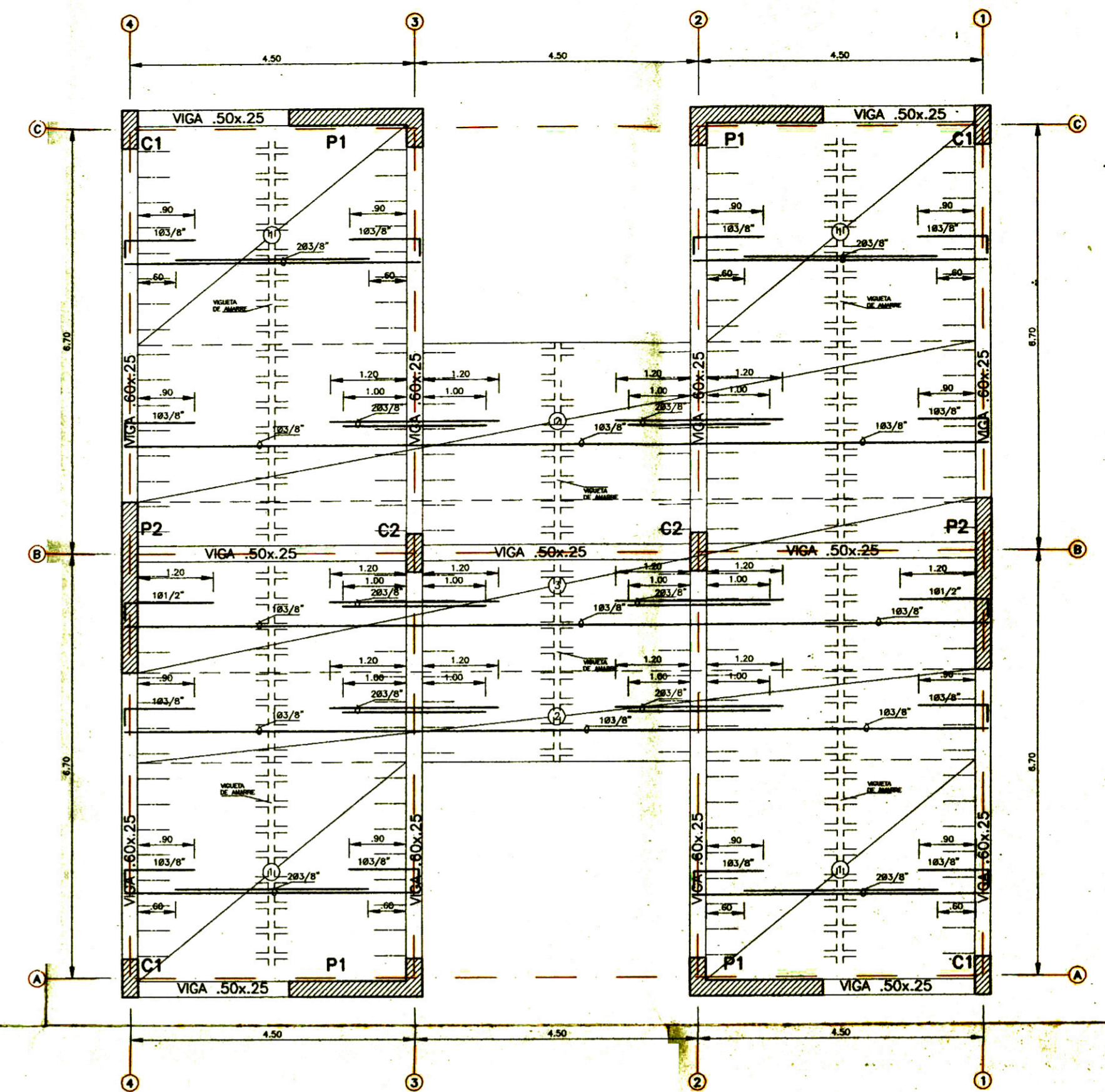
Salidas del programa A3S
Salidas del programa A2E
Salidas del programa SP2



CIMENTACION
ESCALA 1/50

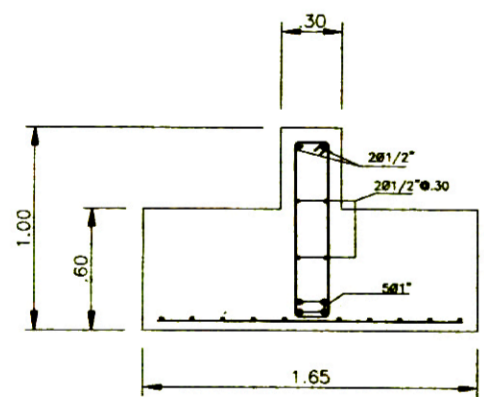


ALIGERADO TÍPICOPISOS 1° AL 4°
S/C=200 Kg/m²

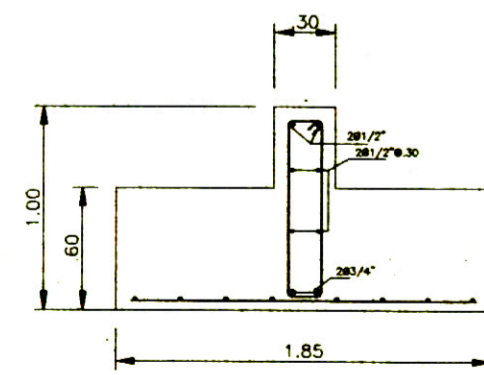


ALIGERADO 5° PISO
S/C=100 Kg/m²

ALIGERADOS
ESCALA 1/50



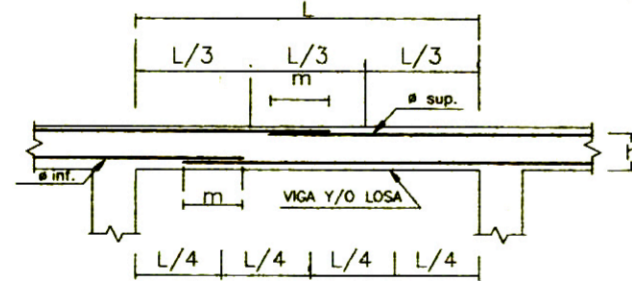
Detalle VC1 (0.3 x 1.0)
ESC. 1/25



Detalle VC2 (0.3 x 1.0)
ESC. 1/25

Tipo	Z1	Z2	Z3	Z4
B(m)	1.80	1.05	1.65	1.85
L(m)	2.15	1.40	6.00	5.00
h(m)	0.60	0.60	0.60	0.60

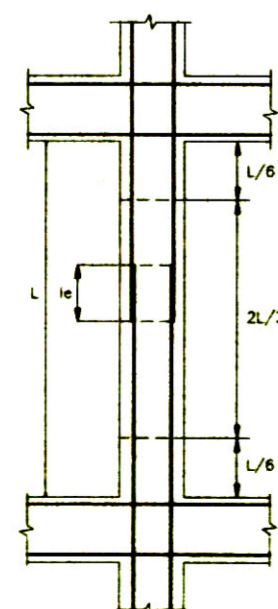
LONGITUD DE EMPALME EN VIGAS Y LOSAS



NOM.	VALORES DE m	
	# INFERIOR	# SUPERIOR
f _c = 210 kg/cm ²	3 3/8"	40
	4 1/2"	40
	5 5/8"	45
	6 3/4"	55
	8 1"	115
	3 3/8"	45
	4 1/2"	50
	5 5/8"	60

NOTA:
- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.

LONGITUD DE EMPALME EN COLUMNAS Y PLACAS

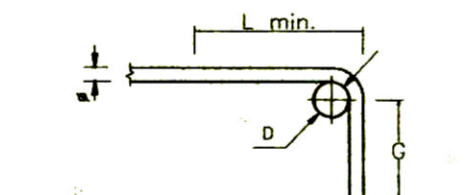


NOM.	LONGITUD DE EMPALME (h)	
	#	f _c = 210 kg/cm ²
3 3/8"	40	
4 1/2"	55	
5 5/8"	100	

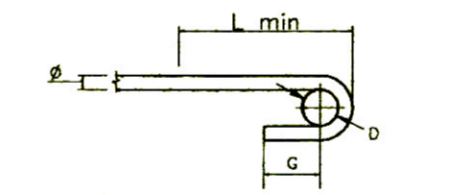
NOTA:
- EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.

GANCHOS ESTANDAR Y DIAMETROS DE DOBLES

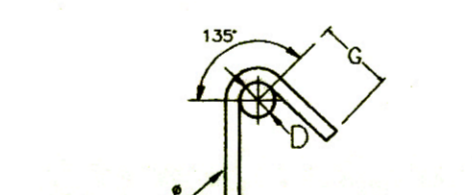
EN BARRAS LONGITUDINALES:
GANCHO ESTANDAR A 90°



GANCHO ESTANDAR A 180°



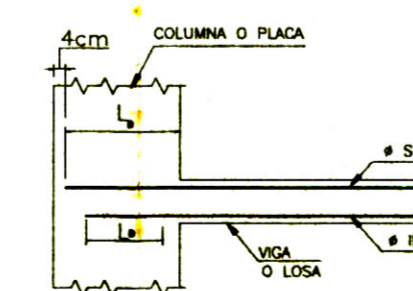
EN ESTRIBOS:
GANCHO ESTANDAR A 135°



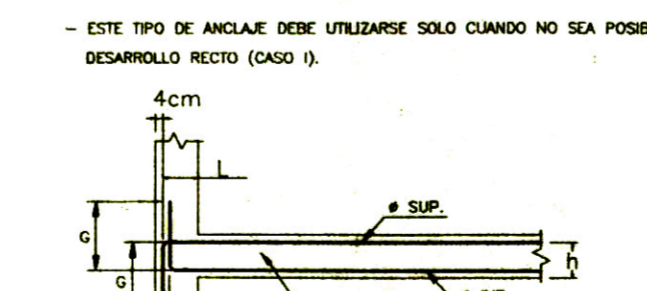
#	d	D	G
3	3/8"	3	12
4	1/2"	4	15
5	5/8"	5	19
6	3/4"	6	23
8	1"	8	31

LONGITUD DE ANCLAJE DE VIGAS Y LOSAS

I) UTILIZANDO DESARROLLO RECTO:

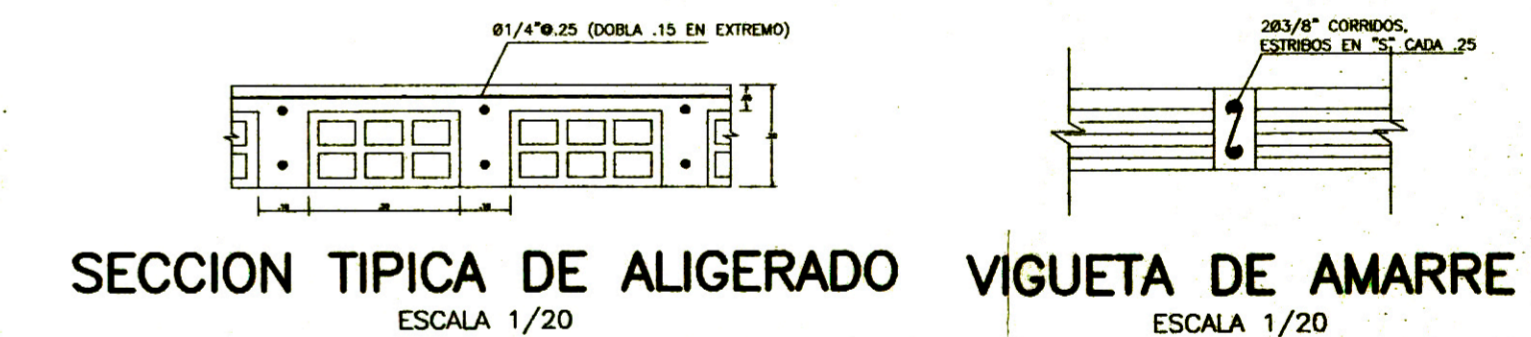


II) UTILIZANDO "GANCHO STANDARD" A 90°:



NOM.	CUADRO DE L _d (cm)	
	# INFERIOR	# SUPERIOR
f _c = 210 kg/cm ²	3 3/8"	22
	4 1/2"	30
	5 5/8"	37
	6 3/4"	44
	8 1"	58
	3 3/8"	22
	4 1/2"	30
	5 5/8"	37

NOM.	L _d (cm)	
	#	f _c = 210 kg/cm ²
3 3/8"	28	
4 1/2"	38	
5 5/8"	48	
6 3/4"	58	
8 1"	78	



SECCION TIPICA DE ALIGERADO VIGUETA DE AMARRE
ESCALA 1/20

INFORMACION ESTRUCTURAL
Sistema estructural Sismorresistente
Sistema Dual (pórticos más placas)
Parámetros de Diseño
Z = 0.4 U = 1 S = 1
C = 2.5 R = 10 V = 83.53 tn
Desplazamiento Maximo del Quinto nivel 64.6 mm
Desplazamiento maximo relativo 4to. nivel 15.6 mm

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

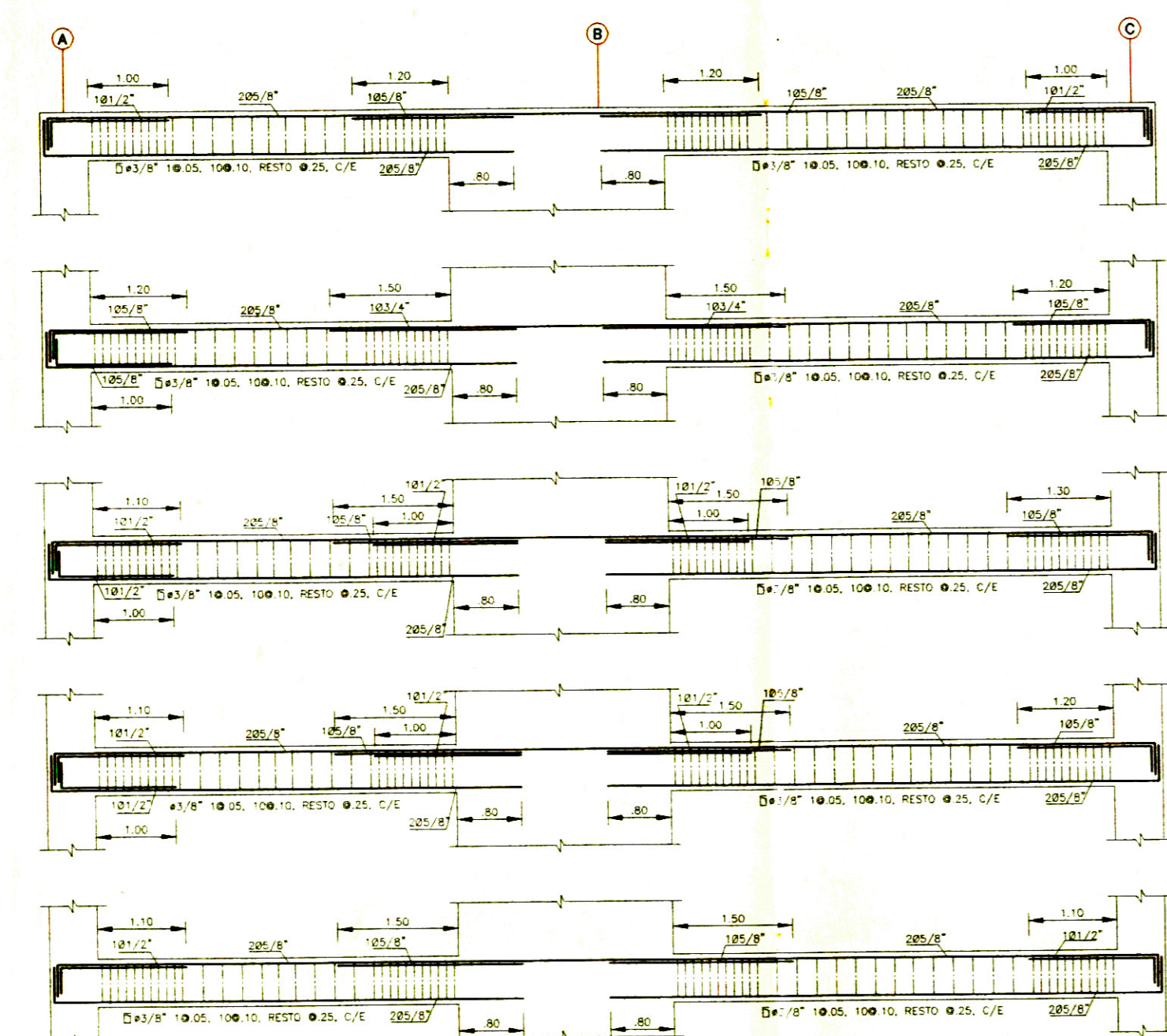
PLANO :
DETALLES, CIMENTACION Y ALIGERADOS

ALUMNO :
IVAN MARTIN WELSCH MORENO

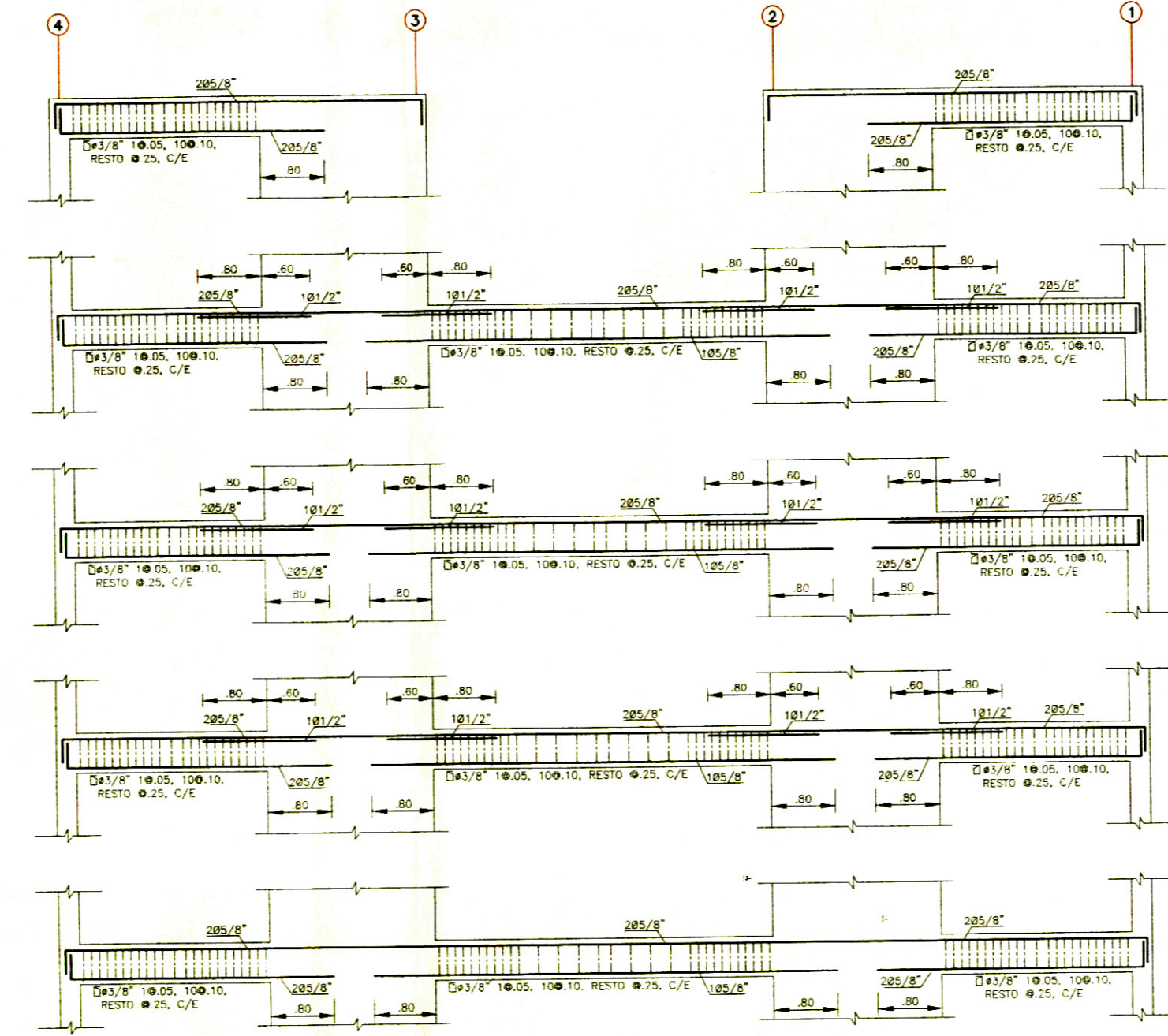
ESTRUCTURAS REVISION :
FECHA :
ABRIL 2001

CAD :
ESCALA :
1/50

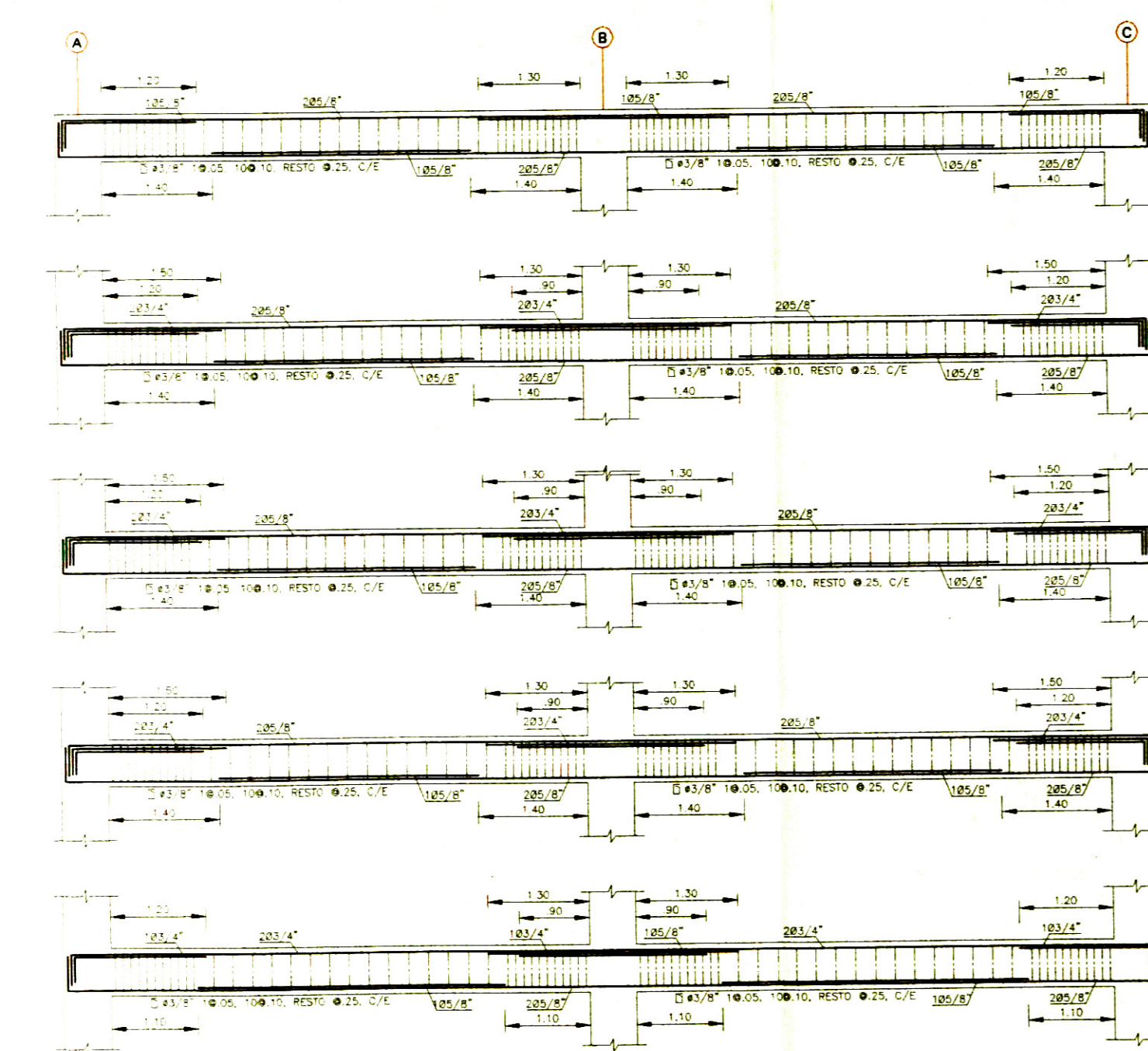
PLANO N°
E-1



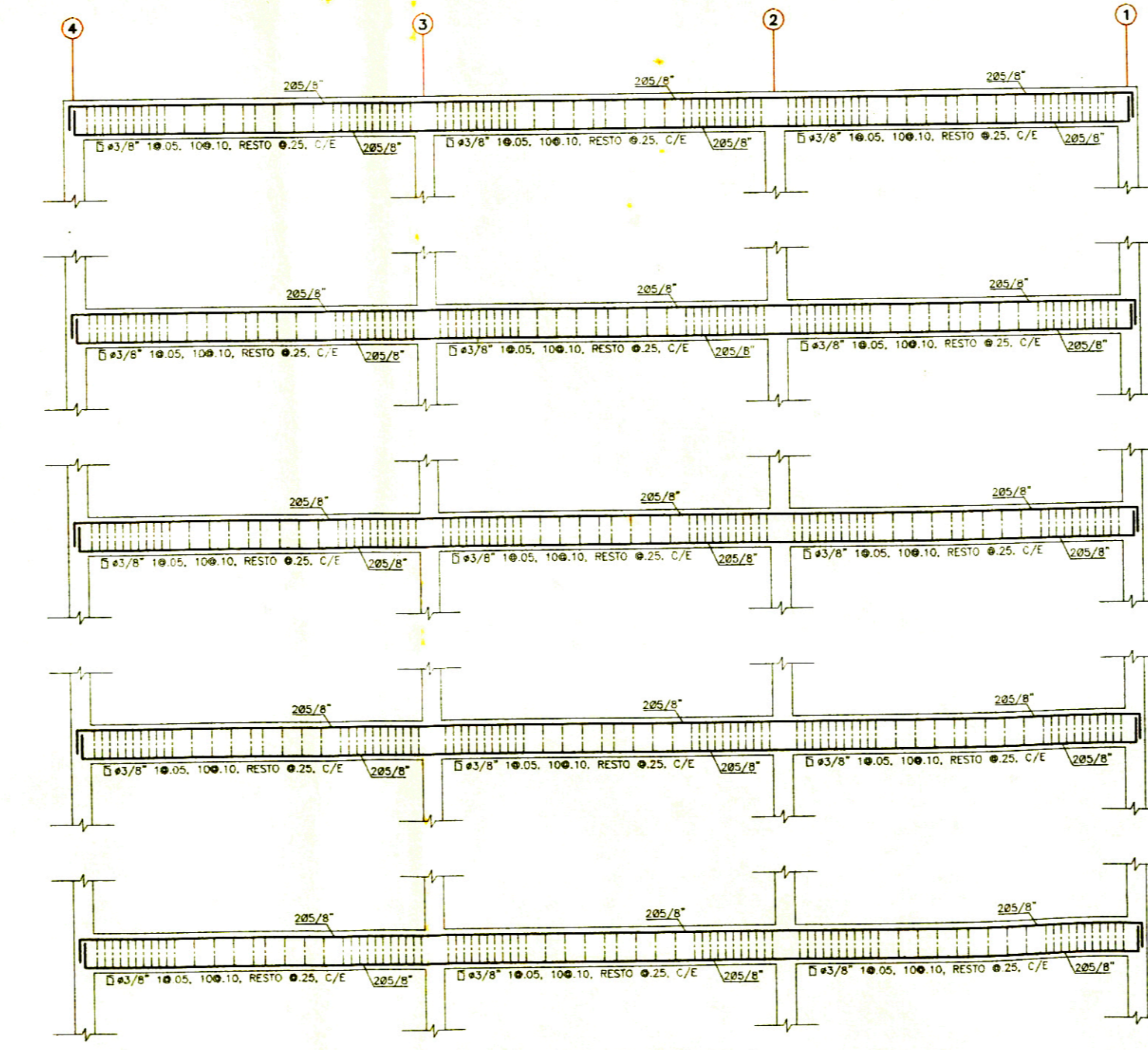
VIGAS (.25x.60) DE PORTICOS 1 Y 4
ESCALA 1/25



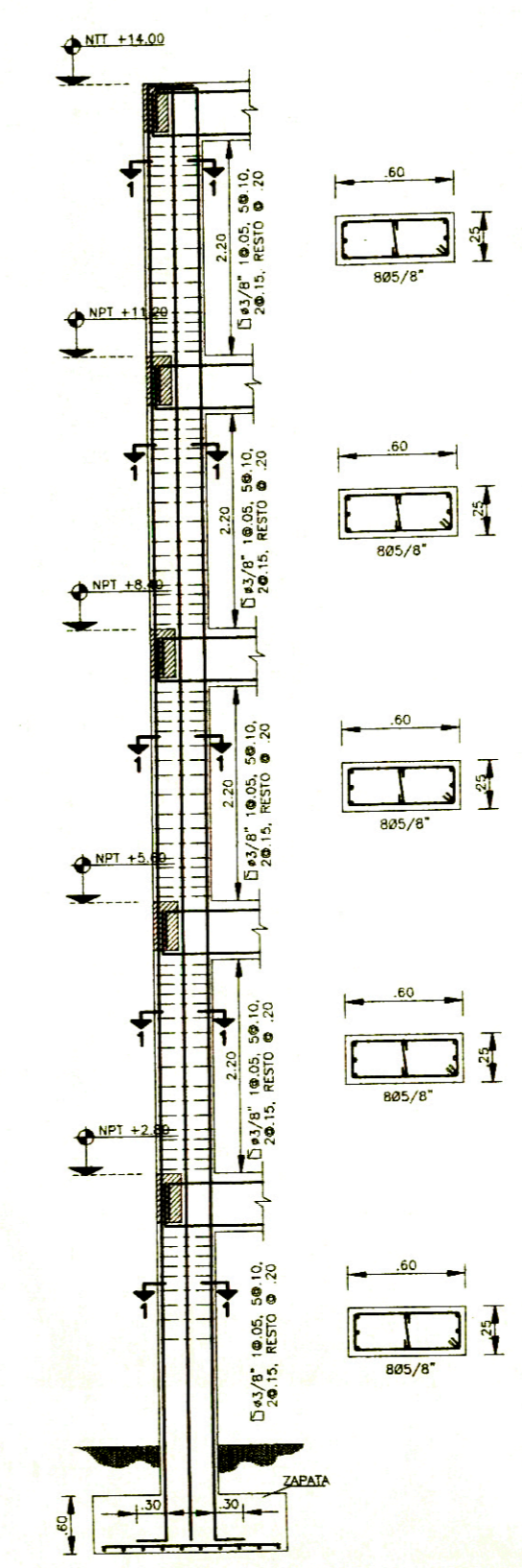
VIGAS (.25x.50) DE PORTICOS A Y C
ESCALA 1/25



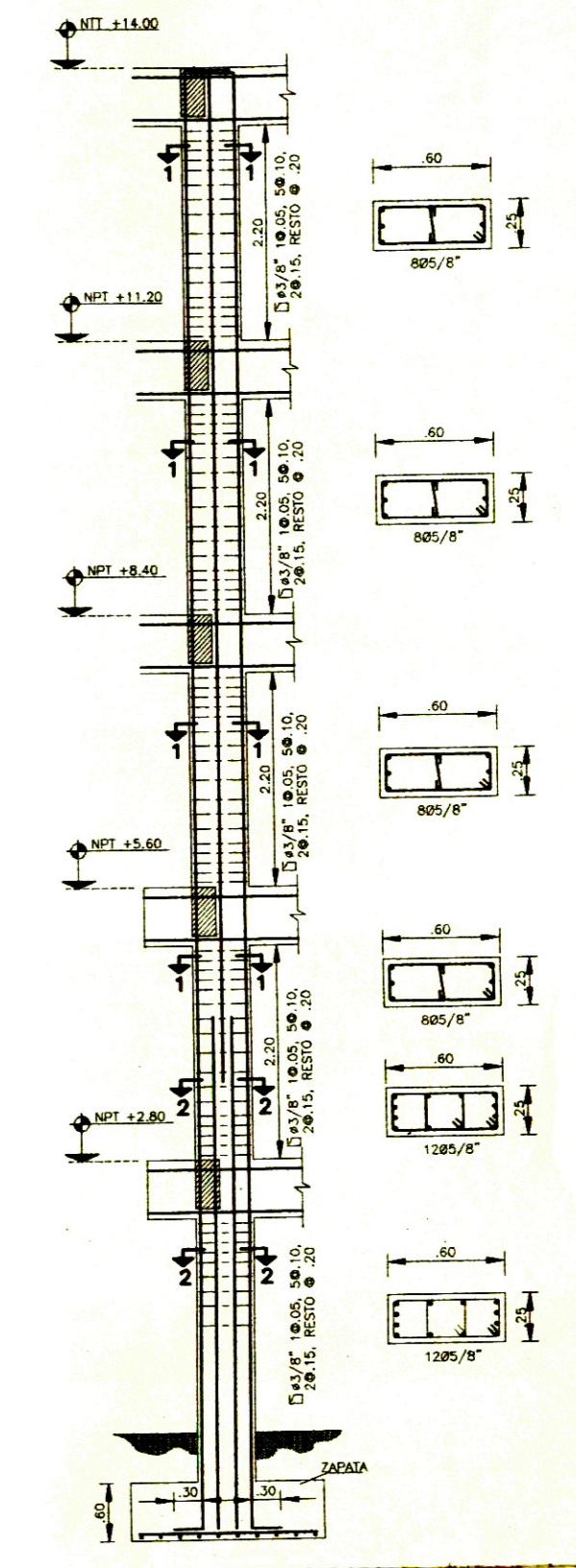
VIGAS (.25x.60) DE PORTICOS 2 Y 3
ESCALA 1/25



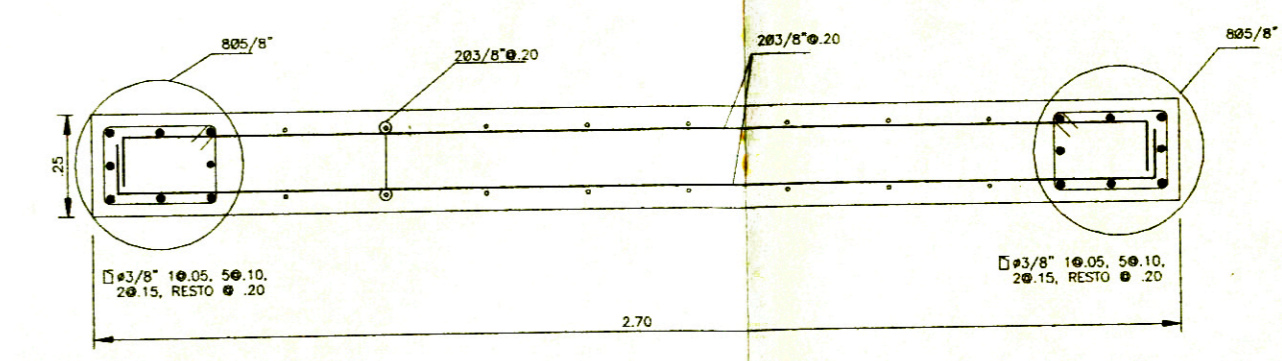
VIGAS (.25x.50) DE PORTICO B
ESCALA 1/25



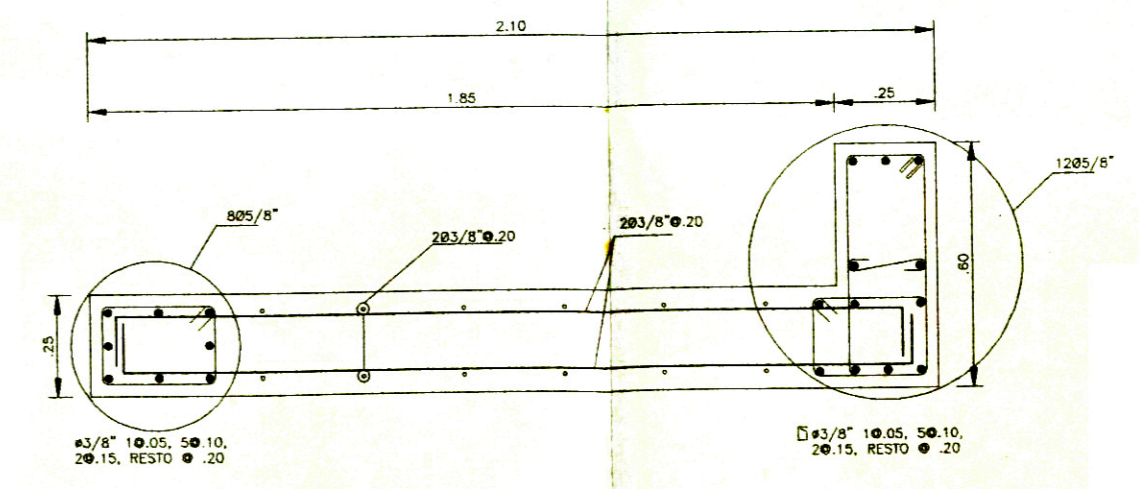
COLUMNA TIPO 1
ESCALA 1/50



COLUMNA TIPO 2
ESCALA 1/50



PLACA P-2
ESC. 1/25



PLACA P-1
ESC. 1/25

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL				
PLANO : DETALLES, CIMENTACION Y ALIGERADOS				
ALUMNO : IVAN MARTIN WELSCH MORENO				PLANO N° E-2
ESTRUCTURAS	REVISION :	FECHA : ABRIL 2001	CAD : Ivan Welsch Moreno	ESCALA : 1/50

Informe de Ingeniería IVAN WELSCH MORENO (A3s) (archivo de entrada dat01.a3s)

(A3s) - versión 1.5d - H. Scaletti (1997)

Fecha: 06-03-2001

5 pisos
7 pórticos
4 tipo(s)

Alturas de los Entrepisos:

3.20 2.80 2.80 2.80 2.80

Inercias en Cada Nivel:

nivel	xo	yo	masa	Jo
5	6.88	7.00	1.40E+01	4.59E+02
4	6.88	7.00	1.78E+01	5.62E+02
3	6.88	7.00	1.78E+01	5.62E+02
2	6.88	7.00	1.78E+01	5.62E+02
1	6.88	7.00	1.78E+01	5.62E+02

E = 2.10E+06
G = 8.40E+05
Gm = 8.40E+05

Factor de reducción de rigideces en vigas: .70
Brazos rígidos reducidos en 1/4 de peralte de viga

Tipo y Ubicación de Cada Pórtico:

pórtico	tipo	xi	yi	alfa
A	1	.00	.00	.00
B	2	.00	6.70	.00
C	1	.00	13.40	.00
1	3	13.50	.00	90.00
2	4	9.00	.00	90.00
3	4	4.50	.00	90.00
4	3	.00	.00	90.00

Análisis Dinámico (Superposición Modal Espectral)
15 modos (RNC)

Espectro de Pseudo Aceleraciones:

T	Sa
.10	.98
.40	.98
.50	.74
.60	.59
.70	.49
.80	.41
.90	.36
1.00	.31
1.10	.28
1.20	.25

(interpolación lineal)

Pórtico tipo 1

3 vano(s)
5 piso(s)
Luces de las Vigas:
3.58 6.35 3.58
Dimensiones de las Vigas:
.25 .50 .00 .00 .25 .50
.25 .50 .25 .50 .25 .50
.25 .50 .25 .50 .25 .50
.25 .50 .25 .50 .25 .50
.25 .50 .25 .50 .25 .50
Dimensiones de las Columnas:
.60 .25 .25 2.10 .25 2.10 .60 .25
.60 .25 .25 2.10 .25 2.10 .60 .25
.60 .25 .25 2.10 .25 2.10 .60 .25
.60 .25 .25 2.10 .25 2.10 .60 .25
.60 .25 .25 2.10 .25 2.10 .60 .25
Momentos de Inercia de Columnas y Placas:
7.813E-04 2.576E-01 2.576E-01 7.813E-04
7.813E-04 2.576E-01 2.576E-01 7.813E-04
7.813E-04 2.576E-01 2.576E-01 7.813E-04
7.813E-04 2.576E-01 2.576E-01 7.813E-04
7.813E-04 2.576E-01 2.576E-01 7.813E-04

Pórtico tipo 2

3 vano(s)
5 piso(s)
Luces de las Vigas:
4.50 4.50 4.50
Dimensiones de las Vigas:
.25 .50 .25 .50 .25 .50
.25 .50 .25 .50 .25 .50
.25 .50 .25 .50 .25 .50
.25 .50 .25 .50 .25 .50
.25 .50 .25 .50 .25 .50
Dimensiones de las Columnas:
1.00 .25 .60 .25 .60 .25 1.00 .25
1.00 .25 .60 .25 .60 .25 1.00 .25
1.00 .25 .60 .25 .60 .25 1.00 .25
1.00 .25 .60 .25 .60 .25 1.00 .25
1.00 .25 .60 .25 .60 .25 1.00 .25

Pórtico tipo 3

2 vano(s)
5 piso(s)
Luces de las Vigas:
6.18 7.22
Dimensiones de las Vigas:
.25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60
Dimensiones de las Columnas:
.25 .60 .25 2.70 .25 .60
.25 .60 .25 2.70 .25 .60
.25 .60 .25 2.70 .25 .60
.25 .60 .25 2.70 .25 .60
.25 .60 .25 2.70 .25 .60

Pórtico tipo 4

2 vano(s)
5 piso(s)
Luces de las Vigas:
6.70 6.70
Dimensiones de las Vigas:
.25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60
Dimensiones de las Columnas:
.25 .60 .25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60 .25 .60
.25 .60 .25 .60 .25 .60

Modo 1

T = .4754 seg
f = 2.1036 Hertz
w = 13.217 rad/seg
Sa = 8.005E-01
Sv = 6.056E-02
Sd = 4.582E-03

Vector Característico:

u	v	é
-.003580	.174220	.000502
-.002765	.138103	.000388
-.001913	.097691	.000268
-.001081	.056422	.000151
-.000389	.020866	.000054

Factores de Participación:

-.159653	8.016802	.714473
----------	----------	---------

Modo 2

T = .4657 seg
f = 2.1471 Hertz
w = 13.491 rad/seg
Sa = 8.234E-01
Sv = 6.104E-02
Sd = 4.524E-03

Vector Característico:

u	v	é
.177872	.003603	-.001175
.137358	.002860	-.000908
.095048	.002025	-.000627
.053701	.001171	-.000353
.019304	.000434	-.000127

Factores de Participación:

7.931346	.166053	-1.672210
----------	---------	-----------

Modo 3

T = .3001 seg
f = 3.3319 Hertz
w = 20.935 rad/seg
Sa = 9.800E-01
Sv = 4.681E-02
Sd = 2.236E-03

Vector Característico:

u	v	é
.006706	-.002545	.031419
.005178	-.002112	.024269
.003596	-.001559	.016756
.002042	-.000939	.009434
.000738	-.000364	.003378

Factores de Participación:

.299728	-.124246	44.678280
---------	----------	-----------

Modo 4

T = .1194 seg
f = 8.3774 Hertz
w = 52.637 rad/seg
Sa = 9.800E-01
Sv = 1.862E-02
Sd = 3.537E-04

Vector Característico:

u	v	é
-.000914	.148564	.000311
.000030	.001742	-.000030
.000719	-.112886	-.000280
.000857	-.140021	-.000328
.000477	-.080140	-.000182

Factores de Participación:

.024282	-3.819158	-.317586
---------	-----------	----------

Modo 5

T = .1126 seg
f = 8.8791 Hertz
w = 55.789 rad/seg
Sa = 9.800E-01
Sv = 1.757E-02
Sd = 3.149E-04

Vector Característico:

u	v	é
.148090	.000980	-.000907
-.005067	.000015	.000043
-.116630	-.000746	.000741
-.138746	-.000930	.000879
-.077104	-.000534	.000489

Factores de Participación:

-3.936983	-.025360	.793374
-----------	----------	---------

Modo 6

T = .0713 seg
f = 14.0350 Hertz
w = 88.184 rad/seg
Sa = 9.800E-01
Sv = 1.111E-02
Sd = 1.260E-04

Vector Característico:

u	v	é
-.005298	.001727	-.025662
.000224	.000177	.001185
.004167	-.001332	.020875
.004907	-.001900	.024741
.002598	-.001194	.013773

Factores de Participación:

.139415	-.051479	22.263770
---------	----------	-----------

Modo 7

T = .0543 seg
f = 18.4109 Hertz
w = 115.679 rad/seg
Sa = 9.800E-01
Sv = 8.472E-03
Sd = 7.323E-05

Vector Característico:

u	v	é
.000392	-.110392	-.000179
-.000370	.098801	.000211
-.000331	.095646	.000163
.000329	-.086875	-.000221
.000509	-.141761	-.000312

Factores de Participación:

.007921	-2.155502	-.171568
---------	-----------	----------

Modo 8

T = .0495 seg
f = 20.2022 Hertz
w = 126.934 rad/seg
Sa = 9.800E-01
Sv = 7.721E-03
Sd = 6.082E-05

Vector Característico:

u	v	é
-.107530	-.000441	.000671
.102608	.000393	-.000652
.090534	.000387	-.000582
-.091933	-.000348	.000573
-.140727	-.000575	.000890

Factores de Participación:

-2.210299	-.008726	.436663
-----------	----------	---------

Modo 9

T = .0343 seg
 f = 29.1906 Hertz
 w = 183.410 rad/seg
 Sa = 9.800E-01
 Sv = 5.343E-03
 Sd = 2.913E-05
 Vector Característico:

u	v	é
-.000201	.073340	.000171
.000395	-.135431	-.000309
-.000232	.069539	.000112
-.000244	.086795	.000208
.000462	-.145598	-.000238

Factores de Participación:

.003980	-1.193319	-.048958
---------	-----------	----------

Modo 10

T = .0313 seg
 f = 31.9350 Hertz
 w = 200.654 rad/seg
 Sa = 9.800E-01
 Sv = 4.884E-03
 Sd = 2.434E-05
 Vector Característico:

u	v	é
-.004273	.001405	-.018594
.004511	-.001397	.018321
.002754	-.000986	.016179
-.003809	.001234	-.016287
-.004082	.001289	-.025135

Factores de Participación:

-.071010	.022199	-12.425050
----------	---------	------------

Modo 11

T = .0307 seg
 f = 32.5466 Hertz
 w = 204.496 rad/seg
 Sa = 9.800E-01
 Sv = 4.792E-03
 Sd = 2.343E-05
 Vector Característico:

u	v	é
-.070086	-.000258	.000558
.134457	.000469	-.000983
-.073860	-.000229	.000368
-.083527	-.000309	.000643
.147301	.000496	-.000785

Factores de Participación:

1.233156	.003996	-.169572
----------	---------	----------

Modo 12

T = .0266 seg
 f = 37.6394 Hertz
 w = 236.495 rad/seg
 Sa = 9.800E-01
 Sv = 4.144E-03
 Sd = 1.752E-05
 Vector Característico:

u	v	é
-.000097	.036907	.000062
.000258	-.094610	-.000184
-.000397	.140941	.000288
.000391	-.135153	-.000268
-.000267	.089374	.000165

Factores de Participación:

-.001617	.526892	.028993
----------	---------	---------

Modo 13

T = .0237 seg
 f = 42.2487 Hertz
 w = 265.456 rad/seg
 Sa = 9.800E-01
 Sv = 3.692E-03
 Sd = 1.391E-05
 Vector Característico:

u	v	é
.034939	.000119	-.000218
-.092512	-.000305	.000596
.140656	.000457	-.000909
-.136039	-.000440	.000888
.090905	.000292	-.000595

Factores de Participación:

.543105	.001728	-.111822
---------	---------	----------

Modo 14

T = .0195 seg
 f = 51.2644 Hertz
 w = 322.103 rad/seg
 Sa = 9.800E-01
 Sv = 3.043E-03
 Sd = 9.446E-06
 Vector Característico:

u	v	é
.002521	-.000813	.012132
-.004830	.001519	-.024019
.002624	-.000817	.013046
.003063	-.000920	.014988
-.005348	.001600	-.026170

Factores de Participación:

-.044671	.013231	-6.881773
----------	---------	-----------

Modo 15

T = .0151 seg
 f = 66.3570 Hertz
 w = 416.934 rad/seg
 Sa = 9.800E-01
 Sv = 2.350E-03
 Sd = 5.638E-06
 Vector Característico:

u	v	é
.001276	-.000399	.006050
-.003380	.001028	-.016538
.005139	-.001543	.025068
-.004966	.001489	-.024199
.003314	-.000988	.016106

Factores de Participación:

.019783	-.005839	3.022242
---------	----------	----------

Masas Efectivas (% de masa total)

modo	X	Y	é
1	.03	75.39	.02
2	73.79	.03	.10
3	.11	.02	73.74
4	.00	17.11	.00
5	18.18	.00	.02
6	.02	.00	18.31
7	.00	5.45	.00
8	5.73	.00	.01
9	.00	1.67	.00
10	.01	.00	5.70
11	1.78	.00	.00
12	.00	.33	.00
13	.35	.00	.00
14	.00	.00	1.75
15	.00	.00	.34
Total	100.00	100.00	100.00

Efectos Globales - Sismo en la Dirección X

Desplazamientos de Cada Nivel

nivel	x	y	r
5	6.437E-03	2.015E-04	5.169E-05
4	4.937E-03	1.593E-04	3.966E-05
3	3.454E-03	1.133E-04	2.772E-05
2	1.980E-03	6.580E-05	1.586E-05
1	7.279E-04	2.452E-05	5.816E-06

Distorsiones de los Entrepisos

nivel	x	y	r
5	1.520E-03	4.224E-05	1.219E-05
4	1.560E-03	4.706E-05	1.260E-05
3	1.498E-03	4.776E-05	1.207E-05
2	1.259E-03	4.133E-05	1.010E-05
1	7.279E-04	2.452E-05	5.816E-06

Fuerzas Concentradas

nivel	x	y	r
5	2.111E+01	5.440E-01	7.763E+00
4	1.858E+01	5.232E-01	6.722E+00
3	1.707E+01	4.035E-01	5.987E+00
2	1.472E+01	2.673E-01	5.010E+00
1	1.068E+01	1.299E-01	3.473E+00

Cortantes Totales en Cada Nivel

nivel	x	y	r
5	2.111E+01	5.440E-01	7.763E+00
4	3.566E+01	1.046E+00	1.306E+01
3	4.483E+01	1.382E+00	1.639E+01
2	5.354E+01	1.617E+00	1.951E+01
1	5.908E+01	1.722E+00	2.142E+01

Mínima fuerza cortante en la base: 66.82

Solicitaciones internas multiplicadas por:1.13

Efectos Globales - Sismo en la Dirección Y

Desplazamientos de Cada Nivel

nivel	x	y	r
5	2.080E-04	6.458E-03	2.248E-05
4	1.602E-04	5.080E-03	1.728E-05
3	1.113E-04	3.634E-03	1.207E-05
2	6.323E-05	2.131E-03	6.903E-06
1	2.289E-05	8.067E-04	2.526E-06

Distorsiones de los Entrepisos

nivel	x	y	r
5	4.796E-05	1.398E-03	5.269E-06
4	4.983E-05	1.532E-03	5.465E-06
3	4.836E-05	1.534E-03	5.248E-06
2	4.039E-05	1.333E-03	4.396E-06
1	2.289E-05	8.067E-04	2.526E-06

Fuerzas Concentradas

nivel	x	y	r
5	5.590E-01	2.043E+01	3.087E+00
4	5.262E-01	1.819E+01	2.711E+00
3	3.971E-01	1.681E+01	2.331E+00
2	2.571E-01	1.453E+01	1.888E+00
1	1.221E-01	1.062E+01	1.209E+00

Cortantes Totales en Cada Nivel

nivel	x	y	r
5	5.590E-01	2.043E+01	3.087E+00
4	1.063E+00	3.487E+01	5.371E+00
3	1.395E+00	4.409E+01	6.834E+00
2	1.623E+00	5.269E+01	8.098E+00
1	1.722E+00	5.821E+01	8.839E+00

Mínima fuerza cortante en la base: 66.82

Solicitaciones internas multiplicadas por:1.15

Efectos en el Pórtico del Eje A
Sismo en la Dirección X

Desplazamientos, Distorsiones, Fuerzas y Cortes en Cada Nivel

nivel	u	è	F	V
5	.00618	.00146	8.677	8.677
4	.00474	.00150	9.024	15.760
3	.00332	.00144	8.124	20.183
2	.00190	.00121	7.118	24.567
1	.00070	.00070	5.431	27.871

Momentos Flectores y Cortes en las Vigas

viga	niv	Mi	Mj	V
1	5	2.302	4.188	2.704
3	5	4.188	2.302	2.704
1	4	3.739	4.980	3.633
2	4	4.648	4.648	2.187
3	4	4.980	3.739	3.633
1	3	3.660	4.999	3.608
2	3	4.590	4.590	2.160
3	3	4.999	3.660	3.608
1	2	3.414	4.633	3.353
2	2	4.090	4.090	1.925
3	2	4.633	3.414	3.353
1	1	2.396	3.332	2.387
2	1	2.894	2.894	1.362
3	1	3.332	2.396	2.387

Fuerzas Axiales, Momentos y Cortes en las Columnas

col.	nivel	N	Mt	Mb	V
1	5	2.040	1.849	1.607	1.234
1	4	4.778	1.469	1.510	1.064
1	3	7.477	1.492	1.518	1.075
1	2	9.942	1.296	1.366	.951
1	1	11.636	.604	.676	.400
2	5	2.040	5.443	6.398	3.780
2	4	2.931	12.730	14.293	7.860
2	3	3.815	9.987	27.736	10.349
2	2	4.679	17.234	47.251	12.948
2	1	5.277	39.565	85.768	15.364
3	5	2.040	5.443	6.398	3.780
3	4	2.931	12.730	14.293	7.860
3	3	3.815	9.987	27.736	10.349
3	2	4.679	17.234	47.251	12.948
3	1	5.277	39.565	85.768	15.364
4	5	2.040	1.849	1.607	1.234
4	4	4.778	1.469	1.510	1.064
4	3	7.477	1.492	1.518	1.075
4	2	9.942	1.296	1.366	.951
4	1	11.636	.604	.676	.400

Efectos en el Pórtico del Eje C
Sismo en la Dirección X

Desplazamientos, Distorsiones, Fuerzas y Cortes en Cada Nivel				
nivel	u	è	F	V
5	.00674	.00159	9.406	9.406
4	.00517	.00163	9.947	17.253
3	.00362	.00157	8.814	22.046
2	.00207	.00132	7.719	26.780
1	.00076	.00076	5.899	30.356

Momentos Flectores y Cortes en las Vigas				
viga	niv	Mi	Mj	V
1	5	2.511	4.568	2.950
3	5	4.568	2.511	2.950
1	4	4.080	5.434	3.964
2	4	5.072	5.072	2.387
3	4	5.434	4.080	3.964
1	3	3.995	5.457	3.939
2	3	5.011	5.011	2.358
3	3	5.457	3.995	3.939
1	2	3.726	5.057	3.659
2	2	4.464	4.464	2.101
3	2	5.057	3.726	3.659
1	1	2.614	3.635	2.604
2	1	3.157	3.157	1.486
3	1	3.635	2.614	2.604

Fuerzas Axiales, Momentos y Cortes en las Columnas					
col.	nivel	N	Mt	Mb	V
1	5	2.225	2.016	1.753	1.346
1	4	5.214	1.604	1.649	1.162
1	3	8.160	1.629	1.657	1.174
1	2	10.850	1.414	1.490	1.037
1	1	12.699	.658	.737	.436
2	5	2.225	5.937	6.912	4.091
2	4	3.197	13.948	15.576	8.607
2	3	4.163	10.849	30.294	11.304
2	2	5.106	18.822	51.581	14.114
2	1	5.758	43.193	93.526	16.734
3	5	2.225	5.937	6.912	4.091
3	4	3.197	13.948	15.576	8.607
3	3	4.163	10.849	30.294	11.304
3	2	5.106	18.822	51.581	14.114
3	1	5.758	43.193	93.526	16.734
4	5	2.225	2.016	1.753	1.346
4	4	5.214	1.604	1.649	1.162
4	3	8.160	1.629	1.657	1.174
4	2	10.850	1.414	1.490	1.037
4	1	12.699	.658	.737	.436

Efectos en el Pórtico del Eje B
Sismo en la Dirección X

Desplazamientos, Distorsiones, Fuerzas y Cortes en Cada Nivel

nivel	u	ε	F	V
5	.00643	.00152	3.319	3.319
4	.00493	.00156	.485	2.873
3	.00345	.00150	.276	2.873
2	.00198	.00126	.529	2.505
1	.00073	.00073	1.347	1.209

Momentos Flectores y Cortes en las Vigas

viga	niv	Mi	Mj	V
1	5	1.411	1.004	.568
2	5	.742	.742	.349
3	5	1.004	1.411	.568
1	4	2.122	1.692	.897
2	4	1.397	1.397	.658
3	4	1.692	2.122	.897
1	3	2.050	1.639	.868
2	3	1.343	1.343	.632
3	3	1.639	2.050	.868
1	2	1.882	1.504	.797
2	2	1.206	1.206	.567
3	2	1.504	1.882	.797
1	1	1.349	1.057	.566
2	1	.810	.810	.381
3	1	1.057	1.349	.566

Fuerzas Axiales, Momentos y Cortes en las Columnas

col.	nivel	N	Mt	Mb	V
1	5	.480	1.272	1.017	.817
1	4	1.238	.907	.942	.659
1	3	1.966	.922	.999	.682
1	2	2.624	.728	.957	.601
1	1	3.074	.275	.790	.332
2	5	.185	1.552	1.414	1.059
2	4	.387	1.347	1.356	.965
2	3	.584	1.306	1.334	.943
2	2	.771	1.101	1.181	.815
2	1	.916	.490	.635	.352
3	5	.185	1.552	1.414	1.059
3	4	.387	1.347	1.356	.965
3	3	.584	1.306	1.334	.943
3	2	.771	1.101	1.181	.815
3	1	.916	.490	.635	.352
4	5	.480	1.272	1.017	.817
4	4	1.238	.907	.942	.659
4	3	1.966	.922	.999	.682
4	2	2.624	.728	.957	.601
4	1	3.074	.275	.790	.332

Efectos en el Pórtico del Eje 1
Sismo en la Dirección Y

Desplazamientos, Distorsiones, Fuerzas y Cortes en Cada Nivel

nivel	u	è	F	V
5	.00660	.00143	6.095	6.095
4	.00519	.00157	9.585	13.689
3	.00371	.00157	7.814	18.025
2	.00217	.00136	7.207	22.756
1	.00082	.00082	5.802	26.798

Momentos Flectores y Cortes en las Vigas

viga	niv	Mi	Mj	V
1	5	4.316	5.099	2.081
2	5	4.262	3.707	1.430
1	4	5.732	6.036	2.601
2	4	4.961	4.765	1.744
1	3	5.908	6.287	2.695
2	3	5.141	4.895	1.800
1	2	5.606	5.921	2.547
2	2	4.808	4.613	1.690
1	1	4.194	4.388	1.896
2	1	3.553	3.450	1.256

Fuerzas Axiales, Momentos y Cortes en las Columnas

col.	nivel	N	Mt	Mb	V
1	5	1.724	4.050	2.737	2.424
1	4	3.877	2.700	2.715	1.926
1	3	6.091	2.912	3.083	2.125
1	2	8.154	2.317	3.097	1.930
1	1	9.636	.915	2.964	1.210
2	5	.499	11.923	16.358	3.877
2	4	1.159	28.268	17.899	12.213
2	3	1.843	20.381	41.481	16.778
2	2	2.490	29.048	80.795	22.588
2	1	2.955	71.097	156.708	28.464
3	5	1.224	3.517	2.287	2.073
3	4	2.718	2.293	2.278	1.624
3	3	4.247	2.463	2.635	1.801
3	2	5.665	1.887	2.683	1.627
3	1	6.681	.674	2.850	1.097

Efectos en el Pórtico del Eje 4
Sismo en la Dirección Y

Desplazamientos, Distorsiones, Fuerzas y Cortes en Cada Nivel

nivel	u	ε	F	V
5	.00635	.00137	5.771	5.771
4	.00499	.00151	9.392	13.200
3	.00358	.00151	7.577	17.393
2	.00210	.00131	7.007	21.994
1	.00079	.00079	5.681	25.976

Momentos Flectores y Cortes en las Vigas

viga	niv	Mi	Mj	V
1	5	4.140	4.892	1.996
2	5	4.090	3.557	1.371
1	4	5.505	5.798	2.498
2	4	4.765	4.577	1.676
1	3	5.686	6.051	2.594
2	3	4.948	4.711	1.733
1	2	5.402	5.706	2.455
2	2	4.633	4.445	1.628
1	1	4.048	4.234	1.830
2	1	3.429	3.329	1.212

Fuerzas Axiales, Momentos y Cortes en las Columnas

col.	nivel	N	Mt	Mb	V
1	5	1.654	3.885	2.622	2.324
1	4	3.722	2.601	2.609	1.854
1	3	5.852	2.807	2.968	2.047
1	2	7.840	2.238	2.985	1.862
1	1	9.270	.888	2.865	1.171
2	5	.479	11.439	16.101	3.793
2	4	1.113	27.559	17.206	11.784
2	3	1.771	19.927	39.805	16.197
2	2	2.394	27.858	77.795	21.838
2	1	2.843	68.439	151.405	27.594
3	5	1.175	3.374	2.190	1.987
3	4	2.609	2.210	2.189	1.563
3	3	4.081	2.374	2.536	1.735
3	2	5.447	1.823	2.586	1.570
3	1	6.427	.655	2.755	1.062

Efectos en el Pórtico del Eje 2
Sismo en la Dirección Y

Desplazamientos, Distorsiones, Fuerzas y Cortes en Cada Nivel

nivel	u	è	F	V
5	.00650	.00141	4.672	4.672
4	.00511	.00154	.698	4.082
3	.00366	.00154	.740	4.416
2	.00214	.00134	.744	4.060
1	.00081	.00081	1.542	2.794

Momentos Flectores y Cortes en las Vigas

viga	niv	Mi	Mj	V
1	5	2.456	2.201	.763
2	5	2.201	2.456	.763
1	4	3.414	3.253	1.093
2	4	3.253	3.414	1.093
1	3	3.523	3.333	1.124
2	3	3.333	3.523	1.124
1	2	3.339	3.163	1.066
2	2	3.163	3.339	1.066
1	1	2.543	2.386	.808
2	1	2.386	2.543	.808

Fuerzas Axiales, Momentos y Cortes en las Columnas

col.	nivel	N	Mt	Mb	V
1	5	.662	2.340	1.530	1.382
1	4	1.610	1.782	1.664	1.221
1	3	2.575	1.809	2.003	1.336
1	2	3.478	1.327	2.138	1.231
1	1	4.137	.391	2.677	.949
2	5	.000	4.194	3.087	2.600
2	4	.000	3.168	3.135	2.245
2	3	.000	3.286	3.463	2.399
2	2	.000	2.702	3.464	2.200
2	1	.000	1.155	3.043	1.310
3	5	.662	2.340	1.530	1.382
3	4	1.610	1.782	1.664	1.221
3	3	2.575	1.809	2.003	1.336
3	2	3.478	1.327	2.138	1.231
3	1	4.137	.391	2.677	.949

Efectos en el Pórtico del Eje 3
Sismo en la Dirección Y

Desplazamientos, Distorsiones, Fuerzas y Cortes en Cada Nivel

nivel	u	è	F	V
5	.00642	.00139	4.607	4.607
4	.00505	.00152	.684	4.031
3	.00361	.00152	.733	4.362
2	.00212	.00133	.734	4.013
1	.00080	.00080	1.522	2.764

Momentos Flectores y Cortes en las Vigas

viga	niv	Mi	Mj	V
1	5	2.423	2.171	.753
2	5	2.171	2.423	.753
1	4	3.369	3.210	1.079
2	4	3.210	3.369	1.079
1	3	3.479	3.291	1.110
2	3	3.291	3.479	1.110
1	2	3.298	3.125	1.053
2	2	3.125	3.298	1.053
1	1	2.514	2.359	.799
2	1	2.359	2.514	.799

Fuerzas Axiales, Momentos y Cortes en las Columnas

col.	nivel	N	Mt	Mb	V
1	5	.653	2.308	1.508	1.362
1	4	1.588	1.761	1.642	1.206
1	3	2.542	1.787	1.978	1.319
1	2	3.434	1.313	2.112	1.216
1	1	4.084	.388	2.647	.939
2	5	.000	4.137	3.044	2.564
2	4	.000	3.129	3.094	2.216
2	3	.000	3.246	3.420	2.369
2	2	.000	2.671	3.422	2.174
2	1	.000	1.143	3.009	1.296
3	5	.653	2.308	1.508	1.362
3	4	1.588	1.761	1.642	1.206
3	3	2.542	1.787	1.978	1.319
3	2	3.434	1.313	2.112	1.216
3	1	4.084	.388	2.647	.939

Programa : A2e versión 1.2
 Autor : H. Scaletti (1987,1991)

INFORME DE INGENIERIA IVAN WELSCH MORENO

Pórtico eje A, C
 5 pisos 1 3.2 2 a 5 2.80
 3 vanos 3.575 6.35 3.575
 nivel 5
 vigas 1 3 .25 .50
 columnas 1 4 .60 .25
 columna 2 3 .25 2.10 I 0.25757
 niveles 1 a 4
 vigas 1 a 3 .25 .50
 columnas 1 4 .60 .25
 columnas 2 3 .25 2.10 I 0.25757
 cargas
 Nivel(es) 1 a 4
 Viga(s) 1 a 3 w 0.600 0.200
 Nivel(es) 5
 Viga(s) 1 3 w 0.834 0.100
 análisis

----- Viga 1, nivel 5 (.25 x .50) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-.039	-.005	-.010	-2.302	.801	.099	.008	2.704	
1.33	.322	.042	.000	.943	-.200	-.021	.008	2.704	
2.53	-.519	-.055	.010	4.188	-1.201	-.141	.008	2.704	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	3.257	-3.327	4.764	-3.146	2.72	2.66	22.0		
.37	2.480	-2.248	4.523	-3.326	1.82	2.02	22.0		
.61	1.708	-1.211	4.282	-3.506	.98	1.38	22.0		
.85	.887	-.218	4.047	-3.686	.17	.71	22.0		
1.09	.831	-.109	3.867	-3.866	.09	.67	22.0		
1.33	1.712	-1.059	3.687	-4.047	.85	1.38	22.0		
1.57	2.537	-2.052	3.507	-4.263	1.66	2.06	22.0		
1.81	3.321	-3.088	3.327	-4.504	2.52	2.72	22.0		
2.05	4.098	-4.167	3.146	-4.745	3.43	3.37	22.0		
2.29	4.832	-5.290	2.966	-4.986	3.67	3.67	22.0		
2.53	5.522	-6.478	2.786	-5.227	4.07	3.67	22.0		
----- Viga 3, nivel 5 (.25 x .50) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
1.05	-.519	-.055	.010	-4.188	1.201	.141	-.008	2.704	
2.25	.322	.042	.000	-.943	.200	.021	-.008	2.704	
3.45	-.039	-.005	-.010	2.302	-.801	-.099	-.008	2.704	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
1.05	5.522	-6.478	5.227	-2.786	4.07	3.67	22.0		
1.29	4.832	-5.290	4.986	-2.966	3.67	3.67	22.0		
1.53	4.098	-4.167	4.745	-3.146	3.43	3.37	22.0		
1.77	3.321	-3.088	4.504	-3.327	2.52	2.72	22.0		
2.01	2.537	-2.052	4.263	-3.507	1.66	2.06	22.0		
2.25	1.712	-1.059	4.047	-3.687	.85	1.38	22.0		
2.49	.831	-.109	3.866	-3.867	.09	.67	22.0		
2.73	.887	-.218	3.686	-4.047	.17	.71	22.0		
2.97	1.708	-1.211	3.506	-4.282	.98	1.38	22.0		
3.21	2.480	-2.248	3.326	-4.523	1.82	2.02	22.0		
3.45	3.257	-3.327	3.146	-4.764	2.72	2.66	22.0		

----- Vega 1, nivel 4 (.25 x .50) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-.118	-.018	-.018	-3.739	.622	.013	.195	3.633	
1.33	.196	-.003	.071	.620	-.098	.013	-.045	3.633	
2.53	-.354	.012	-.128	4.980	-.818	.013	-.285	3.633	
Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes									
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	Refuerzo (ACI 318-83)	
.13	5.240	-5.453	6.004	-4.635	3.67	3.67	22.0		
.37	4.112	-4.088	5.792	-4.765	3.36	3.38	22.0		
.61	2.977	-2.753	5.579	-4.895	2.24	2.43	22.0		
.85	1.845	-1.450	5.366	-5.024	1.17	1.49	22.0		
1.09	.662	-.177	5.236	-5.154	.14	.53	22.0		
1.33	1.166	-.711	5.107	-5.283	.57	.94	22.0		
1.57	2.322	-1.994	4.977	-5.460	1.62	1.89	22.0		
1.81	3.453	-3.309	4.848	-5.673	2.70	2.83	22.0		
2.05	4.601	-4.655	4.718	-5.885	3.67	3.67	22.0		
2.29	5.717	-6.032	4.588	-6.098	3.78	3.67	22.0		
2.53	6.803	-7.507	4.459	-6.311	4.76	4.29	22.0		
----- Vega 2, nivel 4 (.25 x .50) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
1.05	-.900	-.298	-.001	-4.648	1.275	.425	.000	2.187	
3.17	.455	.153	-.001	.000	.000	.000	.000	2.187	
5.30	-.900	-.298	-.001	4.648	-1.275	-.425	.000	2.187	
Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes									
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	Refuerzo (ACI 318-83)	
1.05	5.837	-7.836	4.945	-1.980	4.98	3.67	22.0		
1.48	4.946	-5.814	4.568	-2.209	3.67	3.67	22.0		
1.90	3.959	-4.017	4.191	-2.439	3.30	3.25	22.0		
2.33	2.957	-2.444	3.815	-2.668	1.99	2.41	22.0		
2.75	1.895	-.969	3.438	-2.898	.78	1.53	30.0		
3.17	.958	.000	3.127	-3.127	.00	.77	30.0		
3.60	1.895	-.969	2.898	-3.438	.78	1.53	30.0		
4.03	2.957	-2.444	2.668	-3.815	1.99	2.41	22.0		
4.45	3.959	-4.017	2.439	-4.191	3.30	3.25	22.0		
4.88	4.946	-5.814	2.209	-4.568	3.67	3.67	22.0		
5.30	5.837	-7.836	1.980	-4.945	4.98	3.67	22.0		
----- Vega 3, nivel 4 (.25 x .50) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
1.05	-.354	.012	-.128	-4.980	.818	-.013	.285	3.633	
2.25	.196	-.003	.071	-.620	.098	-.013	.045	3.633	
3.45	-.118	-.018	-.018	3.739	-.622	-.013	-.195	3.633	
Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes									
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	Refuerzo (ACI 318-83)	
1.05	6.803	-7.507	6.311	-4.459	4.76	4.29	22.0		
1.29	5.717	-6.032	6.098	-4.588	3.78	3.67	22.0		
1.53	4.601	-4.655	5.885	-4.718	3.67	3.67	22.0		
1.77	3.453	-3.309	5.673	-4.848	2.70	2.83	22.0		
2.01	2.322	-1.994	5.460	-4.977	1.62	1.89	22.0		
2.25	1.166	-.711	5.283	-5.107	.57	.94	22.0		
2.49	.662	-.177	5.154	-5.236	.14	.53	22.0		
2.73	1.845	-1.450	5.024	-5.366	1.17	1.49	22.0		
2.97	2.977	-2.753	4.895	-5.579	2.24	2.43	22.0		
3.21	4.112	-4.088	4.765	-5.792	3.36	3.38	22.0		
3.45	5.240	-5.453	4.635	-6.004	3.67	3.67	22.0		
----- Vega 1, nivel 3 (.25 x .50) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-.100	-.021	-.015	-3.660	.610	.198	.009	3.608	
1.33	.200	.073	-.005	.670	-.110	-.042	.009	3.608	
2.53	-.363	-.122	.006	4.999	-.830	-.282	.009	3.608	
Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes									
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	Refuerzo (ACI 318-83)	
.13	5.144	-5.324	5.957	-4.610	3.67	3.67	22.0		
.37	4.022	-3.969	5.744	-4.740	3.26	3.30	22.0		
.61	2.895	-2.646	5.532	-4.869	2.15	2.36	22.0		
.85	1.769	-1.354	5.320	-4.999	1.09	1.43	22.0		
1.09	.593	-.092	5.190	-5.128	.07	.48	22.0		
1.33	1.241	-.777	5.061	-5.258	.62	1.00	22.0		
1.57	2.387	-2.054	4.931	-5.432	1.67	1.94	22.0		
1.81	3.505	-3.363	4.802	-5.645	2.75	2.87	22.0		
2.05	4.642	-4.703	4.672	-5.858	3.67	3.67	22.0		
2.29	5.747	-6.073	4.542	-6.070	3.81	3.67	22.0		
2.53	6.822	-7.536	4.413	-6.283	4.77	4.30	22.0		

Viga 2, nivel 3 (.25 x .50)									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	Ml	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
1.05	-.900	-.001	-.298	-4.590	1.275	.000	.425	2.160	
3.17	.455	-.001	.153	.000	.000	.000	.000	2.160	
5.30	-.900	-.001	-.298	4.590	-1.275	.000	-.425	2.160	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes									
x	M máx	M mín	V m x	V mín	Refuerzo (ACI 318-83)			S e#3	
					As sup	As inf			
1.05	5.754	-7.754	4.907	-1.941	4.92	3.67		22.0	
1.48	4.880	-5.749	4.530	-2.171	3.67	3.67		22.0	
1.90	3.909	-3.967	4.154	-2.400	3.26	3.21		22.0	
2.33	2.924	-2.411	3.777	-2.630	1.96	2.38		22.0	
2.75	1.879	-.952	3.401	-2.859	.77	1.52		30.0	
3.17	.958	.000	3.089	-3.089	.00	.77		30.0	
3.60	1.879	-.952	2.859	-3.401	.77	1.52		30.0	
4.03	2.924	-2.411	2.630	-3.777	1.96	2.38		22.0	
4.45	3.909	-3.967	2.400	-4.154	3.26	3.21		22.0	
4.88	4.880	-5.749	2.171	-4.530	3.67	3.67		22.0	
5.30	5.754	-7.754	1.941	-4.907	4.92	3.67		22.0	
Viga 3, nivel 3 (.25 x .50)									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	Ml	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
1.05	-.363	-.122	.006	-4.999	.830	.282	-.009	3.608	
2.25	.200	.073	-.005	-.669	.110	.042	-.009	3.608	
3.45	-.100	-.021	-.015	3.660	-.610	-.198	-.009	3.608	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes									
x	M máx	M mín	V m x	V mín	Refuerzo (ACI 318-83)			S e#3	
					As sup	As inf			
1.05	6.822	-7.536	6.283	-4.413	4.77	4.30		22.0	
1.29	5.747	-6.073	6.070	-4.542	3.81	3.67		22.0	
1.53	4.642	-4.703	5.858	-4.672	3.67	3.67		22.0	
1.77	3.505	-3.363	5.645	-4.802	2.75	2.87		22.0	
2.01	2.387	-2.054	5.432	-4.931	1.67	1.94		22.0	
2.25	1.241	-.777	5.258	-5.061	.62	1.00		22.0	
2.49	.593	-.092	5.128	-5.190	.07	.48		22.0	
2.73	1.769	-1.354	4.999	-5.320	1.09	1.43		22.0	
2.97	2.895	-2.646	4.869	-5.532	2.15	2.36		22.0	
3.21	4.022	-3.969	4.740	-5.744	3.26	3.30		22.0	
3.45	5.144	-5.324	4.610	-5.957	3.67	3.67		22.0	
Viga 1, nivel 2 (.25 x .50)									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	Ml	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-.099	-.017	-.018	-3.414	.607	.010	.194	3.353	
1.33	.198	-.004	.071	.609	-.113	.010	-.046	3.353	
2.53	-.369	.008	-.128	4.633	-.833	.010	-.286	3.353	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes									
x	M máx	M mín	V m x	V mín	Refuerzo (ACI 318-83)			S e#3	
					As sup	As inf			
.13	4.793	-4.971	5.594	-4.248	3.67	3.67		22.0	
.37	3.758	-3.705	5.381	-4.378	3.04	3.08		22.0	
.61	2.723	-2.469	5.169	-4.507	2.01	2.22		22.0	
.85	1.682	-1.265	4.956	-4.637	1.02	1.36		22.0	
1.09	.589	-.092	4.823	-4.766	.07	.47		22.0	
1.33	1.152	-.693	4.694	-4.896	.56	.93		22.0	
1.57	2.211	-1.884	4.564	-5.084	1.53	1.79		22.0	
1.81	3.241	-3.105	4.434	-5.296	2.54	2.65		22.0	
2.05	4.289	-4.358	4.305	-5.509	3.59	3.53		22.0	
2.29	5.307	-5.642	4.175	-5.722	3.67	3.67		22.0	
2.53	6.293	-7.037	4.046	-5.934	4.44	3.95		22.0	
Viga 2, nivel 2 (.25 x .50)									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	Ml	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
1.05	-.900	-.298	-.001	-4.090	1.275	.425	.000	1.925	
3.17	.455	.153	-.001	.000	.000	.000	.000	1.925	
5.30	-.900	-.298	-.001	4.090	-1.275	-.425	.000	1.925	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes									
x	M máx	M mín	V m x	V mín	Refuerzo (ACI 318-83)			S e#3	
					As sup	As inf			
1.05	5.039	-7.054	4.578	-1.605	4.45	3.67		22.0	
1.48	4.308	-5.189	4.201	-1.835	3.67	3.55		22.0	
1.90	3.480	-3.539	3.825	-2.064	2.90	2.85		22.0	
2.33	2.644	-2.125	3.448	-2.294	1.72	2.15		30.0	
2.75	1.739	-.809	3.072	-2.523	.65	1.41		30.0	
3.17	.958	.000	2.753	-2.753	.00	.77		30.0	
3.60	1.739	-.809	2.523	-3.072	.65	1.41		30.0	
4.03	2.644	-2.125	2.294	-3.448	1.72	2.15		30.0	
4.45	3.480	-3.539	2.064	-3.825	2.90	2.85		22.0	
4.88	4.308	-5.189	1.835	-4.201	3.67	3.55		22.0	
5.30	5.039	-7.054	1.605	-4.578	4.45	3.67		22.0	

----- Vega 3, nivel 2 (.25 x .50) -----								
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes			
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
1.05	-.369	.008	-.128	-4.633	.833	-.010	.286	3.353
2.25	.198	-.004	.071	-.610	.113	-.010	.046	3.353
3.45	-.099	-.017	-.018	3.414	-.607	-.010	-.194	3.353
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
1.05	6.293	-7.037	5.934	-4.046	4.44	3.95	22.0	
1.29	5.307	-5.642	5.722	-4.175	3.67	3.67	22.0	
1.53	4.289	-4.358	5.509	-4.305	3.59	3.53	22.0	
1.77	3.241	-3.105	5.296	-4.434	2.54	2.65	22.0	
2.01	2.211	-1.884	5.084	-4.564	1.53	1.79	22.0	
2.25	1.152	-.693	4.896	-4.694	.56	.93	22.0	
2.49	.589	-.092	4.766	-4.823	.07	.47	22.0	
2.73	1.682	-1.265	4.637	-4.956	1.02	1.36	22.0	
2.97	2.723	-2.469	4.507	-5.169	2.01	2.22	22.0	
3.21	3.758	-3.705	4.378	-5.381	3.04	3.08	22.0	
3.45	4.793	-4.971	4.248	-5.594	3.67	3.67	22.0	
----- Vega 1, nivel 1 (.25 x .50) -----								
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes			
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.13	-.067	-.016	-.007	-2.396	.583	.193	.003	2.387
1.33	.200	.071	-.004	.468	-.137	-.047	.003	2.387
2.53	-.397	-.130	-.001	3.332	-.857	-.287	.003	2.387
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.13	3.366	-3.487	4.204	-2.889	2.85	2.75	22.0	
.37	2.657	-2.558	3.991	-3.019	2.08	2.16	22.0	
.61	1.969	-1.659	3.778	-3.148	1.34	1.60	22.0	
.85	1.246	-.792	3.566	-3.278	.64	1.00	30.0	
1.09	.471	.000	3.419	-3.407	.00	.38	30.0	
1.33	.956	-.489	3.290	-3.547	.39	.77	30.0	
1.57	1.683	-1.354	3.160	-3.759	1.09	1.36	22.0	
1.81	2.366	-2.249	3.031	-3.972	1.83	1.92	22.0	
2.05	3.077	-3.176	2.901	-4.185	2.59	2.51	22.0	
2.29	3.758	-4.169	2.771	-4.397	3.43	3.08	22.0	
2.53	4.408	-5.249	2.642	-4.610	3.67	3.63	22.0	
----- Vega 2, nivel 1 (.25 x .50) -----								
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes			
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
1.05	-.900	-.001	-.298	-2.894	1.275	.000	.425	1.362
3.17	.455	-.001	.153	.000	.000	.000	.000	1.362
5.30	-.900	-.001	-.298	2.894	-1.275	.000	-.425	1.362
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
1.05	3.329	-5.380	3.790	-.800	3.67	2.72	22.0	
1.48	2.940	-3.850	3.413	-1.030	3.16	2.40	30.0	
1.90	2.454	-2.512	3.036	-1.259	2.04	1.99	30.0	
2.33	1.974	-1.441	2.660	-1.489	1.16	1.60	30.0	
2.75	1.404	-.467	2.283	-1.718	.37	1.13	30.0	
3.17	.958	.000	1.948	-1.948	.00	.77	30.0	
3.60	1.404	-.467	1.718	-2.283	.37	1.13	30.0	
4.03	1.974	-1.441	1.489	-2.660	1.16	1.60	30.0	
4.45	2.454	-2.512	1.259	-3.036	2.04	1.99	30.0	
4.88	2.940	-3.850	1.030	-3.413	3.16	2.40	30.0	
5.30	3.329	-5.380	.800	-3.790	3.67	2.72	22.0	
----- Vega 3, nivel 1 (.25 x .50) -----								
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes			
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
1.05	-.397	-.130	-.001	-3.332	.857	.287	-.003	2.387
2.25	.200	.071	-.004	-.468	.137	.047	-.003	2.387
3.45	-.067	-.016	-.007	2.396	-.583	-.193	-.003	2.387
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
1.05	4.408	-5.249	4.610	-2.642	3.67	3.63	22.0	
1.29	3.758	-4.169	4.397	-2.771	3.43	3.08	22.0	
1.53	3.077	-3.176	4.185	-2.901	2.59	2.51	22.0	
1.77	2.366	-2.249	3.972	-3.031	1.83	1.92	22.0	
2.01	1.683	-1.354	3.759	-3.160	1.09	1.36	22.0	
2.25	.956	-.489	3.547	-3.290	.39	.77	30.0	
2.49	.471	.000	3.407	-3.419	.00	.38	30.0	
2.73	1.246	-.792	3.278	-3.566	.64	1.00	30.0	
2.97	1.969	-1.659	3.148	-3.778	1.34	1.60	22.0	
3.21	2.657	-2.558	3.019	-3.991	2.08	2.16	22.0	
3.45	3.366	-3.487	2.889	-4.204	2.85	2.75	22.0	

----- Columnna 1, nivel 5 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.139	-.111	-.089	1.913			
L1	-.017	-.008	-.009	.111			
L2	-.011	-.022	-.012	.008			
S	1.849	1.607	1.234	2.040			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.202	.000	.202	3.070	-.150	.010	.003
2	.189	.000	.189	2.884	-.155	.009	.002
3	.216	.000	.216	3.085	-.171	.010	.003
4	.142	2.157	2.318	5.008	1.622	.016	.029
5	.133	2.157	2.308	4.875	1.619	.015	.029
6	.152	2.157	2.328	5.018	1.608	.016	.030
7	.142	2.157	2.298	-.704	-1.833	-.002	.029
8	.133	2.157	2.289	-.837	-1.836	-.003	.029
9	.152	2.157	2.308	-.694	-1.848	-.002	.029
10	.105	2.203	2.326	4.639	1.684	.015	.030
11	.105	2.203	2.308	-1.195	-1.845	-.004	.029
----- Columnna 1, nivel 4 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.085	-.088	-.062	3.618			
L1	-.011	-.023	-.012	.124			
L2	-.021	-.008	-.010	.228			
S	1.469	1.510	1.064	4.778			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.145	.000	.145	5.650	-.115	.018	.002
2	.137	.000	.137	5.837	-.111	.019	.002
3	.155	.000	.155	6.060	-.134	.019	.002
4	.240	1.742	2.019	10.647	1.409	.034	.026
5	.243	1.742	2.023	10.779	1.412	.034	.026
6	.246	1.742	2.027	10.938	1.396	.035	.026
7	.102	1.742	1.843	-2.732	-1.570	-.009	.023
8	.097	1.742	1.838	-2.599	-1.568	-.008	.023
9	.109	1.742	1.851	-2.440	-1.584	-.008	.024
10	.227	1.779	2.042	10.089	1.466	.032	.026
11	.080	1.779	1.859	-3.576	-1.577	-.011	.024
----- Columnna 1, nivel 3 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.089	-.088	-.063	5.311			
L1	-.023	-.009	-.011	.347			
L2	-.008	-.021	-.010	.236			
S	1.492	1.518	1.075	7.477			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.193	.000	.193	8.592	-.115	.027	.002
2	.189	.000	.189	8.393	-.113	.027	.002
3	.203	.000	.203	9.018	-.134	.029	.003
4	.371	1.749	2.180	16.489	1.424	.052	.028
5	.368	1.749	2.176	16.347	1.426	.052	.028
6	.378	1.749	2.188	16.792	1.411	.053	.028
7	.102	1.749	1.851	-4.446	-1.586	-.014	.024
8	.103	1.749	1.852	-4.568	-1.584	-.015	.024
9	.109	1.749	1.858	-4.144	-1.599	-.013	.024
10	.348	1.786	2.191	15.472	1.481	.049	.028
11	.133	1.786	1.919	-5.912	-1.594	-.019	.024
----- Columnna 1, nivel 2 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.087	-.088	-.063	7.002			
L1	-.009	-.021	-.011	.358			
L2	-.021	-.009	-.011	.456			
S	1.296	1.366	.951	9.942			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.251	.000	.251	11.146	-.113	.035	.003
2	.255	.000	.255	11.323	-.113	.036	.003
3	.269	.000	.269	11.966	-.132	.038	.003
4	.489	1.912	2.509	21.728	1.252	.069	.032
5	.492	1.912	2.512	21.854	1.251	.069	.032
6	.502	1.912	2.525	22.312	1.238	.071	.032
7	.137	1.912	2.050	-6.109	-1.410	-.019	.026
8	.135	1.912	2.047	-5.984	-1.411	-.019	.026
9	.131	1.912	2.043	-5.526	-1.424	-.018	.026
10	.462	1.953	2.517	20.519	1.303	.065	.032
11	.178	1.953	2.131	-7.915	-1.416	-.025	.027

----- Columna 1, nivel 1 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.052	-.026	-.024	8.812			
L1	-.019	-.010	-.009	.575			
L2	.002	.001	.001	.458			
S	.604	.676	.400	11.640			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.321	.000	.321	14.253	-.053	.045	.004
2	.316	.000	.316	14.042	-.035	.045	.004
3	.339	.000	.339	15.078	-.051	.048	.004
4	.591	.947	1.609	26.284	.523	.083	.020
5	.588	.947	1.605	26.135	.535	.083	.020
6	.605	.947	1.624	26.871	.524	.085	.021
7	.142	.947	1.088	-6.308	-.597	-.020	.014
8	.145	.947	1.092	-6.457	-.585	-.020	.014
9	.129	.947	1.075	-5.721	-.596	-.018	.014
10	.553	.967	1.587	24.576	.550	.078	.020
11	.196	.967	1.163	-8.715	-.594	-.028	.015
----- Columna 2, nivel 5 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	1.779	-.559	.436	5.604			
L1	.203	-.385	-.065	.246			
L2	-.018	.206	.067	-.008			
S	5.443	6.398	3.780	2.040			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.901	.000	2.901	8.849	.537	.008	.001
2	2.443	.000	2.443	8.392	.774	.008	.001
3	2.838	.000	2.838	8.835	.657	.008	.001
4	2.035	7.634	9.692	9.055	5.667	.008	.004
5	1.710	7.634	9.366	8.730	5.835	.008	.004
6	1.990	7.634	9.647	9.045	5.752	.008	.004
7	2.035	7.634	9.677	3.343	-4.917	.003	.004
8	1.710	7.634	9.351	3.018	-4.749	.003	.004
9	1.990	7.634	9.633	3.333	-4.832	.003	.004
10	1.503	7.798	9.321	7.961	5.798	.007	.004
11	1.503	7.798	9.307	2.127	-5.013	.002	.004
----- Columna 2, nivel 4 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.467	-.503	-.346	12.486			
L1	-.385	.208	-.063	.868			
L2	.220	-.380	-.057	.487			
S	12.730	14.290	7.860	2.931			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.583	.000	1.583	20.292	-.633	.018	.001
2	1.529	.000	1.529	19.606	-.622	.018	.001
3	1.651	.000	1.651	21.169	-.736	.019	.001
4	1.429	17.255	18.773	18.325	10.560	.017	.008
5	1.391	17.255	18.732	17.837	10.567	.016	.008
6	1.478	17.255	18.824	18.949	10.487	.017	.008
7	.872	17.255	18.176	10.118	-11.448	.009	.008
8	.905	17.255	18.206	9.630	-11.441	.009	.008
9	.838	17.255	18.145	10.742	-11.521	.010	.008
10	1.203	17.625	18.904	15.428	10.928	.014	.008
11	.550	17.625	18.209	7.046	-11.551	.006	.008
----- Columna 2, nivel 3 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.501	-.497	-.357	19.378			
L1	.208	-.381	-.062	1.360			
L2	-.380	.213	-.059	1.114			
S	9.987	27.740	10.350	3.815			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.458	.000	2.458	31.516	-.646	.029	.001
2	2.424	.000	2.424	31.072	-.642	.028	.001
3	2.615	.000	2.615	33.520	-.753	.030	.001
4	2.139	35.214	37.620	27.429	14.036	.025	.016
5	2.115	35.214	37.592	27.113	14.039	.025	.016
6	2.251	35.214	37.745	28.855	13.960	.026	.016
7	1.306	35.214	36.682	16.747	-14.944	.015	.016
8	1.282	35.214	36.655	16.431	-14.941	.015	.016
9	1.417	35.214	36.807	18.173	-15.020	.016	.016
10	1.786	35.968	37.981	22.896	14.480	.021	.016
11	.935	35.968	37.021	11.985	-15.121	.011	.016

----- Columnna 2, nivel 2 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.498	-.471	-.346	26.274			
L1	-.382	.227	-.055	1.985			
L2	.213	-.386	-.061	1.609			
S	17.230	47.250	12.950	4.679			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	3.353	.000	3.353	42.983	-.619	.039	.001
2	3.300	.000	3.300	42.307	-.630	.038	.001
3	3.579	.000	3.579	45.880	-.730	.042	.002
4	2.861	61.618	65.102	36.679	17.696	.033	.028
5	2.823	61.618	65.056	36.198	17.688	.033	.028
6	3.022	61.618	65.298	38.739	17.617	.035	.028
7	1.839	61.618	63.856	23.577	-18.564	.021	.028
8	1.802	61.618	63.810	23.097	-18.572	.021	.028
9	2.000	61.618	64.051	25.638	-18.643	.023	.028
10	2.366	62.938	65.829	30.337	18.207	.028	.028
11	1.323	62.938	64.553	16.955	-18.830	.015	.028
----- Columnna 2, nivel 1 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.470	-.023	-.154	33.698			
L1	.203	.010	.066	2.482			
L2	-.361	-.017	-.118	2.242			
S	39.560	85.770	15.360	5.277			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	4.291	.000	4.291	55.015	-.112	.050	.002
2	4.257	.000	4.257	54.582	-.444	.050	.002
3	4.606	.000	4.606	59.050	-.324	.054	.002
4	3.584	120.078	123.662	45.948	21.427	.042	.053
5	3.560	120.078	123.638	45.640	21.191	.041	.053
6	3.808	120.078	123.886	48.817	21.276	.044	.054
7	2.431	120.078	122.509	31.172	-21.581	.028	.053
8	2.407	120.078	122.485	30.864	-21.817	.028	.053
9	2.655	120.078	122.733	34.042	-21.732	.031	.053
10	2.954	122.651	125.605	37.874	21.826	.034	.054
11	1.777	122.651	124.428	22.782	-22.103	.021	.054
----- Columnna 3, nivel 5 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-1.779	.559	-.436	5.604			
L1	-.203	.385	.065	.246			
L2	.018	-.206	-.067	-.008			
S	5.443	6.398	3.780	2.040			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.901	.000	2.901	8.849	-.537	.008	.001
2	2.443	.000	2.443	8.392	-.774	.008	.001
3	2.838	.000	2.838	8.835	-.657	.008	.001
4	2.035	7.634	9.692	9.055	4.917	.008	.004
5	1.710	7.634	9.366	8.730	4.749	.008	.004
6	1.990	7.634	9.647	9.045	4.832	.008	.004
7	2.035	7.634	9.677	3.343	-5.667	.003	.004
8	1.710	7.634	9.351	3.018	-5.835	.003	.004
9	1.990	7.634	9.633	3.333	-5.752	.003	.004
10	1.503	7.798	9.321	7.961	5.013	.007	.004
11	1.503	7.798	9.307	2.127	-5.798	.002	.004
----- Columnna 3, nivel 4 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.467	.503	.346	12.486			
L1	.385	-.208	.063	.868			
L2	-.220	.380	.057	.487			
S	12.730	14.290	7.860	2.931			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.583	.000	1.583	20.292	.633	.018	.001
2	1.529	.000	1.529	19.606	.622	.018	.001
3	1.651	.000	1.651	21.169	.736	.019	.001
4	1.429	17.255	18.773	18.325	11.448	.017	.008
5	1.391	17.255	18.732	17.837	11.441	.016	.008
6	1.478	17.255	18.824	18.949	11.521	.017	.008
7	.872	17.255	18.176	10.118	-10.560	.009	.008
8	.905	17.255	18.206	9.630	-10.567	.009	.008
9	.838	17.255	18.145	10.742	-10.487	.010	.008
10	1.203	17.625	18.904	15.428	11.551	.014	.008
11	.550	17.625	18.209	7.046	-10.928	.006	.008

----- Columnna 3, nivel 3 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.501	.497	.357	19.378			
L1	-.208	.381	.062	1.360			
L2	.380	-.213	.059	1.114			
S	9.987	27.740	10.350	3.815			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.458	.000	2.458	31.516	.646	.029	.001
2	2.424	.000	2.424	31.072	.642	.028	.001
3	2.615	.000	2.615	33.520	.753	.030	.001
4	2.139	35.214	37.620	27.429	14.944	.025	.016
5	2.115	35.214	37.592	27.113	14.941	.025	.016
6	2.251	35.214	37.745	28.855	15.020	.026	.016
7	1.306	35.214	36.682	16.747	-14.036	.015	.016
8	1.282	35.214	36.655	16.431	-14.039	.015	.016
9	1.417	35.214	36.807	18.173	-13.960	.016	.016
10	1.786	35.968	37.981	22.896	15.121	.021	.016
11	.935	35.968	37.021	11.985	-14.480	.011	.016
----- Columnna 3, nivel 2 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.498	.471	.346	26.274			
L1	.382	-.227	.055	1.985			
L2	-.213	.386	.061	1.609			
S	17.230	47.250	12.950	4.679			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	3.353	.000	3.353	42.983	.619	.039	.001
2	3.300	.000	3.300	42.307	.630	.038	.001
3	3.579	.000	3.579	45.880	.730	.042	.002
4	2.861	61.618	65.102	36.679	18.564	.033	.028
5	2.823	61.618	65.056	36.198	18.572	.033	.028
6	3.022	61.618	65.298	38.739	18.643	.035	.028
7	1.839	61.618	63.856	23.577	-17.696	.021	.028
8	1.802	61.618	63.810	23.097	-17.688	.021	.028
9	2.000	61.618	64.052	25.638	-17.617	.023	.028
10	2.366	62.938	65.829	30.337	18.830	.028	.028
11	1.323	62.938	64.553	16.955	-18.207	.015	.028
----- Columnna 3, nivel 1 (.25 x 2.10) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.470	.023	.154	33.698			
L1	-.203	-.010	-.066	2.482			
L2	.361	.017	.118	2.242			
S	39.560	85.770	15.360	5.277			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	4.291	.000	4.291	55.015	.112	.050	.002
2	4.257	.000	4.257	54.582	.444	.050	.002
3	4.606	.000	4.606	59.050	.324	.054	.002
4	3.584	120.078	123.662	45.948	21.581	.042	.053
5	3.560	120.078	123.638	45.640	21.817	.041	.053
6	3.808	120.078	123.886	48.817	21.732	.044	.054
7	2.431	120.078	122.509	31.172	-21.427	.028	.053
8	2.407	120.078	122.485	30.864	-21.191	.028	.053
9	2.655	120.078	122.733	34.042	-21.276	.031	.053
10	2.954	122.651	125.605	37.874	22.103	.034	.054
11	1.777	122.651	124.428	22.782	-21.826	.021	.054
----- Columnna 4, nivel 5 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.139	.111	.089	1.913			
L1	.017	.008	.009	.111			
L2	.011	.022	.012	.008			
S	1.849	1.607	1.234	2.040			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.202	.000	.202	3.070	.150	.010	.003
2	.189	.000	.189	2.884	.155	.009	.002
3	.216	.000	.216	3.085	.171	.010	.003
4	.142	2.157	2.318	5.008	1.833	.016	.029
5	.133	2.157	2.308	4.875	1.836	.015	.029
6	.152	2.157	2.328	5.018	1.848	.016	.030
7	.142	2.157	2.298	-.704	-1.622	-.002	.029
8	.133	2.157	2.289	-.837	-1.619	-.003	.029
9	.152	2.157	2.308	-.694	-1.608	-.002	.029
10	.105	2.203	2.326	4.639	1.845	.015	.030
11	.105	2.203	2.308	-1.195	-1.684	-.004	.029

----- Columnna 4, nivel 4 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.085	.088	.062	3.618			
L1	.011	.023	.012	.124			
L2	.021	.008	.010	.228			
S	1.469	1.510	1.064	4.778			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.145	.000	.145	5.650	.115	.018	.002
2	.137	.000	.137	5.837	.111	.019	.002
3	.155	.000	.155	6.060	.134	.019	.002
4	.240	1.742	2.019	10.647	1.570	.034	.026
5	.243	1.742	2.022	10.779	1.568	.034	.026
6	.246	1.742	2.027	10.938	1.584	.035	.026
7	.102	1.742	1.843	-2.732	-1.409	-.009	.023
8	.097	1.742	1.838	-2.599	-1.412	-.008	.023
9	.109	1.742	1.851	-2.440	-1.396	-.008	.024
10	.227	1.779	2.042	10.089	1.577	.032	.026
11	.080	1.779	1.859	-3.576	-1.466	-.011	.024
----- Columnna 4, nivel 3 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.089	.088	.063	5.311			
L1	.023	.009	.011	.347			
L2	.008	.021	.010	.236			
S	1.492	1.518	1.075	7.477			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.193	.000	.193	8.592	.115	.027	.002
2	.189	.000	.189	8.393	.113	.027	.002
3	.203	.000	.203	9.018	.134	.029	.003
4	.371	1.749	2.180	16.489	1.586	.052	.028
5	.368	1.749	2.176	16.347	1.584	.052	.028
6	.378	1.749	2.187	16.792	1.599	.053	.028
7	.102	1.749	1.851	-4.446	-1.424	-.014	.024
8	.103	1.749	1.852	-4.588	-1.426	-.015	.024
9	.109	1.749	1.858	-4.144	-1.411	-.013	.024
10	.348	1.786	2.191	15.472	1.594	.049	.028
11	.133	1.786	1.919	-5.912	-1.481	-.019	.024
----- Columnna 4, nivel 2 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.087	.088	.063	7.002			
L1	.009	.021	.011	.358			
L2	.021	.009	.011	.456			
S	1.296	1.366	.951	9.942			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.251	.000	.251	11.146	.113	.035	.003
2	.255	.000	.255	11.323	.113	.036	.003
3	.269	.000	.269	11.966	.132	.038	.003
4	.489	1.580	2.139	21.728	1.410	.069	.027
5	.492	1.580	2.143	21.854	1.411	.069	.027
6	.502	1.580	2.155	22.312	1.424	.071	.027
7	.137	1.580	1.717	-6.109	-1.252	-.019	.022
8	.135	1.580	1.714	-5.984	-1.251	-.019	.022
9	.124	1.580	1.704	-5.526	-1.238	-.018	.022
10	.462	1.614	2.143	20.519	1.416	.065	.027
11	.178	1.614	1.792	-7.915	-1.303	-.025	.023
----- Columnna 4, nivel 1 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.052	.026	.024	8.812			
L1	.019	.010	.009	.575			
L2	-.002	-.001	-.001	.458			
S	.604	.676	.400	11.640			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.321	.000	.321	14.253	.053	.045	.004
2	.316	.000	.316	14.042	.035	.045	.004
3	.339	.000	.339	15.078	.051	.048	.004
4	.591	.947	1.609	26.284	.597	.083	.020
5	.588	.947	1.605	26.135	.585	.083	.020
6	.605	.947	1.624	26.871	.596	.085	.021
7	.142	.947	1.088	-6.308	-.523	-.020	.014
8	.145	.947	1.092	-6.457	-.535	-.020	.014
9	.129	.947	1.075	-5.721	-.524	-.018	.014
10	.553	.967	1.587	24.576	.594	.078	.020
11	.196	.967	1.163	-8.715	-.550	-.028	.015

Pórtico eje B
 5 pisos 1 3.2 2 a 5 2.80
 3 vanos 4.50 4.50 4.50
 niveles 1 a 5
 vigas 1 a 3 .25 .50
 columnas 1 4 1.00 0.25
 columnas 2 3 .60 .25
 cargas
 Nivel(es) 1 a 4
 Viga(s) 1 a 3 w 0.900 0.400
 Nivel(es) 5
 Viga(s) 1 a 3 w 0.900 0.200
 análisis

----- Vega 1, nivel 5 (.25 x .50) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.13	-.860	-.172	-.084	-1.411	1.813	.441	-.012	.568
2.25	.960	.314	-.110	-.203	-.100	.016	-.012	.568
4.38	-1.284	-.103	-.136	1.004	-2.012	-.409	-.012	.568
Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.13	1.243	-3.207	3.514	.000	2.62	1.00	30.0	
.55	1.518	-1.935	2.787	.000	1.57	1.23	30.0	
.98	1.839	-1.047	2.243	.000	.84	1.49	30.0	
1.40	2.008	-.334	1.733	-.214	.27	1.63	30.0	
1.83	1.960	.000	1.222	-.558	.00	1.59	30.0	
2.25	2.005	.000	.723	-.916	.00	1.62	30.0	
2.67	1.799	.000	.379	-1.405	.00	1.46	30.0	
3.10	1.296	.000	.034	-1.916	.00	1.05	30.0	
3.52	1.056	-.784	.000	-2.426	.63	.85	30.0	
3.95	.631	-1.771	.000	-3.049	1.43	.51	30.0	
4.38	.280	-3.060	.000	-3.776	2.50	.22	22.0	

----- Vega 2, nivel 5 (.25 x .50) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.13	-1.340	-.133	-.139	-.742	1.913	.000	.425	.349
2.25	.692	-.133	.312	.000	.000	.000	.000	.349
4.38	-1.340	-.133	-.139	.742	-1.913	.000	-.425	.349
Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.13	.000	-2.794	3.634	.000	2.28	.00	22.0	
.55	.302	-1.640	2.907	.000	1.33	.24	30.0	
.98	.774	-.835	2.180	.000	.67	.62	30.0	
1.40	1.108	-.200	1.510	.000	.16	.89	30.0	
1.83	1.446	.000	1.000	-.155	.00	1.17	30.0	
2.25	1.600	.000	.500	-.500	.00	1.29	30.0	
2.67	1.446	.000	.155	-1.000	.00	1.17	30.0	
3.10	1.108	-.200	.000	-1.510	.16	.89	30.0	
3.52	.774	-.835	.000	-2.180	.67	.62	30.0	
3.95	.302	-1.640	.000	-2.907	1.33	.24	30.0	
4.38	.000	-2.794	.000	-3.634	2.28	.00	22.0	

----- Vega 3, nivel 5 (.25 x .50) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.13	-1.284	-.103	-.136	-1.004	2.012	.409	.012	.568
2.25	.960	.314	-.110	.204	.100	-.016	.012	.568
4.38	-.860	-.172	-.084	1.411	-1.813	-.441	.012	.568
Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.13	.280	-3.060	3.776	.000	2.50	.22	22.0	
.55	.631	-1.771	3.049	.000	1.43	.51	30.0	
.98	1.056	-.784	2.426	.000	.63	.85	30.0	
1.40	1.296	.000	1.916	-.034	.00	1.05	30.0	
1.83	1.799	.000	1.405	-.379	.00	1.46	30.0	
2.25	2.005	.000	.916	-.723	.00	1.62	30.0	
2.67	1.960	.000	.558	-1.222	.00	1.59	30.0	
3.10	2.008	-.334	.214	-1.733	.27	1.63	30.0	
3.52	1.839	-1.047	.000	-2.243	.84	1.49	30.0	
3.95	1.518	-1.935	.000	-2.787	1.57	1.23	30.0	
4.38	1.243	-3.207	.000	-3.514	2.62	1.00	30.0	

Viga 1, nivel 4 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.331	-.067	-.470	-2.122	1.956	-.041	.890	.897	
2.25	.794	-.153	.519	-.215	.044	-.041	.040	.897	
4.38	-1.144	-.239	-.298	1.692	-1.869	-.041	-.810	.897	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	1.837	-5.054	4.537	.000	3.67	1.49	22.0		
.55	1.967	-3.317	3.831	.000	2.71	1.59	22.0		
.98	2.093	-2.025	3.212	-.211	1.64	1.70	30.0		
1.40	2.258	-1.067	2.592	-.555	.86	1.83	30.0		
1.83	2.161	-.279	1.973	-.900	.22	1.75	30.0		
2.25	2.126	.000	1.354	-1.262	.00	1.72	30.0		
2.67	1.998	.000	.978	-1.830	.00	1.62	30.0		
3.10	1.822	-.475	.634	-2.449	.38	1.47	30.0		
3.52	1.740	-1.438	.290	-3.068	1.16	1.41	30.0		
3.95	1.486	-2.572	.000	-3.688	2.09	1.20	22.0		
4.38	1.390	-4.258	.000	-4.333	3.50	1.12	22.0		

Viga 2, nivel 4 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.286	-.381	-.204	-1.397	1.913	.850	.000	.658	
2.25	.746	.522	-.204	.000	.000	.000	.000	.658	
4.38	-1.286	-.381	-.204	1.397	-1.913	-.850	.000	.658	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	.841	-4.055	4.399	.000	3.33	.68	22.0		
.55	1.099	-2.480	3.519	.000	2.02	.89	30.0		
.98	1.441	-1.419	2.778	.000	1.15	1.16	30.0		
1.40	1.708	-.602	2.159	-.252	.48	1.38	30.0		
1.83	1.872	.000	1.540	-.596	.00	1.52	30.0		
2.25	2.059	.000	.940	-.940	.00	1.67	30.0		
2.67	1.872	.000	.596	-1.540	.00	1.52	30.0		
3.10	1.708	-.602	.252	-2.159	.48	1.38	30.0		
3.52	1.441	-1.419	.000	-2.778	1.15	1.16	30.0		
3.95	1.099	-2.480	.000	-3.519	2.02	.89	30.0		
4.38	.841	-4.055	.000	-4.399	3.33	.68	22.0		

Viga 3, nivel 4 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.144	-.239	-.298	-1.692	1.869	.041	.810	.897	
2.25	.794	-.153	.519	.215	-.044	.041	-.040	.897	
4.38	-1.331	-.067	-.470	2.122	-1.956	.041	-.890	.897	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	1.390	-4.258	4.333	.000	3.50	1.12	22.0		
.55	1.486	-2.572	3.688	.000	2.09	1.20	22.0		
.98	1.740	-1.438	3.068	-.290	1.16	1.41	30.0		
1.40	1.822	-.475	2.449	-.634	.38	1.47	30.0		
1.83	1.998	.000	1.830	-.978	.00	1.62	30.0		
2.25	2.126	.000	1.262	-1.354	.00	1.72	30.0		
2.67	2.161	-.279	.900	-1.973	.22	1.75	30.0		
3.10	2.258	-1.067	.555	-2.592	.86	1.83	30.0		
3.52	2.093	-2.025	.211	-3.212	1.64	1.70	30.0		
3.95	1.967	-3.317	.000	-3.831	2.71	1.59	22.0		
4.38	1.837	-5.054	.000	-4.537	3.67	1.49	22.0		

Viga 1, nivel 3 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.204	-.457	-.065	-2.050	1.912	.887	-.045	.868	
2.25	.826	.525	-.160	-.205	-.001	.037	-.045	.868	
4.38	-1.208	-.299	-.255	1.639	-1.913	-.813	-.045	.868	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	1.848	-4.802	4.464	.000	3.67	1.50	22.0		
.55	1.978	-3.105	3.738	.000	2.53	1.60	22.0		
.98	2.133	-1.868	3.119	-.209	1.51	1.73	30.0		
1.40	2.294	-.950	2.500	-.554	.76	1.86	30.0		
1.83	2.192	-.202	1.881	-.898	.16	1.78	30.0		
2.25	2.184	.000	1.262	-1.273	.00	1.77	30.0		
2.67	2.025	.000	.896	-1.845	.00	1.64	30.0		
3.10	1.798	-.473	.552	-2.464	.38	1.45	30.0		
3.52	1.676	-1.441	.208	-3.084	1.16	1.36	30.0		
3.95	1.388	-2.579	.000	-3.703	2.10	1.12	22.0		
4.38	1.257	-4.272	.000	-4.414	3.52	1.01	22.0		

Viga 2, nivel 3 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.317	-.213	-.375	-1.343	1.913	.000	.850	.632	
2.25	.715	-.213	.528	.000	.000	.000	.000	.632	
4.38	-1.317	-.213	-.375	1.343	-1.913	.000	-.850	.632	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	.735	-4.017	4.399	.000	3.30	.59	22.0		
.55	1.010	-2.456	3.519	.000	2.00	.81	30.0		
.98	1.370	-1.418	2.742	.000	1.14	1.11	30.0		
1.40	1.652	-.616	2.123	-.215	.49	1.34	30.0		
1.83	1.836	.000	1.504	-.560	.00	1.49	30.0		
2.25	2.023	.000	.904	-.904	.00	1.64	30.0		
2.67	1.836	.000	.560	-1.504	.00	1.49	30.0		
3.10	1.652	-.616	.215	-2.123	.49	1.34	30.0		
3.52	1.370	-1.418	.000	-2.742	1.14	1.11	30.0		
3.95	1.010	-2.456	.000	-3.519	2.00	.81	30.0		
4.38	.735	-4.017	4.399	-4.399	3.30	.59	22.0		

Viga 3, nivel 3 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.208	-.299	-.255	-1.639	1.913	.813	.045	.868	
2.25	.826	.525	-.160	.206	.001	-.037	.045	.868	
4.38	-1.204	-.457	-.065	2.050	-1.912	-.887	.045	.868	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	1.257	-4.272	4.414	.000	3.52	1.01	22.0		
.55	1.388	-2.579	3.703	.000	2.10	1.12	22.0		
.98	1.676	-1.441	3.084	-.208	1.16	1.36	30.0		
1.40	1.798	-.473	2.464	-.552	.38	1.45	30.0		
1.83	2.025	.000	1.845	-.896	.00	1.64	30.0		
2.25	2.184	.000	1.273	-1.262	.00	1.77	30.0		
2.67	2.192	-.202	.898	-1.881	.16	1.78	30.0		
3.10	2.294	-.950	.554	-2.500	.76	1.86	30.0		
3.52	2.133	-1.868	.209	-3.119	1.51	1.73	30.0		
3.95	1.978	-3.105	.000	-3.738	2.53	1.60	22.0		
4.38	1.848	-4.802	.000	-4.464	3.67	1.50	22.0		

Viga 1, nivel 2 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.154	-.049	-.450	-1.882	1.883	-.052	.883	.797	
2.25	.816	-.159	.522	-.189	-.029	-.052	.033	.797	
4.38	-1.279	-.269	-.312	1.504	-1.942	-.052	-.817	.797	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	1.653	-4.486	4.413	.000	3.67	1.34	22.0		
.55	1.816	-2.851	3.603	.000	2.32	1.47	22.0		
.98	2.013	-1.678	2.984	-.133	1.36	1.63	30.0		
1.40	2.202	-.819	2.365	-.477	.66	1.79	30.0		
1.83	2.127	-.130	1.745	-.821	.10	1.72	30.0		
2.25	2.163	.000	1.126	-1.212	.00	1.75	30.0		
2.67	1.982	.000	.769	-1.790	.00	1.61	30.0		
3.10	1.691	-.454	.424	-2.409	.36	1.37	30.0		
3.52	1.512	-1.396	.080	-3.028	1.13	1.22	30.0		
3.95	1.185	-2.510	.000	-3.647	2.04	.96	22.0		
4.38	1.000	-4.192	.000	-4.477	3.45	.80	22.0		

Viga 2, nivel 2 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.331	-.380	-.215	-1.206	1.913	.850	.000	.567	
2.25	.701	.523	-.215	.000	.000	.000	.000	.567	
4.38	-1.331	-.380	-.215	1.206	-1.913	-.850	.000	.567	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	.527	-3.847	4.399	.000	3.16	.42	22.0		
.55	.840	-2.325	3.519	.000	1.89	.68	30.0		
.98	1.234	-1.319	2.652	.000	1.06	.99	30.0		
1.40	1.554	-.555	2.033	-.123	.45	1.26	30.0		
1.83	1.806	.000	1.414	-.467	.00	1.46	30.0		
2.25	1.993	.000	.811	-.811	.00	1.61	30.0		
2.67	1.806	.000	.467	-1.414	.00	1.46	30.0		
3.10	1.554	-.555	.123	-2.033	.45	1.26	30.0		
3.52	1.234	-1.319	.000	-2.652	1.06	.99	30.0		
3.95	.840	-2.325	.000	-3.519	1.89	.68	30.0		
4.38	.527	-3.847	.000	-4.399	3.16	.42	22.0		

Viga 3, nivel 2 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.279	-.269	-.312	-1.504	1.942	.052	.817	.797	
2.25	.816	-.159	.522	.189	.029	.052	-.033	.797	
4.38	-1.154	-.049	-.450	1.882	-1.883	.052	-.883	.797	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	1.000	-4.192	4.477	.000	3.45	.80	22.0		
.55	1.185	-2.510	3.647	.000	2.04	.96	22.0		
.98	1.512	-1.396	3.028	-.080	1.13	1.22	30.0		
1.40	1.691	-.454	2.409	-.424	.36	1.37	30.0		
1.83	1.982	.000	1.790	-.769	.00	1.61	30.0		
2.25	2.163	.000	1.212	-1.126	.00	1.75	30.0		
2.67	2.127	-.130	.821	-1.745	.10	1.72	30.0		
3.10	2.202	-.819	.477	-2.365	.66	1.79	30.0		
3.52	2.013	-1.678	.133	-2.984	1.36	1.63	30.0		
3.95	1.816	-2.851	.000	-3.603	2.32	1.47	22.0		
4.38	1.653	-4.486	.000	-4.413	3.67	1.34	22.0		

Viga 1, nivel 1 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-.943	-.427	.014	-1.349	1.805	.867	-.068	.566	
2.25	.860	.513	-.131	-.146	-.108	.017	-.068	.566	
4.38	-1.401	-.354	-.275	1.057	-2.020	-.833	-.068	.566	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	1.080	-3.425	4.268	.000	2.80	.87	22.0		
.55	1.353	-1.962	3.388	.000	1.59	1.09	30.0		
.98	1.706	-1.002	2.559	.000	.81	1.38	30.0		
1.40	1.988	-.333	1.940	-.218	.27	1.61	30.0		
1.83	2.081	.000	1.321	-.591	.00	1.69	30.0		
2.25	2.213	.000	.713	-.993	.00	1.80	30.0		
2.67	1.970	.000	.368	-1.590	.00	1.60	30.0		
3.10	1.425	-.245	.024	-2.209	.20	1.15	30.0		
3.52	1.065	-1.094	.000	-2.892	.88	.86	30.0		
3.95	.606	-2.159	.000	-3.772	1.75	.49	22.0		
4.38	.251	-3.756	.000	-4.652	3.08	.20	22.0		

Viga 2, nivel 1 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.381	-.207	-.408	-.810	1.913	.000	.850	.381	
2.25	.651	-.207	.495	.000	.000	.000	.000	.381	
4.38	-1.381	-.207	-.408	.810	-1.913	.000	-.850	.381	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	.000	-3.371	4.399	.000	2.76	.00	22.0		
.55	.342	-1.960	3.519	.000	1.59	.27	30.0		
.98	.813	-1.030	2.639	.000	.83	.65	30.0		
1.40	1.244	-.376	1.772	.000	.30	1.00	30.0		
1.83	1.680	.000	1.153	-.201	.00	1.36	30.0		
2.25	1.867	.000	.545	-.545	.00	1.51	30.0		
2.67	1.680	.000	.201	-1.153	.00	1.36	30.0		
3.10	1.244	-.376	.000	-1.772	.30	1.00	30.0		
3.52	.813	-1.030	.000	-2.639	.83	.65	30.0		
3.95	.342	-1.960	.000	-3.519	1.59	.27	30.0		
4.38	.000	-3.371	.000	-4.399	2.76	.00	22.0		

Viga 3, nivel 1 (.25 x .50)									
Diagramas de Momentos Flectores					Diagramas de Fuerzas Cortantes				
x	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.13	-1.401	-.354	-.275	-1.057	2.020	.833	.068	.566	
2.25	.860	.513	-.131	.146	.108	-.017	.068	.566	
4.38	-.943	-.427	.014	1.349	-1.805	-.867	.068	.566	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.13	.251	-3.756	4.652	.000	3.08	.20	22.0		
.55	.606	-2.159	3.772	.000	1.75	.49	22.0		
.98	1.065	-1.094	2.892	.000	.88	.86	30.0		
1.40	1.425	-.245	2.209	-.024	.20	1.15	30.0		
1.83	1.970	.000	1.590	-.368	.00	1.60	30.0		
2.25	2.213	.000	.993	-.713	.00	1.80	30.0		
2.67	2.081	.000	.591	-1.321	.00	1.69	30.0		
3.10	1.988	-.333	.218	-1.940	.27	1.61	30.0		
3.52	1.706	-1.002	.000	-2.559	.81	1.38	30.0		
3.95	1.353	-1.962	.000	-3.388	1.59	1.09	30.0		
4.38	1.080	-3.425	.000	-4.268	2.80	.87	22.0		

----- Columnna 1, nivel 5 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-1.087	-.877	-.701	3.605			
L1	-.228	-.016	-.087	.466			
L2	-.082	-.303	-.138	-.012			
S	1.272	1.017	.817	.480			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.738	.000	1.738	6.247	-1.209	.012	.013
2	1.536	.000	1.536	5.386	-1.300	.010	.012
3	1.824	.000	1.824	6.225	-1.457	.012	.014
4	1.221	1.495	2.738	5.055	.297	.010	.021
5	1.081	1.495	2.595	4.442	.232	.008	.020
6	1.282	1.495	2.799	5.039	.120	.010	.021
7	1.221	1.495	2.726	3.710	-1.992	.007	.021
8	1.081	1.495	2.585	3.098	-2.057	.006	.020
9	1.282	1.495	2.788	3.695	-2.168	.007	.021
10	.820	1.527	2.365	3.931	.538	.007	.018
11	.820	1.527	2.355	2.558	-1.800	.005	.018
----- Columnna 1, nivel 4 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.698	-.723	-.507	7.354			
L1	-.046	-.288	-.119	.426			
L2	-.278	-.031	-.110	.928			
S	.907	.942	.659	1.238			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.358	.000	1.358	11.798	-.976	.022	.010
2	1.307	.000	1.307	12.702	-.960	.024	.010
3	1.365	.000	1.365	13.468	-1.174	.026	.010
4	.956	1.089	2.084	10.000	.238	.019	.016
5	.920	1.089	2.051	10.643	.249	.020	.016
6	.961	1.089	2.094	11.188	.096	.021	.016
7	.956	1.089	2.061	6.534	-1.608	.012	.016
8	.920	1.089	2.027	7.177	-1.597	.014	.015
9	.961	1.089	2.069	7.722	-1.750	.015	.016
10	.536	1.112	1.681	8.389	.486	.016	.013
11	.536	1.112	1.661	4.848	-1.399	.009	.013
----- Columnna 1, nivel 3 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.720	-.694	-.505	11.058			
L1	-.279	-.028	-.110	1.363			
L2	-.028	-.271	-.107	.883			
S	.922	.999	.682	1.966			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.345	.000	1.345	19.040	-.955	.036	.010
2	1.291	.000	1.291	18.178	-.950	.035	.010
3	1.347	.000	1.347	20.630	-1.147	.039	.010
4	.946	1.160	2.176	16.108	.284	.031	.017
5	.908	1.160	2.135	15.494	.288	.030	.016
6	.948	1.160	2.183	17.239	.147	.033	.017
7	.946	1.160	2.135	10.603	-1.626	.020	.016
8	.908	1.160	2.095	9.990	-1.622	.019	.016
9	.948	1.160	2.140	11.734	-1.762	.022	.016
10	.535	1.185	1.769	12.764	.521	.024	.013
11	.535	1.185	1.739	7.141	-1.430	.014	.013
----- Columnna 1, nivel 2 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.696	-.725	-.507	14.734			
L1	-.015	-.252	-.095	1.311			
L2	-.290	-.066	-.127	1.816			
S	.728	.957	.601	2.624			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.541	.000	1.541	24.461	-.933	.047	.012
2	1.318	.000	1.318	25.370	-.990	.048	.010
3	1.660	.000	1.660	27.730	-1.161	.053	.013
4	1.084	1.340	2.553	20.822	.187	.040	.019
5	.928	1.340	2.401	21.469	.146	.041	.018
6	1.168	1.340	2.653	23.147	.024	.044	.020
7	1.084	1.340	2.475	13.475	-1.496	.026	.019
8	.928	1.340	2.323	14.121	-1.537	.027	.018
9	1.168	1.340	2.569	15.800	-1.659	.030	.020
10	.653	1.368	2.122	17.013	.403	.032	.016
11	.653	1.368	2.058	9.508	-1.316	.018	.016

----- Columna 1, nivel 1 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.444	-.219	-.207	18.571			
L1	-.283	-.140	-.132	2.228			
L2	.088	.044	.041	1.748			
S	.275	.790	.332	3.074			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.038	.000	1.038	31.868	-.549	.061	.008
2	.698	.000	.698	31.003	-.236	.059	.005
3	.898	.000	.898	35.014	-.474	.067	.007
4	.732	1.106	1.927	26.655	.079	.051	.015
5	.586	1.106	1.770	26.041	.301	.050	.013
6	.650	1.106	1.851	28.893	.131	.055	.014
7	.732	1.106	1.884	18.048	-.852	.034	.014
8	.392	1.106	1.545	17.434	-.630	.033	.012
9	.632	1.106	1.791	20.286	-.799	.039	.014
10	.475	1.130	1.666	21.110	.289	.040	.013
11	.353	1.130	1.514	12.318	-.662	.023	.012
----- Columna 2, nivel 5 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.044	-.068	-.040	5.158			
L1	.021	-.139	-.042	.434			
L2	-.055	.112	.020	.462			
S	1.552	1.414	1.059	.185			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.319	.000	.319	8.517	-.136	.027	.004
2	.193	.000	.196	8.569	-.023	.027	.002
3	.210	.000	.210	9.349	-.099	.030	.003
4	.226	1.802	2.046	6.229	1.387	.020	.026
5	.141	1.802	1.962	6.266	1.467	.020	.025
6	.153	1.802	1.975	6.821	1.413	.022	.025
7	.226	1.802	2.045	5.712	-1.578	.018	.026
8	.129	1.802	1.949	5.748	-1.498	.018	.025
9	.142	1.802	1.962	6.303	-1.552	.020	.025
10	.110	1.841	1.966	4.906	1.478	.016	.025
11	.098	1.841	1.952	4.377	-1.550	.014	.025
----- Columna 2, nivel 4 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.078	-.064	-.051	10.172			
L1	-.104	.094	-.004	1.374			
L2	.083	-.113	-.011	1.322			
S	1.347	1.356	.965	.387			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.399	.000	.409	17.731	-.083	.056	.005
2	.397	.000	.407	17.637	-.096	.056	.005
3	.452	.000	.452	20.111	-.102	.064	.006
4	.292	1.560	1.891	12.982	1.294	.041	.024
5	.291	1.560	1.890	12.915	1.285	.041	.024
6	.330	1.560	1.930	14.674	1.280	.047	.025
7	.268	1.560	1.863	11.897	-1.410	.038	.024
8	.266	1.560	1.861	11.830	-1.419	.038	.024
9	.306	1.560	1.902	13.589	-1.423	.043	.024
10	.218	1.594	1.838	9.709	1.335	.031	.023
11	.194	1.594	1.810	8.601	-1.427	.027	.023
----- Columna 2, nivel 3 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.045	-.038	-.030	15.231			
L1	.094	-.104	-.004	2.237			
L2	-.108	.092	-.006	2.267			
S	1.306	1.334	.943	.584			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.605	.000	.627	26.873	-.051	.085	.008
2	.606	.000	.628	26.926	-.055	.085	.008
3	.696	.000	.696	30.953	-.062	.098	.009
4	.443	1.538	2.041	19.674	1.284	.062	.026
5	.444	1.538	2.042	19.711	1.281	.063	.026
6	.508	1.538	2.104	22.575	1.277	.072	.027
7	.406	1.538	1.998	18.038	-1.356	.057	.025
8	.407	1.538	1.999	18.076	-1.358	.057	.025
9	.471	1.538	2.063	20.939	-1.363	.066	.026
10	.327	1.571	1.936	14.543	1.321	.046	.025
11	.290	1.571	1.894	12.872	-1.375	.041	.024

----- Columnna 2, nivel 2 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.010	.013	.001	20.318			
L1	-.107	.088	-.007	3.189			
L2	.107	-.079	.010	3.134			
S	1.101	1.181	.815	.771			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.815	.000	.851	36.217	-.011	.115	.011
2	.813	.000	.849	36.118	.020	.115	.011
3	.942	.000	1.012	41.858	.007	.133	.013
4	.596	1.368	2.042	26.495	1.134	.084	.026
5	.595	1.368	2.040	26.425	1.155	.084	.026
6	.686	1.368	2.148	30.507	1.146	.097	.027
7	.548	1.368	1.985	24.336	-1.149	.077	.025
8	.546	1.368	1.984	24.266	-1.127	.077	.025
9	.638	1.368	2.091	28.348	-1.136	.090	.027
10	.436	1.397	1.887	19.389	1.167	.062	.024
11	.387	1.397	1.830	17.183	-1.165	.055	.023

----- Columnna 2, nivel 1 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.021	.010	.010	25.628			
L1	.163	.080	.076	4.072			
L2	-.152	-.075	-.071	4.102			
S	.490	.635	.352	.916			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.030	.000	1.030	45.771	.151	.145	.013
2	1.031	.000	1.031	45.825	-.113	.145	.013
3	1.196	.000	1.196	53.154	.023	.169	.015
4	.752	.889	1.724	33.403	.600	.106	.022
5	.752	.889	1.726	33.442	.411	.106	.022
6	.870	.889	1.857	38.654	.509	.123	.024
7	.694	.889	1.660	30.839	-.385	.098	.021
8	.695	.889	1.660	30.878	-.573	.098	.021
9	.812	.889	1.792	36.089	-.476	.115	.023
10	.548	.908	1.517	24.375	.511	.077	.019
11	.489	.908	1.451	21.755	-.494	.069	.018

----- Columnna 3, nivel 5 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.044	.068	.040	5.158			
L1	-.021	.139	.042	.434			
L2	.055	-.112	-.020	.462			
S	1.552	1.414	1.059	.185			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.319	.000	.319	8.517	.136	.027	.004
2	.193	.000	.196	8.569	.023	.027	.002
3	.210	.000	.210	9.349	.099	.030	.003
4	.226	1.802	2.046	6.229	1.578	.020	.026
5	.141	1.802	1.962	6.266	1.498	.020	.025
6	.153	1.802	1.975	6.821	1.552	.022	.025
7	.226	1.802	2.045	5.712	-1.387	.018	.026
8	.129	1.802	1.949	5.748	-1.467	.018	.025
9	.142	1.802	1.962	6.303	-1.413	.020	.025
10	.110	1.841	1.966	4.906	1.550	.016	.025
11	.098	1.841	1.952	4.377	-1.478	.014	.025

----- Columnna 3, nivel 4 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.078	.064	.051	10.172			
L1	.104	-.094	.004	1.374			
L2	-.083	.113	.011	1.322			
S	1.347	1.356	.965	.387			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.399	.000	.409	17.731	.083	.056	.005
2	.397	.000	.407	17.637	.096	.056	.005
3	.452	.000	.452	20.111	.102	.064	.006
4	.292	1.560	1.891	12.982	1.410	.041	.024
5	.291	1.560	1.889	12.915	1.419	.041	.024
6	.330	1.560	1.930	14.674	1.423	.047	.025
7	.268	1.560	1.863	11.897	-1.294	.038	.024
8	.266	1.560	1.861	11.830	-1.285	.038	.024
9	.306	1.560	1.902	13.589	-1.280	.043	.024
10	.218	1.594	1.838	9.709	1.427	.031	.023
11	.194	1.594	1.810	8.601	-1.335	.027	.023

----- Columna 3, nivel 3 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.045	.038	.030	15.231			
L1	-.094	.104	.004	2.237			
L2	.108	-.092	.006	2.267			
S	1.306	1.334	.943	.584			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.605	.000	.627	26.873	.051	.085	.008
2	.606	.000	.628	26.926	.055	.085	.008
3	.696	.000	.696	30.953	.062	.098	.009
4	.443	1.538	2.041	19.674	1.356	.062	.026
5	.444	1.538	2.042	19.711	1.358	.063	.026
6	.508	1.538	2.104	22.575	1.363	.072	.027
7	.406	1.538	1.998	18.038	-1.284	.057	.025
8	.407	1.538	1.999	18.076	-1.281	.057	.025
9	.471	1.538	2.063	20.939	-1.277	.066	.026
10	.327	1.571	1.936	14.543	1.375	.046	.025
11	.290	1.571	1.894	12.872	-1.321	.041	.024
----- Columna 3, nivel 2 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.010	-.013	-.001	20.318			
L1	.107	-.088	.007	3.189			
L2	-.107	.079	-.010	3.134			
S	1.101	1.181	.815	.771			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	.815	.000	.851	36.217	.011	.115	.011
2	.813	.000	.849	36.118	-.020	.115	.011
3	.942	.000	1.012	41.858	-.007	.133	.013
4	.596	1.368	2.042	26.495	1.149	.084	.026
5	.595	1.368	2.040	26.425	1.127	.084	.026
6	.686	1.368	2.148	30.507	1.136	.097	.027
7	.548	1.368	1.985	24.336	-1.134	.077	.025
8	.546	1.368	1.984	24.266	-1.155	.077	.025
9	.638	1.368	2.091	28.348	-1.146	.090	.027
10	.436	1.397	1.887	19.389	1.165	.062	.024
11	.387	1.397	1.830	17.183	-1.167	.055	.023
----- Columna 3, nivel 1 (.60 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-.021	-.010	-.010	25.628			
L1	-.163	-.080	-.076	4.072			
L2	.152	.075	.071	4.102			
S	.490	.635	.352	.916			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.030	.000	1.030	45.771	-.151	.145	.013
2	1.031	.000	1.031	45.825	.113	.145	.013
3	1.196	.000	1.196	53.154	-.023	.169	.015
4	.752	.889	1.725	33.403	.385	.106	.022
5	.752	.889	1.725	33.442	.573	.106	.022
6	.870	.889	1.857	38.654	.476	.123	.024
7	.694	.889	1.659	30.839	-.600	.098	.021
8	.695	.889	1.661	30.878	-.411	.098	.021
9	.812	.889	1.792	36.089	-.509	.115	.023
10	.548	.908	1.517	24.375	.494	.077	.019
11	.489	.908	1.451	21.755	-.511	.069	.018
----- Columna 4, nivel 5 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	1.087	.877	.701	3.605			
L1	.228	.016	.087	.466			
L2	.082	.303	.138	-.012			
S	1.272	1.017	.817	.480			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.738	.000	1.738	6.247	1.209	.012	.013
2	1.536	.000	1.536	5.386	1.300	.010	.012
3	1.824	.000	1.824	6.225	1.457	.012	.014
4	1.221	1.495	2.730	5.055	1.992	.010	.021
5	1.081	1.495	2.589	4.442	2.057	.008	.020
6	1.282	1.495	2.792	5.039	2.168	.010	.021
7	1.221	1.495	2.732	3.710	-.297	.007	.021
8	1.081	1.495	2.589	3.098	-.232	.006	.020
9	1.282	1.495	2.793	3.695	-.120	.007	.021
10	.820	1.527	2.359	3.931	1.800	.007	.018
11	.820	1.527	2.359	2.558	-.538	.005	.018

----- Columna 4, nivel 4 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.698	.723	.507	7.354			
L1	.046	.288	.119	.426			
L2	.278	.031	.110	.928			
S	.907	.942	.659	1.238			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.358	.000	1.358	11.798	.976	.022	.010
2	1.307	.000	1.307	12.702	.960	.024	.010
3	1.365	.000	1.365	13.468	1.174	.026	.010
4	.956	1.089	2.070	10.000	1.608	.019	.016
5	.920	1.089	2.037	10.643	1.597	.020	.016
6	.961	1.089	2.078	11.188	1.750	.021	.016
7	.956	1.089	2.070	6.534	-.238	.012	.016
8	.920	1.089	2.037	7.177	-.249	.014	.016
9	.961	1.089	2.080	7.722	-.096	.015	.016
10	.536	1.112	1.670	8.389	1.399	.016	.013
11	.536	1.112	1.667	4.848	-.486	.009	.013
----- Columna 4, nivel 3 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.720	.694	.505	11.058			
L1	.279	.028	.110	1.363			
L2	.028	.271	.107	.883			
S	.922	.999	.682	1.966			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.345	.000	1.345	19.040	.955	.036	.010
2	1.291	.000	1.291	18.178	.950	.035	.010
3	1.347	.000	1.347	20.630	1.147	.039	.010
4	.946	1.160	2.151	16.108	1.626	.031	.016
5	.908	1.160	2.111	15.494	1.622	.030	.016
6	.948	1.160	2.155	17.239	1.762	.033	.016
7	.946	1.160	2.151	10.603	-.284	.020	.016
8	.908	1.160	2.111	9.990	-.288	.019	.016
9	.948	1.160	2.158	11.734	-.147	.022	.016
10	.535	1.185	1.756	12.764	1.430	.024	.013
11	.535	1.185	1.747	7.141	-.521	.014	.013
----- Columna 4, nivel 2 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.696	.725	.507	14.734			
L1	.015	.252	.095	1.311			
L2	.290	.066	.127	1.816			
S	.728	.957	.601	2.624			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.308	.000	1.308	24.461	.933	.047	.010
2	1.318	.000	1.318	25.370	.990	.048	.010
3	1.369	.000	1.369	27.730	1.161	.053	.010
4	.920	1.129	2.105	20.822	1.496	.040	.016
5	.928	1.129	2.116	21.469	1.537	.041	.016
6	.964	1.129	2.155	23.147	1.659	.044	.016
7	.920	1.129	2.104	13.475	-.187	.026	.016
8	.928	1.129	2.115	14.121	-.146	.027	.016
9	.964	1.129	2.158	15.800	-.024	.030	.016
10	.538	1.153	1.738	17.013	1.316	.032	.013
11	.538	1.153	1.728	9.508	-.403	.018	.013
----- Columna 4, nivel 1 (1.00 x .25) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.444	.219	.207	18.571			
L1	.283	.140	.132	2.228			
L2	-.088	-.044	-.041	1.748			
S	.275	.790	.332	3.074			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	1.038	.000	1.038	31.868	.549	.061	.008
2	.698	.000	.698	31.003	.236	.059	.005
3	.898	.000	.898	35.014	.474	.067	.007
4	.732	1.106	1.908	26.655	.852	.051	.015
5	.586	1.106	1.763	26.041	.630	.050	.013
6	.650	1.106	1.833	28.893	.799	.055	.014
7	.732	1.106	1.897	18.048	-.079	.034	.014
8	.392	1.106	1.549	17.434	-.301	.033	.012
9	.632	1.106	1.803	20.286	-.131	.039	.014
10	.475	1.130	1.660	21.110	.662	.040	.013
11	.353	1.130	1.517	12.318	-.289	.023	.012

Pórtico eje 1, 4
 5 pisos 1 3.2 2 a 5 2.80
 2 vanos 6.175 7.225
 niveles 1 a 5
 vigas 1 a 3 .25 .60
 columnas 1 3 .25 .60
 columna 2 .25 2.70

cargas

Nivel(es) 1 a 4

Viga(s) 1 2 w 1.710 0.450

Columna 2 3.105 1.035

Nivel(es) 5

Viga(s) 1 2 w 1.539 0.225

Columna 2 2.712 0.518

análisis

Viga 1, nivel 5 (.25 x .60)

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-.983	-.125	-.015	-4.316	2.862	.420	-.008	2.081
2.56	1.554	.250	-.034	.392	-.620	-.089	-.008	2.081
4.83	-3.787	-.528	-.053	5.099	-4.102	-.598	-.008	2.081

Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes

Refuerzo (ACI 318-83)

x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3
	.30	5.287	-7.254	6.456	-.400	4.50	3.53
.75	4.964	-4.687	5.595	-1.027	3.12	3.31	27.0
1.21	4.641	-2.600	4.733	-1.653	1.71	3.09	27.0
1.66	3.951	-.797	3.872	-2.280	.52	2.62	30.0
2.11	2.995	.000	3.045	-2.907	.00	1.98	30.0
2.56	2.780	.000	2.418	-3.689	.00	1.83	30.0
3.02	3.276	-.902	1.791	-4.550	.59	2.17	27.0
3.47	3.663	-2.926	1.165	-5.412	1.93	2.43	27.0
3.92	3.964	-5.402	.538	-6.273	3.61	2.63	27.0
4.37	4.065	-8.435	.000	-7.135	4.50	2.70	27.0
4.83	3.883	-11.859	.000	-7.996	6.14	2.57	27.0

Viga 2, nivel 5 (.25 x .60)

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
1.35	-4.968	.006	-.733	-4.262	4.780	-.014	.709	1.430
4.14	2.378	-.033	.369	-.277	.490	-.014	.082	1.430
6.92	-2.235	-.072	-.276	3.707	-3.800	-.014	-.545	1.430

Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes

Refuerzo (ACI 318-83)

x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3
	1.35	1.623	-12.121	8.447	.000	6.28	1.07
1.91	2.667	-8.000	6.934	.000	4.50	1.76	27.0
2.47	3.280	-4.478	5.806	.000	2.98	2.17	27.0
3.02	3.715	-1.889	4.744	-.059	1.24	2.46	27.0
3.58	3.832	.000	3.683	-.832	.00	2.54	30.0
4.14	4.231	.000	2.622	-1.604	.00	2.81	30.0
4.69	4.302	.000	1.714	-2.462	.00	2.86	30.0
5.25	4.319	-.112	.942	-3.523	.07	2.87	30.0
5.81	4.301	-2.082	.169	-4.585	1.37	2.86	27.0
6.37	3.841	-4.540	.000	-5.646	3.02	2.55	27.0
6.92	3.289	-7.983	.000	-6.708	4.50	2.17	27.0

Viga 1, nivel 4 (.25 x .60)

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-1.766	-.045	-.392	-5.732	3.422	.007	.884	2.601
2.56	1.599	-.029	.457	.152	-.447	.007	-.134	2.601
4.83	-3.789	-.014	-.997	6.036	-4.316	.007	-1.152	2.601

Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes

Refuerzo (ACI 318-83)

x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3
	.30	6.607	-10.440	8.375	-.640	5.37	4.43
.75	6.160	-6.893	7.302	-1.336	4.50	4.13	27.0
1.21	5.678	-4.264	6.229	-2.032	2.83	3.79	27.0
1.66	4.955	-1.975	5.156	-2.729	1.30	3.30	27.0
2.11	3.746	-.002	4.083	-3.425	.00	2.48	30.0
2.56	3.221	.000	3.317	-4.282	.00	2.13	30.0
3.02	3.592	-.801	2.621	-5.355	.52	2.38	27.0
3.47	4.221	-3.138	1.924	-6.428	2.07	2.80	27.0
3.92	4.741	-5.971	1.228	-7.501	4.00	3.15	27.0
4.37	5.139	-9.604	.532	-8.574	4.92	3.43	27.0
4.83	5.222	-13.722	.000	-9.647	7.17	3.48	27.0

----- Vigas 2, nivel 4 (.25 x .60) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
1.35	-4.992	-1.392	.046	-4.961	5.040	1.369	-.028	1.744	
4.14	2.414	.677	-.032	-.098	.273	.115	-.028	1.744	
6.92	-3.468	-.751	-.111	4.765	-4.493	-1.139	-.028	1.744	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
1.35	2.601	-13.969	10.025	.000	7.31	1.71	27.0		
1.91	3.500	-9.049	8.164	.000	4.62	2.32	27.0		
2.47	3.921	-4.865	6.842	.000	3.24	2.60	27.0		
3.02	4.302	-1.981	5.520	-.532	1.30	2.86	27.0		
3.58	4.289	.000	4.198	-1.390	.00	2.85	30.0		
4.14	4.839	.000	2.876	-2.248	.00	3.22	30.0		
4.69	4.658	.000	1.882	-3.365	.00	3.10	30.0		
5.25	4.997	-1.152	1.024	-4.687	.75	3.33	27.0		
5.81	4.758	-3.601	.166	-6.010	2.38	3.17	27.0		
6.37	4.318	-6.959	.000	-7.332	4.50	2.87	27.0		
6.92	3.693	-11.415	.000	-8.841	5.90	2.45	27.0		
----- Vigas 1, nivel 3 (.25 x .60) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.30	-1.732	-.428	-.032	-5.908	3.416	.901	-.001	2.695	
2.56	1.620	.459	-.034	.190	-.453	-.117	-.001	2.695	
4.83	-3.780	-.958	-.035	6.287	-4.322	-1.135	-.001	2.695	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.30	6.890	-10.679	8.513	-.779	5.49	4.50	27.0		
.75	6.379	-7.070	7.440	-1.476	4.50	4.28	27.0		
1.21	5.809	-4.367	6.367	-2.172	2.90	3.88	27.0		
1.66	5.033	-2.020	5.294	-2.868	1.33	3.35	27.0		
2.11	3.771	.000	4.221	-3.565	.00	2.50	30.0		
2.56	3.257	.000	3.446	-4.399	.00	2.15	30.0		
3.02	3.736	-.898	2.750	-5.472	.59	2.47	27.0		
3.47	4.432	-3.299	2.054	-6.545	2.18	2.94	27.0		
3.92	4.990	-6.176	1.357	-7.618	4.14	3.32	27.0		
4.37	5.447	-9.866	.661	-8.691	5.06	3.64	27.0		
4.83	5.588	-14.042	.000	-9.765	7.35	3.73	27.0		
----- Vigas 2, nivel 3 (.25 x .60) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
1.35	-5.054	.026	-1.361	-5.141	5.075	-.022	1.359	1.800	
4.14	2.448	-.036	.678	-.123	.308	-.022	.105	1.800	
6.92	-3.336	-.099	-.779	4.895	-4.458	-.022	-1.150	1.800	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
1.35	2.803	-14.247	10.058	.000	7.47	1.85	27.0		
1.91	3.675	-9.270	8.266	.000	4.74	2.43	27.0		
2.47	4.068	-5.030	6.944	.000	3.35	2.70	27.0		
3.02	4.437	-2.109	5.622	-.581	1.39	2.95	27.0		
3.58	4.393	.000	4.299	-1.439	.00	2.92	30.0		
4.14	4.894	.000	2.977	-2.297	.00	3.26	30.0		
4.69	4.732	.000	1.993	-3.414	.00	3.15	30.0		
5.25	5.113	-1.138	1.135	-4.736	.75	3.41	27.0		
5.81	4.930	-3.615	.277	-6.058	2.39	3.28	27.0		
6.37	4.560	-6.996	.000	-7.380	4.50	3.03	27.0		
6.92	3.997	-11.479	.000	-8.798	5.93	2.65	27.0		
----- Vigas 1, nivel 2 (.25 x .60) -----									
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes				
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs	
.30	-1.853	-.067	-.418	-5.606	3.467	.015	.896	2.547	
2.56	1.615	-.032	.457	.158	-.402	.015	-.122	2.547	
4.83	-3.670	.004	-.972	5.921	-4.271	.015	-1.141	2.547	
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)				
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3		
.30	6.349	-10.414	8.373	-.522	5.35	4.26	27.0		
.75	5.955	-6.868	7.300	-1.218	4.50	3.98	27.0		
1.21	5.502	-4.193	6.226	-1.915	2.78	3.67	27.0		
1.66	4.840	-1.921	5.153	-2.611	1.26	3.22	27.0		
2.11	3.693	.000	4.080	-3.307	.00	2.45	30.0		
2.56	3.245	.000	3.281	-4.144	.00	2.14	30.0		
3.02	3.610	-.741	2.584	-5.217	.48	2.39	27.0		
3.47	4.234	-3.026	1.888	-6.291	2.00	2.81	27.0		
3.92	4.715	-5.765	1.191	-7.364	3.85	3.14	27.0		
4.37	5.097	-9.331	.495	-8.437	4.77	3.40	27.0		
4.83	5.164	-13.388	.000	-9.510	6.98	3.44	27.0		

----- Viga 2, nivel 2 (.25 x .60) -----								
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
1.35	-4.993	-1.376	.055	-4.808	5.047	1.363	-.032	1.690
4.14	2.433	.675	-.035	-.097	.281	.109	-.032	1.690
6.92	-3.428	-.770	-.126	4.613	-4.486	-1.146	-.032	1.690
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
1.35	2.382	-13.735	10.025	.000	7.18	1.57	27.0	
1.91	3.328	-8.857	8.143	.000	4.52	2.20	27.0	
2.47	3.796	-4.717	6.766	.000	3.14	2.51	27.0	
3.02	4.237	-1.882	5.444	-.448	1.24	2.81	27.0	
3.58	4.264	.000	4.122	-1.306	.00	2.83	30.0	
4.14	4.866	.000	2.800	-2.164	.00	3.24	30.0	
4.69	4.685	.000	1.811	-3.296	.00	3.12	30.0	
5.25	4.931	-1.040	.953	-4.618	.68	3.28	27.0	
5.81	4.649	-3.442	.095	-5.940	2.28	3.09	27.0	
6.37	4.176	-6.786	.000	-7.262	4.50	2.77	27.0	
6.92	3.512	-11.203	.000	-8.849	5.78	2.32	27.0	
----- Viga 1, nivel 1 (.25 x .60) -----								
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-1.761	-.455	-.007	-4.194	3.450	.913	-.006	1.896
2.56	1.667	.460	-.021	.097	-.419	-.105	-.006	1.896
4.83	-3.658	-.929	-.035	4.388	-4.288	-1.123	-.006	1.896
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.30	4.413	-8.312	7.446	.000	4.50	2.93	27.0	
.75	4.433	-5.189	6.373	-.303	3.46	2.95	27.0	
1.21	4.402	-2.948	5.299	-.999	1.95	2.92	27.0	
1.66	4.155	-1.104	4.226	-1.696	.72	2.76	30.0	
2.11	3.422	.000	3.153	-2.392	.00	2.26	30.0	
2.56	3.328	.000	2.334	-3.237	.00	2.20	30.0	
3.02	3.174	-.194	1.638	-4.310	.13	2.10	30.0	
3.47	3.387	-2.064	.941	-5.383	1.36	2.24	27.0	
3.92	3.391	-4.404	.245	-6.456	2.93	2.24	27.0	
4.37	3.344	-7.568	.000	-7.529	4.50	2.21	27.0	
4.83	2.983	-11.219	.000	-8.602	5.79	1.97	27.0	
----- Viga 2, nivel 1 (.25 x .60) -----								
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
1.35	-5.104	.002	-1.349	-3.553	5.110	-.008	1.354	1.256
4.14	2.497	-.021	.678	-.051	.343	-.008	.100	1.256
6.92	-3.190	-.044	-.793	3.450	-4.423	-.008	-1.155	1.256
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
1.35	.488	-12.060	10.102	.000	6.25	.32	27.0	
1.91	1.811	-7.493	8.221	.000	4.50	1.19	27.0	
2.47	2.656	-3.667	6.339	.000	2.43	1.75	27.0	
3.02	3.503	-1.131	4.891	.000	.74	2.32	27.0	
3.58	4.053	.000	3.569	-.629	.00	2.69	30.0	
4.14	4.965	.000	2.247	-1.487	.00	3.31	30.0	
4.69	4.827	.000	1.247	-2.603	.00	3.21	30.0	
5.25	4.448	-.295	.389	-3.925	.19	2.96	30.0	
5.81	3.857	-2.320	.000	-5.247	1.53	2.56	27.0	
6.37	3.041	-5.219	.000	-6.847	3.48	2.01	27.0	
6.92	2.062	-9.250	.000	-8.728	4.73	1.36	27.0	

----- Columnna 1, nivel 5 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-1.842	-1.501	-1.194	4.332			
L1	-.251	-.003	-.091	.487			
L2	-.013	-.325	-.121	-.008			
S	4.050	2.737	2.424	1.724			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.628	.000	2.628	7.376	-1.954	.023	.014
2	2.234	.000	2.234	6.483	-2.008	.021	.012
3	2.586	.000	2.586	7.361	-2.171	.023	.014
4	1.844	4.652	6.539	7.586	2.024	.024	.035
5	1.570	4.652	6.259	6.952	1.985	.022	.033
6	1.814	4.652	6.508	7.576	1.869	.024	.034
7	1.844	4.652	6.508	2.759	-4.763	.009	.034
8	1.570	4.652	6.231	2.124	-4.802	.007	.033
9	1.814	4.652	6.478	2.748	-4.918	.009	.034
10	1.336	4.752	6.120	6.364	2.392	.020	.032
11	1.336	4.752	6.093	1.433	-4.541	.005	.032
----- Columnna 1, nivel 4 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-1.292	-1.347	-.942	9.275			
L1	-.044	-.351	-.141	.494			
L2	-.332	-.015	-.124	1.011			
S	2.700	2.715	1.926	3.877			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.152	.000	2.152	14.803	-1.668	.047	.011
2	2.045	.000	2.045	15.732	-1.637	.050	.011
3	2.113	.000	2.113	16.623	-1.892	.053	.011
4	1.513	2.992	4.583	15.799	1.526	.050	.024
5	1.437	2.992	4.511	16.461	1.548	.052	.024
6	1.485	2.992	4.569	17.094	1.367	.054	.024
7	1.513	2.992	4.524	4.944	-3.867	.016	.024
8	1.437	2.992	4.451	5.605	-3.845	.018	.024
9	1.485	2.992	4.501	6.238	-4.026	.020	.024
10	.958	3.056	4.077	13.892	1.906	.044	.022
11	.958	3.056	4.025	2.803	-3.602	.009	.021
----- Columnna 1, nivel 3 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-1.410	-1.369	-.993	14.212			
L1	-.347	-.032	-.135	1.531			
L2	-.017	-.326	-.122	1.010			
S	2.912	3.083	2.125	6.091			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.220	.000	2.220	24.073	-1.733	.076	.012
2	2.128	.000	2.128	23.137	-1.709	.073	.011
3	2.183	.000	2.183	25.892	-1.953	.082	.012
4	1.560	3.424	5.122	25.409	1.760	.081	.027
5	1.495	3.424	5.059	24.743	1.776	.079	.027
6	1.534	3.424	5.113	26.703	1.603	.085	.027
7	1.560	3.424	5.020	8.354	-4.190	.027	.027
8	1.495	3.424	4.952	7.689	-4.174	.024	.026
9	1.534	3.424	5.000	9.648	-4.347	.031	.026
10	1.001	3.497	4.608	21.501	2.145	.068	.024
11	1.001	3.497	4.516	4.081	-3.932	.013	.024
----- Columnna 1, nivel 2 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-1.523	-1.658	-1.136	19.200			
L1	-.039	-.350	-.139	1.546			
L2	-.361	-.086	-.160	2.041			
S	2.317	3.097	1.930	8.154			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	3.118	.000	3.118	31.583	-1.955	.100	.016
2	2.642	.000	2.642	32.474	-1.991	.103	.014
3	3.272	.000	3.272	35.257	-2.242	.112	.017
4	2.189	4.336	6.888	33.555	1.331	.107	.036
5	1.851	4.336	6.533	34.189	1.305	.109	.035
6	2.299	4.336	7.040	36.167	1.127	.115	.037
7	2.189	4.336	6.601	10.724	-4.073	.034	.035
8	1.851	4.336	6.268	11.357	-4.099	.036	.033
9	2.299	4.336	6.730	13.336	-4.277	.042	.036
10	1.492	4.429	6.181	28.940	1.737	.092	.033
11	1.492	4.429	5.961	5.620	-3.783	.018	.032

----- Columnna 1, nivel 1 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-1.138	-.492	-.509	24.315			
L1	-.379	-.179	-.174	2.594			
L2	.081	.049	.041	2.035			
S	.915	2.964	1.210	9.636			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.065	.000	2.065	41.142	-1.078	.131	.011
2	1.354	.000	1.354	40.135	-.691	.127	.007
3	1.942	.000	1.942	44.805	-1.005	.142	.010
4	1.452	4.150	5.769	42.342	.936	.134	.031
5	1.374	4.150	5.684	41.626	1.211	.132	.030
6	1.483	4.150	5.810	44.946	.988	.143	.031
7	1.452	4.150	5.657	15.361	-2.452	.049	.030
8	.946	4.150	5.149	14.645	-2.177	.046	.027
9	1.364	4.150	5.578	17.966	-2.400	.057	.030
10	1.177	4.239	5.550	35.663	1.272	.113	.029
11	.886	4.239	5.154	8.104	-2.189	.026	.027
----- Columnna 2, nivel 5 (.25 x 2.70) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-2.096	-.589	-.959	18.091			
L1	1.360	-1.731	-.133	.888			
L2	-1.626	1.490	-.049	1.021			
S	11.920	16.360	3.877	.499			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	3.496	.000	3.496	28.735	-1.678	.020	.001
2	5.614	.000	5.614	28.975	-1.526	.020	.001
3	3.095	.000	3.095	30.573	-1.765	.022	.001
4	2.481	21.276	23.833	20.831	4.251	.015	.006
5	3.962	21.276	25.313	21.002	4.359	.015	.007
6	2.171	21.276	23.527	22.138	4.189	.016	.006
7	2.481	21.276	23.827	19.433	-6.605	.014	.006
8	3.962	21.276	25.309	19.604	-6.497	.014	.007
9	2.171	21.276	23.521	20.740	-6.667	.015	.006
10	1.632	21.732	23.425	16.996	4.681	.012	.006
11	1.628	21.732	23.416	15.568	-6.407	.011	.006
----- Columnna 2, nivel 4 (.25 x 2.70) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-1.592	-.246	-.657	37.635			
L1	-1.506	1.303	-.073	2.858			
L2	1.146	-1.451	-.109	2.752			
S	28.270	17.900	12.210	1.159			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	5.913	.000	5.914	61.597	-1.115	.043	.002
2	5.895	.000	5.896	61.407	-1.181	.043	.002
3	6.389	.000	6.389	66.551	-1.312	.047	.002
4	4.301	34.450	39.004	44.797	16.312	.032	.010
5	4.288	34.450	38.989	44.662	16.265	.032	.010
6	4.639	34.450	39.362	48.320	16.172	.034	.010
7	3.989	34.450	38.672	41.552	-17.876	.029	.010
8	3.976	34.450	38.659	41.417	-17.923	.029	.010
9	4.327	34.450	39.031	45.075	-18.016	.032	.010
10	3.411	35.188	38.802	35.529	16.869	.025	.010
11	3.093	35.188	38.464	32.214	-18.051	.023	.010
----- Columnna 2, nivel 3 (.25 x 2.70) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-2.044	.142	-.679	57.219			
L1	1.244	-1.450	-.073	4.578			
L2	-1.708	1.425	-.101	4.719			
S	20.380	41.480	16.780	1.843			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	9.031	.000	9.031	94.070	-1.151	.066	.002
2	9.055	.000	9.057	94.324	-1.201	.067	.002
3	9.846	.000	9.850	102.565	-1.334	.072	.003
4	6.578	51.024	58.175	68.521	22.685	.048	.015
5	6.595	51.024	58.193	68.701	22.649	.048	.015
6	7.158	51.024	58.806	74.561	22.555	.053	.015
7	6.083	51.024	57.635	63.360	-24.299	.045	.015
8	6.100	51.024	57.656	63.541	-24.335	.045	.015
9	6.662	51.024	58.267	69.401	-24.429	.049	.015
10	5.197	52.118	57.772	54.133	23.384	.038	.015
11	4.691	52.118	57.222	48.862	-24.607	.034	.015

----- Columnna 2, nivel 2 (.25 x 2.70) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-2.513	.508	-.716	76.725			
L1	-1.791	1.439	-.126	6.533			
L2	1.186	-1.360	-.062	6.435			
S	29.050	80.790	22.590	2.490			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	12.177	.000	12.182	126.848	-1.300	.089	.003
2	12.160	.000	12.160	126.671	-1.186	.089	.003
3	13.289	.000	13.295	138.431	-1.412	.098	.003
4	8.871	103.618	114.040	92.410	30.713	.065	.030
5	8.859	103.618	114.025	92.284	30.795	.065	.030
6	9.662	103.618	114.972	100.647	30.634	.071	.030
7	8.202	103.618	113.253	85.438	-32.539	.060	.030
8	8.190	103.618	113.237	85.312	-32.457	.060	.030
9	8.993	103.618	114.184	93.675	-32.618	.066	.030
10	6.971	105.839	114.045	72.613	31.659	.051	.030
11	6.287	105.839	113.239	65.492	-32.948	.046	.030
----- Columnna 2, nivel 1 (.25 x 2.70) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-3.064	2.058	-.314	96.959			
L1	1.019	-.287	.229	8.255			
L2	-1.773	.777	-.311	8.403			
S	71.100	156.700	28.460	2.955			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	15.389	.000	15.389	160.299	-.060	.113	.004
2	15.414	.000	15.414	160.564	-1.032	.113	.004
3	16.841	.000	16.841	175.424	-.620	.124	.004
4	11.185	219.380	230.565	116.511	39.807	.082	.060
5	11.203	219.380	230.583	116.700	39.116	.082	.060
6	12.218	219.380	231.598	127.267	39.408	.090	.061
7	10.391	219.380	229.771	108.237	-39.881	.076	.060
8	10.409	219.380	229.789	108.426	-40.572	.076	.060
9	11.423	219.380	230.803	118.993	-40.280	.084	.060
10	8.783	224.081	232.864	91.489	40.415	.065	.061
11	7.972	224.081	232.053	83.038	-40.981	.059	.061
----- Columnna 3, nivel 5 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	3.375	2.653	2.153	5.269			
L1	.076	.549	.223	.014			
L2	.440	.034	.169	.613			
S	3.517	2.287	2.073	1.224			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	4.110	.000	4.110	7.929	3.632	.025	.022
2	4.794	.000	4.794	9.007	3.534	.029	.025
3	4.811	.000	4.811	9.032	3.936	.029	.025
4	2.878	4.053	6.967	7.264	5.449	.023	.037
5	3.364	4.053	7.456	8.031	5.380	.025	.039
6	3.376	4.053	7.468	8.049	5.665	.026	.040
7	2.878	4.053	6.957	3.837	-.356	.012	.037
8	3.364	4.053	7.449	4.604	-.425	.015	.039
9	3.376	4.053	7.461	4.622	-.139	.015	.039
10	2.456	4.140	6.628	6.493	4.902	.021	.035
11	2.456	4.140	6.618	2.992	-1.027	.009	.035
----- Columnna 3, nivel 4 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	2.162	2.315	1.599	11.284			
L1	.544	.055	.214	1.288			
L2	.085	.567	.233	.641			
S	2.293	2.278	1.624	2.718			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	3.387	.000	3.387	19.244	2.784	.061	.018
2	3.648	.000	3.648	18.079	2.818	.057	.019
3	3.632	.000	3.632	20.398	3.203	.065	.019
4	2.380	2.528	4.981	17.302	4.226	.055	.026
5	2.564	2.528	5.160	16.473	4.251	.052	.027
6	2.553	2.528	5.156	18.122	4.525	.058	.027
7	2.380	2.528	4.966	9.692	-.321	.031	.026
8	2.564	2.528	5.145	8.863	-.296	.028	.027
9	2.553	2.528	5.144	10.512	-.022	.033	.027
10	1.652	2.582	4.294	14.042	3.761	.045	.023
11	1.652	2.582	4.272	6.269	-.883	.020	.023

----- Columnna 3, nivel 3 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	2.359	2.323	1.672	17.263			
L1	.050	.534	.209	1.311			
L2	.556	.070	.224	1.926			
S	2.463	2.635	1.801	4.247			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	3.581	.000	3.581	28.254	2.884	.090	.019
2	3.666	.000	3.666	29.361	2.911	.093	.019
3	3.644	.000	3.644	31.720	3.286	.101	.019
4	2.516	2.933	5.573	25.750	4.544	.082	.029
5	2.576	2.933	5.638	26.537	4.563	.084	.030
6	2.560	2.933	5.629	28.215	4.830	.090	.030
7	2.516	2.933	5.546	13.858	-.498	.044	.029
8	2.576	2.933	5.612	14.645	-.480	.046	.030
9	2.560	2.933	5.608	16.323	-.212	.052	.030
10	1.671	2.995	4.773	21.610	4.080	.069	.025
11	1.671	2.995	4.734	9.464	-1.071	.030	.025
----- Columnna 3, nivel 2 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	2.450	2.736	1.852	23.270			
L1	.579	.162	.265	2.591			
L2	.066	.555	.222	1.958			
S	1.887	2.683	1.627	5.665			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	3.741	.000	3.741	39.569	3.255	.126	.020
2	4.149	.000	4.149	38.430	3.177	.122	.022
3	4.299	.000	4.299	43.094	3.654	.137	.023
4	2.629	3.073	5.891	35.681	4.562	.113	.031
5	2.914	3.073	6.167	34.871	4.506	.111	.033
6	3.021	3.073	6.290	38.188	4.845	.121	.033
7	2.629	3.073	5.848	19.819	.006	.063	.031
8	2.914	3.073	6.127	19.009	-.049	.060	.032
9	3.021	3.073	6.259	22.326	.290	.071	.033
10	1.962	3.139	5.252	29.044	3.994	.092	.028
11	1.962	3.139	5.196	12.842	-.660	.041	.027
----- Columnna 3, nivel 1 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	1.781	.855	.824	29.358			
L1	-.116	-.058	-.054	2.600			
L2	.584	.282	.270	3.248			
S	.674	2.850	1.097	6.681			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.122	.000	2.122	48.717	1.138	.155	.011
2	3.207	.000	3.207	49.884	1.723	.158	.017
3	3.027	.000	3.027	54.563	1.625	.173	.016
4	1.483	3.990	5.652	43.507	2.331	.138	.030
5	2.255	3.990	6.423	44.337	2.747	.141	.034
6	2.127	3.990	6.310	47.664	2.677	.151	.033
7	1.483	3.990	5.587	24.800	-.740	.079	.030
8	2.255	3.990	6.368	25.630	-.325	.081	.034
9	2.127	3.990	6.256	28.957	-.394	.092	.033
10	1.381	4.075	5.600	35.976	2.310	.114	.030
11	1.381	4.075	5.530	16.869	-.827	.054	.029

Pórtico eje 2, 3
 5 pisos 1 3.2 2 a 5 2.80
 2 vanos 6.7 6.7
 niveles 1 a 5
 vigas 1 2 .25 .60
 columnas 1 a 3 .25 .60

cargas
 Nivel(es) 1 a 4
 Viga(s) 1 2 w 3.060 0.900
 Nivel(es) 5
 Viga(s) 1 2 w 2.250 0.450

análisis

----- Viga 1, nivel 5 (.25 x .60) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-5.737	-1.091	-.210	-2.456	6.706	1.420	-.030	.763
3.35	4.251	1.148	-.302	-.127	-.157	.048	-.030	.763
6.40	-6.692	-.800	-.394	2.201	-7.019	-1.325	-.030	.763
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.30	.000	-11.127	12.615	.000	5.74	.00	27.0	
.91	.988	-5.642	10.062	.000	3.77	.65	27.0	
1.52	3.336	-1.642	7.509	.000	1.08	2.21	27.0	
2.13	5.509	.000	4.957	.000	.00	3.68	27.0	
2.74	7.754	.000	2.758	.000	.00	4.50	30.0	
3.35	8.442	.000	.965	-1.272	.00	4.50	30.0	
3.96	7.572	.000	.000	-3.003	.00	4.50	30.0	
4.57	5.145	.000	.000	-5.309	.00	3.43	27.0	
5.18	2.600	-2.028	.000	-7.862	1.33	1.71	27.0	
5.79	.000	-5.977	.000	-10.415	4.00	.00	27.0	
6.40	.000	-12.187	.000	-12.968	6.32	.00	27.0	

----- Viga 2, nivel 5 (.25 x .60) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-6.692	-.394	-.800	-2.201	7.019	.030	1.325	.763
3.35	4.251	-.302	1.148	.128	.157	.030	-.048	.763
6.40	-5.737	-.210	-1.091	2.456	-6.706	.030	-1.420	.763
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.30	.000	-12.187	12.968	.000	6.32	.00	27.0	
.91	.000	-5.977	10.415	.000	4.00	.00	27.0	
1.52	2.600	-2.028	7.862	.000	1.33	1.71	27.0	
2.13	5.145	.000	5.309	.000	.00	3.43	27.0	
2.74	7.572	.000	3.003	.000	.00	4.50	30.0	
3.35	8.442	.000	1.272	-.965	.00	4.50	30.0	
3.96	7.572	.000	.000	-2.758	.00	4.50	30.0	
4.57	5.509	.000	.000	-4.957	.00	3.68	27.0	
5.18	3.336	-1.642	.000	-7.509	1.08	2.21	27.0	
5.79	.988	-5.642	.000	-10.062	3.77	.65	27.0	
6.40	.000	-11.127	.000	-12.615	5.74	.00	27.0	

----- Viga 1, nivel 4 (.25 x .60) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-9.353	-.133	-2.525	-3.414	9.446	-.072	2.823	1.093
3.35	5.224	-.352	1.900	-.080	.113	-.072	.078	1.093
6.40	-8.664	-.571	-2.048	3.253	-9.220	-.072	-2.667	1.093
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.30	.000	-18.813	19.251	.000	10.11	.00	17.5	
.91	.184	-9.682	15.463	.000	4.96	.12	27.0	
1.52	3.121	-3.307	11.674	.000	2.19	2.06	27.0	
2.13	6.381	.000	7.886	.000	.00	4.28	27.0	
2.74	9.911	.000	4.411	.000	.00	5.08	27.0	
3.35	11.256	.000	1.749	-1.504	.00	5.81	30.0	
3.96	10.289	.000	.000	-4.066	.00	5.28	30.0	
4.57	7.012	.000	.000	-7.395	.00	4.50	27.0	
5.18	3.695	-2.984	.000	-11.184	1.97	2.45	27.0	
5.79	.450	-8.839	.000	-14.972	4.51	.29	27.0	
6.40	.000	-17.711	.000	-18.760	9.46	.00	18.4	

----- Vigas 2, nivel 4 (.25 x .60) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-8.664	-2.048	-.571	-3.253	9.220	2.667	.072	1.093
3.35	5.224	1.900	-.352	.081	-.113	-.078	.072	1.093
6.40	-9.353	-2.525	-.133	3.414	-9.446	-2.823	.072	1.093

Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes Refuerzo (ACI 318-83)

x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3
.30	.000	-17.711	18.760	.000	9.46	.00	18.4
.91	.450	-8.839	14.972	.000	4.51	.29	27.0
1.52	3.696	-2.984	11.184	.000	1.97	2.45	27.0
2.13	7.012	.000	7.395	.000	.00	4.50	27.0
2.74	10.289	.000	4.066	.000	.00	5.28	30.0
3.35	11.256	.000	1.504	-1.749	.00	5.81	30.0
3.96	9.911	.000	.000	-4.412	.00	5.08	27.0
4.57	6.381	.000	.000	-7.886	.00	4.28	27.0
5.18	3.121	-3.307	.000	-11.674	2.19	2.06	27.0
5.79	.184	-9.682	.000	-15.463	4.96	.12	27.0
6.40	.000	-18.813	.000	-19.251	10.11	.00	17.5

----- Vigas 1, nivel 3 (.25 x .60) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-8.920	-2.484	-.123	-3.523	9.319	2.812	-.078	1.124
3.35	5.268	1.907	-.362	-.095	-.014	.067	-.078	1.124
6.40	-9.009	-2.074	-.601	3.333	-9.347	-2.678	-.078	1.124

Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes Refuerzo (ACI 318-83)

x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3
.30	.000	-18.072	19.040	.000	9.67	.00	17.8
.91	.633	-9.384	15.252	.000	4.80	.41	27.0
1.52	3.547	-3.112	11.464	.000	2.06	2.35	27.0
2.13	6.691	.000	7.675	.000	.00	4.49	27.0
2.74	10.120	.000	4.307	.000	.00	5.19	30.0
3.35	11.336	.000	1.644	-1.689	.00	5.85	30.0
3.96	10.241	.000	.000	-4.266	.00	5.26	30.0
4.57	6.835	.000	.000	-7.618	.00	4.50	27.0
5.18	3.540	-3.269	.000	-11.406	2.16	2.34	27.0
5.79	.297	-9.262	.000	-15.194	4.73	.19	27.0
6.40	.000	-18.327	.000	-18.982	9.82	.00	17.9

----- Vigas 2, nivel 3 (.25 x .60) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-9.009	-.601	-2.074	-3.333	9.347	.078	2.678	1.124
3.35	5.268	-.362	1.907	.095	.014	.078	-.067	1.124
6.40	-8.920	-.123	-2.484	3.523	-9.319	.078	-2.812	1.124

Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes Refuerzo (ACI 318-83)

x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3
.30	.000	-18.327	18.982	.000	9.82	.00	17.9
.91	.297	-9.262	15.194	.000	4.73	.19	27.0
1.52	3.540	-3.269	11.406	.000	2.16	2.34	27.0
2.13	6.835	.000	7.618	.000	.00	4.50	27.0
2.74	10.241	.000	4.266	.000	.00	5.26	30.0
3.35	11.336	.000	1.689	-1.644	.00	5.85	30.0
3.96	10.120	.000	.000	-4.307	.00	5.19	30.0
4.57	6.691	.000	.000	-7.675	.00	4.49	27.0
5.18	3.547	-3.112	.000	-11.464	2.06	2.35	27.0
5.79	.633	-9.384	.000	-15.252	4.80	.41	27.0
6.40	.000	-18.072	.000	-19.040	9.67	.00	17.8

----- Vigas 1, nivel 2 (.25 x .60) -----

x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-8.739	-.085	-2.464	-3.339	9.244	-.090	2.801	1.066
3.35	5.222	-.359	1.894	-.088	-.089	-.090	.056	1.066
6.40	-9.284	-.632	-2.120	3.163	-9.422	-.090	-2.689	1.066

Envoltentes de Momentos y Fuerzas Cortantes Refuerzo (ACI 318-83)

x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3
.30	.000	-17.697	18.908	.000	9.45	.00	18.1
.91	.543	-8.978	15.120	.000	4.58	.35	27.0
1.52	3.492	-2.829	11.332	.000	1.87	2.31	27.0
2.13	6.660	.000	7.544	.000	.00	4.47	27.0
2.74	10.106	.000	4.133	.000	.00	5.19	30.0
3.35	11.241	.000	1.471	-1.701	.00	5.80	30.0
3.96	10.066	.000	.000	-4.291	.00	5.16	30.0
4.57	6.580	.000	.000	-7.770	.00	4.42	27.0
5.18	3.166	-3.346	.000	-11.558	2.21	2.09	27.0
5.79	.000	-9.396	.000	-15.346	4.80	.00	27.0
6.40	.000	-18.879	.000	-19.134	10.15	.00	17.7

----- Vega 2, nivel 2 (.25 x .60) -----								
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-9.284	-2.120	-.632	-3.163	9.422	2.689	.090	1.066
3.35	5.222	1.894	-.359	.088	.089	-.056	.090	1.066
6.40	-8.739	-2.464	-.085	3.339	-9.244	-2.801	.090	1.066
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.30	.000	-18.879	19.134	.000	10.15	.00	17.7	
.91	.000	-9.396	15.346	.000	4.80	.00	27.0	
1.52	3.166	-3.346	11.558	.000	2.21	2.09	27.0	
2.13	6.580	.000	7.770	.000	.00	4.42	27.0	
2.74	10.066	.000	4.291	.000	.00	5.16	30.0	
3.35	11.241	.000	1.701	-1.471	.00	5.80	30.0	
3.96	10.106	.000	.000	-4.133	.00	5.19	30.0	
4.57	6.660	.000	.000	-7.544	.00	4.47	27.0	
5.18	3.492	-2.829	.000	-11.332	1.87	2.31	27.0	
5.79	.543	-8.978	.000	-15.120	4.58	.35	27.0	
6.40	.000	-17.697	.000	-18.908	9.45	.00	18.1	
----- Vega 1, nivel 1 (.25 x .60) -----								
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-7.760	-2.314	.041	-2.543	8.958	2.740	-.109	.808
3.35	5.327	1.857	-.291	-.078	-.375	-.005	-.109	.808
6.40	-10.051	-2.343	-.623	2.386	-9.708	-2.750	-.109	.808
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.30	.000	-15.807	18.369	.000	8.35	.00	19.1	
.91	.353	-6.948	14.581	.000	4.50	.23	27.0	
1.52	3.574	-1.425	10.793	.000	.93	2.37	27.0	
2.13	7.410	.000	7.004	.000	.00	4.50	27.0	
2.74	10.527	.000	3.394	.000	.00	5.41	30.0	
3.35	11.334	.000	.818	-1.671	.00	5.85	30.0	
3.96	9.830	.000	.000	-4.556	.00	5.04	27.0	
4.57	6.015	.000	.000	-8.344	.00	4.03	27.0	
5.18	1.889	-3.096	.000	-12.132	2.04	1.24	27.0	
5.79	.000	-9.549	.000	-15.920	4.89	.00	25.7	
6.40	.000	-20.416	.000	-19.708	11.07	.00	16.8	
----- Vega 2, nivel 1 (.25 x .60) -----								
x	Diagramas de Momentos Flectores				Diagramas de Fuerzas Cortantes			
	Md	M1	M2	Ms	Vd	V1	V2	Vs
.30	-10.051	-.623	-2.343	-2.386	9.708	.109	2.750	.808
3.35	5.327	-.291	1.857	.079	.375	.109	.005	.808
6.40	-7.760	.041	-2.314	2.543	-8.958	.109	-2.740	.808
Envolventes de Momentos y Fuerzas Cortantes					Refuerzo (ACI 318-83)			
x	M máx	M mín	V m x	V mín	As sup	As inf	S e#3	
.30	.000	-20.416	19.708	.000	11.07	.00	16.8	
.91	.000	-9.549	15.920	.000	4.89	.00	25.7	
1.52	1.889	-3.096	12.132	.000	2.04	1.24	27.0	
2.13	6.015	.000	8.344	.000	.00	4.03	27.0	
2.74	9.830	.000	4.556	.000	.00	5.04	27.0	
3.35	11.334	.000	1.671	-.818	.00	5.85	30.0	
3.96	10.527	.000	.000	-3.394	.00	5.41	30.0	
4.57	7.410	.000	.000	-7.004	.00	4.50	27.0	
5.18	3.574	-1.425	.000	-10.793	.93	2.37	27.0	
5.79	.353	-6.948	.000	-14.581	4.50	.23	27.0	
6.40	.000	-15.807	.000	-18.369	8.35	.00	19.1	

----- Columna 1, nivel 5 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-7.749	-6.518	-5.095	8.389			
L1	-1.517	-.011	-.546	1.555			
L2	-.201	-1.726	-.688	-.030			
S	2.340	1.530	1.382	.662			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	11.766	.000	11.766	15.383	-8.625	.049	.062
2	10.219	.000	10.219	12.529	-8.882	.040	.054
3	11.756	.000	11.756	15.328	-9.864	.049	.062
4	8.263	2.696	11.011	11.726	-4.114	.037	.058
5	7.184	2.696	9.923	9.697	-4.296	.031	.053
6	8.256	2.696	11.004	11.688	-4.995	.037	.058
7	8.263	2.696	10.994	9.872	-7.983	.031	.058
8	7.184	2.696	9.909	7.843	-8.166	.025	.052
9	8.256	2.696	10.987	9.833	-8.864	.031	.058
10	5.598	2.753	8.390	8.497	-2.610	.027	.044
11	5.598	2.753	8.377	6.603	-6.562	.021	.044
----- Columna 1, nivel 4 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-5.669	-5.862	-4.118	19.761			
L1	-.100	-1.674	-.634	1.483			
L2	-1.646	-.062	-.610	3.063			
S	1.782	1.664	1.221	1.610			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	9.611	.000	9.611	32.311	-7.318	.103	.051
2	9.283	.000	9.283	35.155	-7.275	.112	.049
3	9.393	.000	9.393	37.825	-8.415	.120	.050
4	6.758	1.982	8.854	24.901	-3.426	.079	.047
5	6.528	1.982	8.635	26.924	-3.395	.085	.046
6	6.602	1.982	8.719	28.822	-4.206	.091	.046
7	6.758	1.982	8.812	20.393	-6.844	.065	.047
8	6.528	1.982	8.590	22.416	-6.814	.071	.045
9	6.602	1.982	8.672	24.314	-7.625	.077	.046
10	4.164	2.024	6.282	20.087	-1.960	.064	.033
11	4.164	2.024	6.249	15.482	-5.452	.049	.033
----- Columna 1, nivel 3 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-5.854	-5.651	-4.109	31.005			
L1	-1.653	-.046	-.607	4.565			
L2	-.037	-1.599	-.584	2.985			
S	1.809	2.003	1.336	2.575			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	9.580	.000	9.580	54.726	-7.256	.174	.051
2	9.189	.000	9.189	51.881	-7.215	.165	.049
3	9.332	.000	9.332	60.098	-8.308	.191	.049
4	6.735	2.243	9.207	42.004	-3.221	.133	.049
5	6.461	2.243	8.921	39.981	-3.192	.127	.047
6	6.559	2.243	9.054	45.825	-3.969	.145	.048
7	6.735	2.243	9.121	34.794	-6.962	.110	.048
8	6.461	2.243	8.838	32.771	-6.933	.104	.047
9	6.559	2.243	8.963	38.615	-7.710	.123	.047
10	4.159	2.291	6.622	31.587	-1.787	.100	.035
11	4.159	2.291	6.557	24.223	-5.608	.077	.035
----- Columna 1, nivel 2 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-5.861	-6.321	-4.351	42.175			
L1	-.012	-1.573	-.566	4.476			
L2	-1.706	-.279	-.709	6.056			
S	1.327	2.138	1.231	3.478			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	12.314	.000	12.314	71.319	-7.545	.226	.065
2	9.984	.000	9.984	74.164	-7.802	.235	.053
3	12.816	.000	12.816	82.220	-8.822	.261	.068
4	8.651	2.993	12.180	54.882	-3.570	.174	.064
5	6.994	2.993	10.547	56.905	-3.752	.181	.056
6	9.009	2.993	12.629	62.634	-4.477	.199	.067
7	8.651	2.993	11.970	45.144	-7.016	.143	.063
8	6.994	2.993	10.352	47.166	-7.199	.150	.055
9	9.009	2.993	12.386	52.895	-7.924	.168	.066
10	5.689	3.057	9.158	42.931	-2.155	.136	.048
11	5.689	3.057	8.995	32.984	-5.676	.105	.048

----- Columnna 1, nivel 1 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	-4.127	-1.904	-1.885	53.203			
L1	-1.563	-.619	-.682	7.486			
L2	.353	.061	.129	5.947			
S	.391	2.677	.949	4.137			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	7.787	.000	7.787	93.279	-4.054	.296	.041
2	4.776	.000	4.776	90.509	-2.594	.287	.025
3	7.221	.000	7.221	103.984	-3.822	.330	.038
4	5.478	3.748	9.585	71.237	-1.523	.226	.051
5	3.337	3.748	7.500	69.267	-.485	.220	.040
6	5.076	3.748	9.240	78.849	-1.358	.250	.049
7	5.478	3.748	9.498	59.653	-4.180	.189	.050
8	3.337	3.748	7.362	57.683	-3.142	.183	.039
9	5.076	3.748	9.134	67.265	-4.015	.214	.048
10	3.205	3.828	7.355	53.798	-.339	.171	.039
11	3.205	3.828	7.225	41.966	-3.053	.133	.038
----- Columnna 2, nivel 5 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.000	.000	.000	16.396			
L1	.795	-1.194	-.143	1.490			
L2	-.795	1.194	.143	1.490			
S	4.194	3.087	2.600	.000			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.072	.000	2.072	27.276	-.257	.087	.011
2	2.072	.000	2.072	27.276	.257	.087	.011
3	.989	.000	.994	29.958	.000	.095	.005
4	1.473	4.780	6.298	19.123	3.458	.061	.033
5	1.473	4.780	6.298	19.123	3.822	.061	.033
6	.694	4.780	5.523	21.030	3.640	.067	.029
7	1.473	4.780	6.298	19.123	-3.822	.061	.033
8	1.473	4.780	6.298	19.123	-3.458	.061	.033
9	.694	4.780	5.526	21.030	-3.640	.067	.029
10	.487	4.882	5.406	14.757	3.718	.047	.029
11	.487	4.882	5.406	14.757	-3.718	.047	.029
----- Columnna 2, nivel 4 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.000	.000	.000	37.680			
L1	-1.061	1.128	.024	4.499			
L2	1.061	-1.128	-.024	4.499			
S	3.168	3.135	2.245	.000			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	2.132	.000	2.156	64.618	.043	.205	.011
2	2.132	.000	2.156	64.618	-.043	.205	.011
3	2.400	.000	2.430	72.716	.000	.231	.013
4	1.496	3.492	5.100	45.323	3.173	.144	.027
5	1.496	3.492	5.100	45.323	3.113	.144	.027
6	1.686	3.492	5.307	51.081	3.143	.162	.028
7	1.496	3.492	5.100	45.323	-3.113	.144	.027
8	1.496	3.492	5.100	45.323	-3.173	.144	.027
9	1.686	3.492	5.292	51.081	-3.143	.162	.028
10	1.119	3.567	4.769	33.912	3.210	.108	.025
11	1.119	3.567	4.769	33.912	-3.210	.108	.025
----- Columnna 2, nivel 3 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.000	.000	.000	59.219			
L1	1.125	-1.061	.023	7.525			
L2	-1.125	1.061	-.023	7.525			
S	3.286	3.463	2.399	.000			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	3.378	.000	3.438	102.374	.041	.325	.018
2	3.378	.000	3.438	102.374	-.041	.325	.018
3	3.825	.000	3.902	115.918	.000	.368	.021
4	2.370	3.841	6.418	71.812	3.388	.228	.034
5	2.370	3.841	6.418	71.812	3.330	.228	.034
6	2.688	3.841	6.769	81.444	3.359	.259	.036
7	2.370	3.841	6.418	71.812	-3.330	.228	.034
8	2.370	3.841	6.418	71.812	-3.388	.228	.034
9	2.688	3.841	6.732	81.444	-3.359	.259	.036
10	1.759	3.923	5.815	53.297	3.431	.169	.031
11	1.759	3.923	5.815	53.297	-3.431	.169	.031

----- Columna 2, nivel 2 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.000	.000	.000	80.908			
L1	-1.206	.807	-.143	10.573			
L2	1.206	-.807	.143	10.573			
S	2.702	3.464	2.200	.000			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	4.633	.000	4.746	140.393	-.257	.446	.025
2	4.633	.000	4.746	140.393	.257	.446	.025
3	5.261	.000	5.261	159.425	.000	.506	.028
4	3.250	3.926	7.479	98.487	2.897	.313	.040
5	3.250	3.926	7.479	98.487	3.263	.313	.040
6	3.697	3.926	7.907	112.020	3.080	.356	.042
7	3.250	3.926	7.479	98.487	-3.263	.313	.040
8	3.250	3.926	7.479	98.487	-2.897	.313	.040
9	3.697	3.926	7.907	112.020	-3.080	.356	.042
10	2.403	4.010	6.597	72.817	3.146	.231	.035
11	2.403	4.010	6.597	72.817	-3.146	.231	.035
----- Columna 2, nivel 1 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	.000	.000	.000	103.313			
L1	1.706	.890	.811	13.702			
L2	-1.706	-.890	-.811	13.702			
S	1.155	3.043	1.310	.000			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	5.928	.000	5.928	179.632	1.460	.570	.031
2	5.928	.000	5.928	179.632	-1.460	.570	.031
3	6.742	.000	7.173	204.296	.000	.649	.038
4	4.159	4.260	8.746	126.017	2.872	.400	.046
5	4.159	4.260	8.746	126.017	.796	.400	.046
6	4.737	4.260	9.374	143.555	1.834	.456	.050
7	4.159	4.260	8.746	126.017	-.796	.400	.046
8	4.159	4.260	8.746	126.017	-2.872	.400	.046
9	4.737	4.260	9.583	143.555	-1.834	.456	.051
10	3.068	4.351	7.661	92.982	1.873	.295	.041
11	3.068	4.351	7.661	92.982	-1.873	.295	.041
----- Columna 3, nivel 5 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	7.749	6.518	5.095	8.389			
L1	.201	1.726	.688	-.030			
L2	1.517	.011	.546	1.555			
S	2.340	1.530	1.382	.662			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	10.219	.000	10.219	12.529	8.882	.040	.054
2	11.766	.000	11.766	15.383	8.625	.049	.062
3	11.756	.000	11.756	15.328	9.864	.049	.062
4	7.184	2.696	9.917	9.697	8.166	.031	.052
5	8.263	2.696	11.000	11.726	7.983	.037	.058
6	8.256	2.696	10.993	11.688	8.864	.037	.058
7	7.184	2.696	9.915	7.843	4.296	.025	.052
8	8.263	2.696	11.003	9.872	4.114	.031	.058
9	8.256	2.696	10.996	9.833	4.995	.031	.058
10	5.598	2.753	8.384	8.497	6.562	.027	.044
11	5.598	2.753	8.382	6.603	2.610	.021	.044
----- Columna 3, nivel 4 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	5.669	5.862	4.118	19.761			
L1	1.646	.062	.610	3.063			
L2	.100	1.674	.634	1.483			
S	1.782	1.664	1.221	1.610			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	9.283	.000	9.283	35.155	7.275	.112	.049
2	9.611	.000	9.611	32.311	7.318	.103	.051
3	9.393	.000	9.393	37.825	8.415	.120	.050
4	6.528	1.982	8.606	26.924	6.814	.085	.046
5	6.758	1.982	8.829	24.901	6.844	.079	.047
6	6.602	1.982	8.689	28.822	7.625	.091	.046
7	6.528	1.982	8.613	22.416	3.395	.071	.046
8	6.758	1.982	8.832	20.393	3.426	.065	.047
9	6.602	1.982	8.697	24.314	4.206	.077	.046
10	4.164	2.024	6.267	20.087	5.452	.064	.033
11	4.164	2.024	6.260	15.482	1.960	.049	.033

----- Columna 3, nivel 3 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	5.854	5.651	4.109	31.005			
L1	.037	1.599	.584	2.985			
L2	1.653	.046	.607	4.565			
S	1.809	2.003	1.336	2.575			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	9.189	.000	9.189	51.881	7.215	.165	.049
2	9.580	.000	9.580	54.726	7.256	.174	.051
3	9.332	.000	9.332	60.098	8.308	.191	.049
4	6.461	2.243	8.869	39.981	6.933	.127	.047
5	6.735	2.243	9.153	42.004	6.962	.133	.048
6	6.559	2.243	8.995	45.825	7.710	.145	.048
7	6.461	2.243	8.879	32.771	3.192	.104	.047
8	6.735	2.243	9.165	34.794	3.221	.110	.048
9	6.559	2.243	9.011	38.615	3.969	.123	.048
10	4.159	2.291	6.591	31.587	5.608	.100	.035
11	4.159	2.291	6.580	24.223	1.787	.077	.035
----- Columna 3, nivel 2 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	5.861	6.321	4.351	42.175			
L1	1.706	.279	.709	6.056			
L2	.012	1.573	.566	4.476			
S	1.327	2.138	1.231	3.478			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	9.522	.000	9.522	74.164	7.802	.235	.050
2	10.050	.000	10.050	71.319	7.545	.226	.053
3	10.170	.000	10.170	82.220	8.822	.261	.054
4	6.695	2.476	9.449	56.905	7.199	.181	.050
5	7.063	2.476	9.788	54.882	7.016	.174	.052
6	7.148	2.476	9.911	62.634	7.924	.199	.052
7	6.695	2.476	9.447	47.166	3.752	.150	.050
8	7.063	2.476	9.804	45.144	3.570	.143	.052
9	7.148	2.476	9.941	52.895	4.477	.168	.053
10	4.514	2.529	7.250	42.931	5.676	.136	.038
11	4.514	2.529	7.236	32.984	2.155	.105	.038
----- Columna 3, nivel 1 (.25 x .60) -----							
	Mt	Mb	V	P			
D	4.127	1.904	1.885	53.203			
L1	-.353	-.061	-.129	5.947			
L2	1.563	.619	.682	7.486			
S	.391	2.677	.949	4.137			
i	M2b	M2s	Mu	Pu	Vu	ku	ku*e/t
1	4.776	.000	4.776	90.509	2.594	.287	.025
2	7.787	.000	7.787	93.279	4.054	.296	.041
3	7.221	.000	7.221	103.984	3.822	.330	.038
4	3.337	3.748	7.423	69.267	3.142	.220	.039
5	5.478	3.748	9.555	71.237	4.180	.226	.051
6	5.076	3.748	9.193	78.849	4.015	.250	.049
7	3.337	3.748	7.425	57.683	.485	.183	.039
8	5.478	3.748	9.522	59.653	1.523	.189	.050
9	5.076	3.748	9.173	67.265	1.358	.214	.049
10	3.205	3.828	7.283	53.798	3.053	.171	.039
11	3.205	3.828	7.280	41.966	.339	.133	.039

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

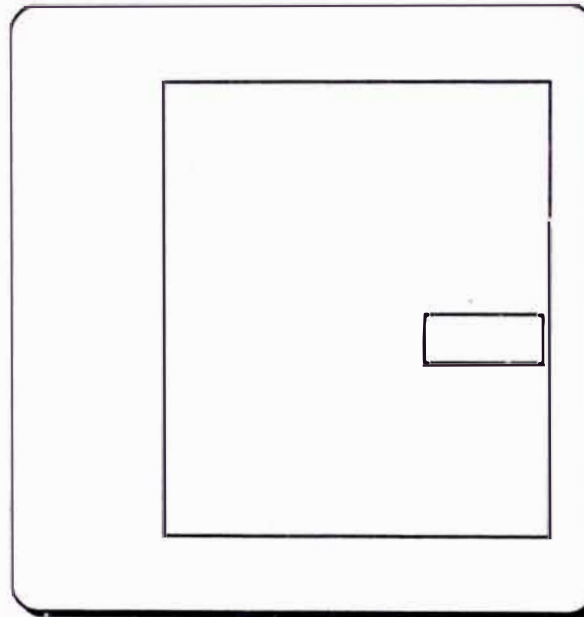
HSF 1995

Coordenadas de los Vértices		
	x	y
1	0	0
2	13.75	0
3	13.75	14
4	0	14
5	0	0
6		
7	9.3	5.35
8	9.3	6.85
9	13.5	6.85
10	13.5	5.35
11	9.3	5.35
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)		
R	x	y

A = 186.200

Ejes Originales
$y_{max} = 14.000$
$y_{min} = 0.000$
$I_x = 1.2341E+04$
$I_y = 1.1304E+04$
$I_{xy} = 8.8260E+03$
$J = 2.0129E+04$



Ejes Baricéntricos
$x = 6.722$
$y = 7.030$
$I_x = 3.1377E+03$
$I_y = 2.8903E+03$
$I_{xy} = 2.6525E+01$
$J = 6.0280E+03$
$i = 5.690$
$S_{top} = 4.5020E+02$
$S_{bot} = 4.4630E+02$

Ejes Principales
$\phi = -6.05$
$I_x = 3.1405E+03$
$I_y = 2.8874E+03$

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
 Cada bloque correspondiente a un perímetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

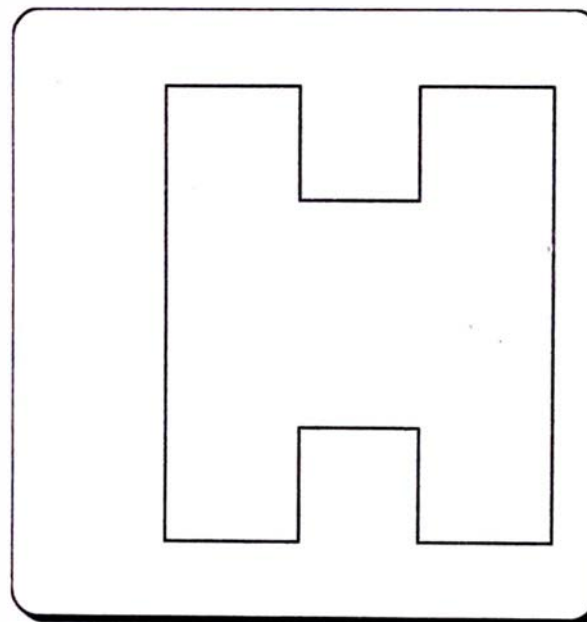
HSF 1995

Coordenadas de los Vértices		
	x	y
1	0	0
2	4.75	0
3	4.75	3.5
4	9	3.5
5	9	0
6	13.75	0
7	13.75	14
8	9	14
9	9	10.5
10	4.75	10.5
11	4.75	14
12	0	14
13	0	0
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)		
R	x	y

A = 162.750

Ejes Originales
 $y_{max} = 14.000$
 $y_{min} = 0.000$
 $I_x = 1.0269E+04$
 $I_y = 1.0681E+04$
 $I_{xy} = 7.8323E+03$
 $J = 1.8513E+04$



Ejes Baricéntricos
 $x = 6.875$
 $y = 7.000$
 $I_x = 2.2938E+03$
 $I_y = 2.9881E+03$
 $I_{xy} = 0.0000E+00$
 $J = 5.2819E+03$
 $i = 5.697$
 $S_{top} = 3.2769E+02$
 $S_{bot} = 3.2769E+02$

Ejes Principales
 $\phi = 90.00$
 $I_x = 2.9881E+03$
 $I_y = 2.2938E+03$

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
 Cada bloque correspondiente a un perímetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco

Propiedades de un Área Definida por las Coordenadas de sus Vértices

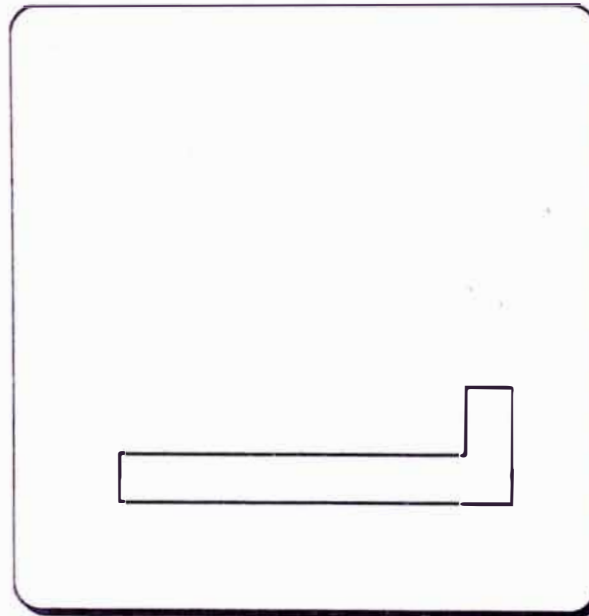
HSF 1995

Coordenadas de los Vértices		
	x	y
1	0	0
2	2.1	0
3	2.1	0.6
4	1.85	0.6
5	1.85	0.25
6	0	0.25
7	0	0
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		

Círculos: agregar (R+) o descontar (R-)		
R	x	y

A = 0.613

Ejes Originales
 $y_{max} = 0.600$
 $y_{min} = 0.000$
 $lx = 2.7635E-02$
 $ly = 1.1135E+00$
 $lxy = 1.4235E-01$
 $J = 1.2559E+00$



Ejes Baricéntricos
 $x = 1.182$
 $y = 0.168$
 $lx = 1.0378E-02$
 $ly = 2.5757E-01$
 $lxy = 2.0812E-02$
 $J = 2.6794E-01$
 $i = 0.661$
 $S_{top} = 2.4014E-02$
 $S_{bot} = 6.1824E-02$

Ejes Principales
 $\phi = -85.22$
 $lx = 2.5931E-01$
 $ly = 8.6375E-03$

Los vértices deben darse en sentido antihorario si el área es positiva y en sentido horario si es negativa
 Cada bloque correspondiente a un perímetro, exterior o interior, debe terminarse con una línea en blanco