

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ESTRUCTURACION DE UNA EDIFICACION  
MULTIFAMILIAR DE 07 NIVELES Y UN NIVEL DE SOTANO**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**GONZALO JOSE ARGOTE DE LOS RIOS**

**Lima- Perú**

**2006**

A mi madre,  
Que en todo momento me  
apoyó para acabar mis estudios

A mi hermano  
Que sin su apoyo no hubiera  
concluido el presente trabajo

Agradezco  
a todas las personas que  
con su apoyo y su buena voluntad  
lograron que termine el presente trabajo.

## RESUMEN

En el presente Informe de Suficiencia se expone el Análisis y Diseño Estructural de una estructura mixta conformada por pórticos y muros de corte; de siete niveles y un nivel de sótano, de acuerdo a los requerimientos del Reglamento Nacional de Construcciones (R.N.C.). Su uso será comercial en el primer nivel, de vivienda en los siguientes seis niveles superiores y con estacionamiento en el sótano.

En este trabajo se exponen los pasos seguidos; el pre-dimensionado de los elementos estructurales el metrado de cargas verticales; análisis y comparación de los métodos Estáticos y Dinámicos; diseños de los elementos más significativos, a partir de una mayoración de las cargas que permita cumplir con las condiciones de diseño estipuladas en la NTE 030 para asegurar condiciones de servicio.

Esto es; que se satisfagan las condiciones de cortante para las estructuras del presente proyecto. realizando así una simulación del comportamiento de la estructura propuesta frente a la eventualidad del sismo.

Con la participación del programa Etabs, el análisis de las cargas, sus combinaciones facturadas, cuyos respectivos máximos constituyen las envolventes de diseño se hacen más rápidos y seguros. Sin olvidar que, una de las mayores dificultades en la estructuración de edificios es precisamente limitar los desplazamientos laterales debido a las componentes horizontales de las fuerzas de sismo que deforman la estructura, generando en algunos casos, momentos torsionantes significativos.

Con el auxilio de los muros de corte, el manejo de sus dimensiones y la convenientemente ubicación de los mismos, podemos controlar estos desplazamientos para evitar la introducción de los efectos de torsión; es decir, con el criterio de Ingeniería manejamos las herramientas de cálculo y diseño que garantizan la seguridad de la edificación.

## INDICE

<b>RESUMEN.....</b>	<b>01</b>
<b>INDICE.....</b>	<b>02</b>
<b>CAPITULO I GENERALIDADES</b>	
1.1 OBJETIVOS .....	04
1.2 DESCRIPCION DEL PROYECTO .....	05
1.2.1 Descripción del Proyecto Arquitectónico.....	05
1.2.2 Descripción del Proyecto Estructural.. .....	07
<b>CAPITULO II PREDIMENSIONAMIENTO</b>	
2.1 CRITERIOS DE DISEÑO.....	10
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO BASICO.....	11
2.3 CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS.....	15
<b>CAPITULO III ANALISIS SISMICO</b>	
3.1 ANALISIS SISMICO.....	16
3.2 ANALISIS ESTATICO.....	17
3.2.1 Metrado de masas y estimación del peso de la edificación.....	18
3.2.2 Distribución de la fuerza sísmica y cortante en la altura. ....	19
3.3 ANALISIS DINAMICO.....	22
3.3.1 Espectro de respuesta de las aceleraciones.....	23
3.3.2 Modos de vibración.....	25
3.3.3 Factores de participación de masas. ....	29
3.3.4 Distorsiones de entrepiso.....	31
3.3.5 Cortantes en cada piso.....	32
3.3.6 Cortantes mayorados en cada piso.....	33
3.4 COMENTARIO DE LOS RESULTADOS.....	36

## **CAPITULO IV DISEÑO ESTRUCTURAL**

4.1	ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	37
4.2	COMBINACIONES DE CARGA.....	38
4.3	DISEÑO .....	40
4.3.1	Diseño de losas macizas.....	40
4.3.2	Diseño de losas aligeradas.....	41
4.3.3	Diseño de Escaleras.....	49
4.3.4	Diseño de Columna.....	51
4.3.5	Diseño de Vigas.....	58
4.3.6	Diseño de Cimentaciones .....	68
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>85</b>
	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>86</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>87</b>
	<b>ANEXOS</b>	
	<b>ANEXO N°01 Diseños elaborados por el programa ETABS.....</b>	<b>88</b>
	<b>ANEXO N°02 Planos de Arquitectura.....</b>	<b>114</b>
	<b>ANEXO N°03 Planos de Estructuras.....</b>	<b>125</b>

## CAPITULO I GENERALIDADES

### 1.1 OBJETIVOS

El objetivo del presente Informe de Suficiencia es lograr un Diseño Estructural que sustente la Arquitectura y satisfaga los requerimientos de las Normas Peruanas de Construcción; para lo cual El Criterio de Ingeniería basado en el conocimiento del Análisis Estructural, Concreto Armado é Ingeniería Antisísmica; permite elaborar el presente Estudio del comportamiento estructural del Proyecto de edificación.

Se trata de satisfacer los requerimientos de estructuración, dimensionar y diseñar una edificación en concreto armado y albañilería complementaria de 8 niveles, (7 pisos más 1 sótano); basado en una estructuración típica en planta para los 06 primeros niveles y los dos últimos siguen la misma plantilla pero parcialmente.

En el análisis, por razones de simplificación se ha asumido elementos equivalentes más simples, y no se tomo en cuenta otros elementos como tabiquerías, escaleras, tanques de agua elevados, etc. que se ha considerado sólo aportante de la carga. en el comportamiento general de la estructura.

Profundizando un poco más hacia nuestro interés, podemos comprobar la eficacia del programa ETABS como una herramienta para el cálculo y evaluación del comportamiento de la edificación durante las sollicitaciones sísmicas, en la etapa de diseño.

Como se generan muchos elementos en las edificaciones; se mostraran cuadros didácticos elaborados en hoja de cálculo que ayuden a visualizar el comportamiento estructural.

Esta herramienta permite comprobar si el comportamiento estructural de la estructuración propuesta para el proyecto de edificación, medida en sus desplazamientos parciales (relativos de entrepiso) y totales (absolutos) están dentro de los parámetros establecidos por la Norma Sismorresistente.



## 1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### 1.2.1 Descripción del Proyecto Arquitectónico

Se mostrará primero, las formas del proyecto, sobre las que se aplica con criterio, normas y métodos de diseño.

#### **Ubicación y entorno:**

La Urbanización cuenta con los servicios urbanos completos y terminados (alumbrado público, agua y desagüe y teléfono); grifo de agua de emergencia y vigilancia permanente. También otros servicios como centros religiosos, mini mercados de comestibles, centros escolares y de Educación Superior.

Dicha Urbanización se encuentra próxima al puente Alipio Ponce sobre la Carretera Panamericana Sur, km.12. y próxima a la Urbanización San Juan y a la Urbanización Amauta.

El Proyecto se desarrolla en un terreno producto de la unión de dos lotes ubicados en la Urbanización María Auxiliadora del Distrito de San Juan de Miraflores, uno de 153 m<sup>2</sup> (lote N<sup>o</sup>14) y otro de esquina con 198 m<sup>2</sup> (lote N<sup>o</sup>1).

El área del terreno es de 360 m<sup>2</sup>. de los cuales tiene 252.01 m<sup>2</sup> de área en planta para construcción, la altura de entre pisos es de 3.00 m., el número de pisos es de 7 + el sótano.

Se trata de un terreno de esquina, con dos frentes, uno de 18 m. con vista a una calle de 13m de sección de vía y el otro frente de 20 m. con vista a un parque de 3200 m<sup>2</sup>, este frente tiene 18.5m de sección de vía, con veredas de 3m y martillo de 6m, de manera que los carros pueden parquear ortogonalmente a la vereda. Los terrenos ubicados en sus otros dos linderos, ya están construidos. En el lindero de 18m. una edificación de tres niveles, que no ha respetado retiro, como la mayoría de las casas de esta acera; y, en el lindero de 20m. dos edificaciones de un nivel.

**Distribución:**

El nivel de sótano cuenta con cuatro cocheras dobles, con rampa de acceso y áreas comunes de reunión, además de la cisterna y bombas de impulsión de agua.

El primer nivel está destinado al comercio, con cuatro locales de 25 m<sup>2</sup> aprox. Cada uno, área de servicios higiénicos, energía eléctrica trifásica, cuatro líneas telefónicas, todos conectados a una gran sala de distribución de 44 m<sup>2</sup> aprox. accesible desde el frente al parque, y desde el otro frente se da acceso a los departamentos y sótano por las dos escaleras. Todos los niveles tienen 3.00m de altura de entrepisos, también el sótano.

Los niveles segundo, tercero y cuarto tienen idéntica distribución y están destinados a vivienda, uno por nivel; pudiendo a su vez subdividirse en dos con servicios completos independientes, uno con acceso a una escalera y un ascensor, y el otro sólo por la otra escalera.

El nivel quinto y sexto corresponden a un departamento dúplex, muy amplio y confortable. Con una escalera interior independiente

Por último, el séptimo nivel es para los servicios comunes, tales como área para tanques de agua, área para tanque de gas, área para tableros de control eléctrico y de comunicaciones (radio, telefonía y televisión).

Todos ellos se conectan por núcleos de dos escaleras y un ascensor, no cuenta con ductos centrales, sólo periféricos, los que habilitan una buena iluminación y ventilación.

## 1.2.2 Descripción del Proyecto Estructural

Para el presente estudio se consideró la condición de suelo arenoso con presencia de roca metamórfica, con una capacidad portante de 1.5 Kg. / cm<sup>2</sup>. luego, la cimentación se basa en zapatas aisladas y cimentaciones excéntricas. A nivel de sótano, la estructura de las placas es reforzada para resistir el empuje. La estructura del edificio es una composición de placas y pórticos; las placas se ubican en las esquinas de la edificación en ambas direcciones principales. Se han usado dos tipos de losas, las macizas de 20 cm. que en algunos casos pudo ser de 5 cm. Pero que por consideraciones arquitectónicas se uniformizó a 20 cm, y las aligeradas de 20 cm., Puede apreciarse el uso de losa maciza en la zona de acceso a las escaleras y ascensor, para lograr mejorar la unión entre las dos zonas del edificio determinada a partir del eje "E"; (de "A" hasta "E" son losas macizas, de "E" hasta "K" son losas aligeradas en una dirección). La combinación de las mismas obedece a criterios de economía y rigidez, pues la zona de escaleras y ascensor es conectada sólo en su extremo en un 17.5% de su perímetro al resto de la edificación; creando una pequeña sección de unión de losa como plano de debilidad, pues concentra los esfuerzos de dos masas diferentes con diferentes períodos y frecuencias. Como puede verse en el gráfico N° 01; que es la losa típica del 1er, 2do, 3er y 4to piso. Para el 5to, 6to y 7mo sólo continúa losa aligerada. Ver gráfico N° 02 de elevaciones y Anexo de Arquitectura.

Al tener placas de 20 cm. En ambas direcciones, se consideró vigas de 30 cm de ancho, centradas sobre su eje, sobrando 5 cm. a cada lado, con peraltes de 60 cm.. En ambas direcciones; esto para uniformizar y también vigas chatas cuando el diseño de arquitectura así lo demandaba. Además, también se consideró vigas de 40 cm. De ancho, apoyadas en las columnas principales de 40 x 60 con las que se conformaron los pórticos, con concreto f'c. de 245 para el sótano y 1er. piso y 210 kg/cm<sup>2</sup> para los demás, é fy de 4200 kg./cm<sup>2</sup> . Y viga invertida en el pasadizo aledaño a la sala comedor a fin de mejorar la perspectiva, señalada en el plano de arquitectura.

Sobre el quinto y sexto piso tenemos coberturas ligeras y complementarias de madera además de las estructurales de concreto macizo y aligerado.

## 2.2 PREDIMENSIONAMIENTO BASICO

### 2.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### LOSA ALIGERADA

La N.T.E.060 del Reglamento Nacional de Construcciones, establece para la condición de peralte mínimo que no verifica deflexiones de elementos en una dirección, con sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> y luces menores a 7.5 m. lo siguiente:

$$h \geq L/25 = 4.8/2.5 = 0.192 \dots 0.20 \text{ m} \quad \text{entonces ladrillo hueco } 15 \times 30 \times 30$$

#### VIGAS

Respecto a las vigas, la Norma establece un ancho mínimo de 25 cm; y un peralte de 1/10 ó 1/12 de la luz libre.

##### Vigas Principales:

$$h = \text{long.may.}/12 = 6.8/12 = 0.5666 \dots 0.6 \text{ m.}$$

$$b = \text{anchotrib.may.}/20 = 4.8/20 = 0.24 \dots 0.3 \quad \text{luego, viga } (0.3 \times 0.6) \text{ m}^2.$$

##### Vigas Secundarias:

$$h = \text{long.may.}/12 = 4.8/12 = 0.4 \dots 0.4 \text{ m.},$$

$$b = \text{anchotrib.may.}/20 = 4.8/20 = 0.24 \dots 0.3 \quad \text{luego, viga } (0.3 \times 0.4) \text{ m}^2.$$

#### COLUMNAS

Estos elementos se dimensionan considerando el momento flector y la carga axial simultáneamente, definiendo el de mayor exigencia.

$$\text{Esquina: } b * d = 1.5 * P_g / 0.2 / f'c \text{ ---- } 0.3 * d = 1.5 * P_g / 0.2 / 210$$

$$\text{Lateral: } b * d = 1.25 * P_g / 0.25 / f'c \text{ -- } 0.4 * d = 1.25 * P_g / 0.25 / 210$$

$$\text{Central: } b * d = 1.1 * P_g / 0.3 / f'c \text{ ---- } 0.4 * d = 1.1 * P_g / 0.3 / 210$$

A continuación, se predimensiona la columna que soporta más carga (por peso propio y carga tributaria), según se puede apreciar de los planos de plantas. Esta es, la ubicada entre los ejes H y 9, denominada columna 66.

Para lo cual se determina las áreas de concreto de sección de columna necesarias para atender las respectivas cargas aportantes y el peso propio en cada nivel; teniendo en cuenta que, de los pisos superiores al nivel de análisis se operan como una sumatoria de cargas puntuales en las columnas de los pisos inferiores.

## NIVEL 7

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	A(m <sup>2</sup> )	Nº veces	W (kg)	Peso (kg)
Losa	2.0	4.8	-	9.6	1	300	2880
	3.0	4.5	-	13.5	1	300	4050
Vigas Y	4.5	0.4	0.6	-	1	2400	2592
Vigas X	4.8	0.4	0.6	-	1	2400	2764.8
Columna	0.6	0.4	1.2	-	1	2400	691
Acabados	-	-	-	23.1	1	120	2772
Tabiquería				23.1	0.5+0.25	180	3118.5
Sobrecarga				23.1	1	150	3465
Pg7							22333.3

(Pg7 &lt;&gt; 22333.3)

$$b * d = (1.1 * Pg) / (0.3 * f'c) = 389.95 \text{ cm}^2.$$

## NIVEL 6

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	Nº veces	W (kg)	Peso (kg)
Losa	2.0	4.8	-	9.6	1	300	2880
	3.0	4.5	-	13.5	1	300	4050
Vigas Y	4.5	0.4	0.6	-	1	2400	2592
Vigas X	4.8	0.4	0.6	-	1	2400	2764.8
Columna	0.6	0.4	2.40	0.24	1	2400	1382.4
Acabados	-	-	-	21.94	0.5	120	1316.4
Tabiquería	-	-	-	19.746	0.5+0.25	180	2665.71
Sobrecarga	1	4.8	-	-	1	200	960
	3.0	2.3	-	-	1	200	1380
	3.0	1.5	-	-	1	500	2250
Pg6							22241.31

(Pg7+Pg6&lt;&gt;44574.64)

$$b * d = (1.1 * Pg) / (0.3 * f'c) = 778.29 \text{ cm}^2.$$

## NIVEL 5

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	A (m2)	Nº veces	W (kg)	Peso (kg)
Losa	2.3	2.8	-	6.44	1	300	1932
	2.5	6.2	-	15.5	1	300	4650
Vigas X	6.2	0.4	0.6	-	1	2400	3571.2
Vigas y	0.4	4.8	0.6	-	1	2400	2764.8
Columna	0.4	0.6	2.75	-	1	2400	1584
Acabados	-	-	-	21.94	1	120	2632.8
Tabiquería	-	-	-	19.746	1	180	3554.28
Sobrecarga	4.8	2.8	-	13.44	1	200	2688
	2.6	3.4	-	8.84	1	500	4420
Pg5							27797.08

(Pg7+Pg6+Pg5&lt;&gt;71891.28)

$$b * d = (1.1 * Pg) / (0.3 * f'c) = 1255.24 \text{ cm}^2.$$

## NIVEL 4

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	A (m2)	Nº veces	W (kg)	Peso (kg)
Losa	4.8	6.2	-	29.76	1	300	8928
Vigas X	6.2	0.4	0.6	-	1	2400	3571.2
Vigas Y	0.4	4.8	0.6	-	1	2400	2764.8
Columna	0.4	0.6	2.75	-	1	2400	1584
Acabados	-	-	-	29.76	1	120	3571.2
Tabiquería	-	-	-	26.78	1	180	4821.12
Sobrecarga	4.8	6.2	-	29.76	1	200	5952
Pg4							31192.32

(Pg7+Pg6+Pg5+Pg4&lt;&gt;103083.6)

$$b * d = (1.1 * Pg) / (0.3 * f'c) = 1799.87 \text{ cm}^2.$$

Como las distribuciones de las plantas 1, 2, 3 y 4 son típicas, puedo asumir que:  
 $Pg4=Pg3=Pg2=Pg1=31192.32$  Luego:

### NIVEL 3

$$(Pg7+Pg6+Pg5+Pg4+Pg3 <> 134275.92) \quad b * d = (1.1 * Pg) / (0.3 * F'c) \\ = 2344.50 \text{ cm}^2.$$

### NIVEL 2

$$(Pg7+Pg6+Pg5+Pg4+Pg3+Pg2 <> 165468.24) \quad b * d = (1.1 * Pg) / (0.3 * F'c) \\ = 2889.13 \text{ cm}^2.$$

### NIVEL 1

$$(Pg7+Pg6+Pg5+Pg4+Pg3+Pg2+Pg1 <> 196660.56) \quad b * d = (1.1 * Pg) / (0.3 * F'c) \\ = 3433.75 \text{ cm}^2.$$

### NIVEL SOTANO

Aportante	L (m)	B (m)	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	Nº veces	W (kg)	Peso (kg)
Losa	4.8	6.2	-	29.76	1	300	8928
Vigas X	6.2	0.4	0.6	-	1	2400	3571.2
Vigas Y	0.4	4.8	0.6	-	1	2400	2764.8
Columna	0.4	0.6	2.75	-	1	2400	1584
Acabados	-	-	-	29.76	1	120	3571.2
Tabiquería	-	-	-	26.78	1	180	4821.12
Sobrecarga	4.8	6.2	-	29.76	1	500	14880
PgS							40120.32

$$(Pg7+Pg6+Pg5+Pg4+Pg3+Pg2+Pg1+PgS <> 236780.88) \quad b * d = (1.1 * Pg) / (0.3 * f'c) = 4134.27 \text{ cm}^2.$$

A continuación se desarrolla un cuadro de secciones de columna basados en un  $F'c = 210$  y  $245$ ; Tal como esta desarrollado el diseño. Y luego, se desarrolla un complemento con  $F'c$  variable. Una de ellas describe la calidad del concreto que se requiere para no modificar la sección de columna la otra describe el trabajo de esta supuesta calidad de concreto si no hubiera la colaboración de las placas.



**COLUMNA 66:** DEMANDA SECCION DE CONCRETO COLUMNA POR PISO

La columna 66 resulta la más esforzada por la participación de mayores áreas tributarias y se encuentra ubicada en el cruce de los ejes 9 y H.

NIVEL	CARGA tn.	CARGA ACUM tn.	F'c kg / cm2	SECCION REQUER cm2	F'c kg / cm2	SECCION DISEÑO cm2	VERIFICACION DE SECCION
7 piso	22.40	22.40	210	391.11	210	2400	CUMPLE
6 piso	22.20	44.60	210	778.73	210	2400	CUMPLE
5 piso	32.29	76.89	210	1342.52	210	2400	CUMPLE
4 piso	33.95	110.84	210	1935.30	210	2400	CUMPLE
3 piso	34.16	145.00	210	2531.75	210	40 * 70	CUMPLE
2 piso	38.23	183.23	210	3199.25	210	40 * 80	CUMPLE
1 piso	35.76	218.99	245	3277.40	245	40 * 90	CUMPLE
sótano	53.22	272.21	245	4073.89	245	40 * 110	CUMPLE

**Consideraciones del análisis:**

- Se ha considerado el uso de comercio para el primer piso, por lo que la sobrecarga del sótano es de 500 kg./m<sup>2</sup> incrementado en un 25%.
- De igual forma, la sobrecarga del último nivel es de 150 kg / m<sup>2</sup>, también incrementado en 25%.
- Las secciones de las vigas se han uniformizado para el análisis en 0.24 m<sup>2</sup>,
- Las alturas de las placas y columnas se consideran cortadas por el paso de las vigas.
- Se han considerado las dimensiones de las losas aligeradas y macizas por separado y totalizado en la suma de sus pesos.
- Se presupone que las losas aligeradas y macizas constituyen diafragmas rígidos.



## CAPITULO III ANALISIS SISMICO

### 3.1 ANALISIS SISMICO

Consiste en la determinación de las fuerzas y deformaciones resultantes que la carga sísmica demande a la estructura.

El R.N.C. a través de la Norma E 030 dispone de dos métodos a saber; el análisis estático y el análisis dinámico.

En el Análisis Sísmico, para este estudio en particular, se supone que toda la estructura propuesta tiene un comportamiento elástico lineal, en cuyo caso las sollicitaciones sísmicas de diseño serán una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica.

Solo en el caso de sismos severos se aceptara el comportamiento estructural dentro del rango inelástico de sus elementos componentes.

La presente edificación se idealizó como un ensamble de pórticos y placas, conectados por sistemas de piso que funcionan como diafragmas rígidos en su plano.

No se consideró la influencia de elementos estructurales secundarios.

Se supuso condiciones de empotramiento en la base de la estructura.

No se consideran las pequeñas excentricidades generadas por desalineamientos de los elementos cuyos ejes concurren a un nudo.

### 3.2 ANÁLISIS ESTÁTICO

Consiste en hallar las fuerzas horizontales o cortantes que actúan en la base de cada nivel de la edificación; es decir, las componentes horizontales de la fuerza sísmica. El método de las fuerzas equivalentes reduce las acciones sísmicas a fuerzas equivalentes, considerandolas como acciones estáticas.

Y la fuerza cortante total en la base de la estructura en cada dirección será:

$$V = ZUSC/R * P, \text{ donde } C/R \geq 0.125 \text{ Como } C = 2.5 * (T_p/T)^1; C \leq 2.5$$

con  $T_p$  = período del suelo.

$T$  = período fundamental de la estructura.

En donde el período fundamental para cada dirección será:

$$T = h_n / C_t = 24 / 60 = 0.4; \text{ con } h_n = \text{altura total (Sótano=3m + 7Pisos=21m)}$$

$C_t$  = coeficiente sísmico. Para edificios en Concreto Armado cuyos elementos sismorresistentes son muros de corte.

$$\text{entonces } C = 2.5 * (0.9/0.4)^1 = 5.625 > 2.5, \text{ luego } C = 2.5 \text{ y}$$

$R$  = coeficiente de reducción de fuerza sísmica o ductilidad para estructuras regulares pero, como la estructura es irregular, entonces; de la tabla N°6 del Artículo 12 de la N.T.E.: E030, tendremos:

$$R * 3/4 \text{ de su valor en un sistema estructural dual; luego: } R = 7 * 3/4 = 5.625$$

$$\text{Luego } C / R = 2.5 / 5.625 = 0.44444 \geq 0.125$$

$$\text{Entonces: } V = Z U S C / R * P = (0.4) * (1.0) * (1.0) * (0.444444) * (1790.52) = 318.3147 \text{ t.}$$

$Z$  = zona 3 = 0.4 (Lima)

$U$  = categoría de la edificación = 1.0 (edificaciones comunes).

$S$  = parámetro de suelo tipo S1 = 1.0 (suelo duro y rocoso)

$P$  = peso propio, (se determina adicionando a la carga permanente y total el 25% de la carga viva, por ser edificación de categoría C).

Con la finalidad de obtener la distribución de la fuerza sísmica por cada nivel de la estructura; se desarrollan cuadros del peso de cada nivel.

### 3.2.1 Metrado de masas y estimación del peso de la edificación

NIVELES	Elemento	Material	Peso	Área	Cantidad	Peso/Nivel	Sobrecarga	Propia + S/C
NIVEL 8	Columna	CONCRETO	12,35	75,92	8	95,56	2,8	98,40
	Viga		31,47		16			
	Muro		28,93		1			
	Losa (maz/alig)		22,80		1			
NIVEL 7	Columna	CONCRETO	12,35	78,48	8	96,11	3,9	100,04
	Viga		28,36		18			
	Muro		28,93		1			
	Losa (maz/alig)		23,57		1			
NIVEL 6	Columna	CONCRETO	15,95	204,33	14	221,82	11,9	233,76
	Viga		47,98		40			
	Muro		92,81		1			
	Losa (maz/alig)		65,07		1			
NIVEL 5	Columna	CONCRETO	14,12	238,91	10	249,67	11,9	261,62
	Viga		50,16		44			
	Muro		107,88		1			
	Losa (maz/alig)		77,52		1			
NIVEL 4	Columna	CONCRETO	14,12	238,91	10	247,13	11,9	259,08
	Viga		47,63		40			
	Muro		107,88		1			
	Losa (maz/alig)		77,52		1			
NIVEL 3	Columna	CONCRETO	14,12	238,91	10	247,13	11,9	259,08
	Viga		47,63		40			
	Muro		107,88		1			
	Losa (maz/alig)		77,52		1			
NIVEL 2	Columna	CONCRETO	14,12	238,91	10	246,21	11,9	258,16
	Viga		46,70		40			
	Muro		107,88		1			
	Losa (maz/alig)		77,52		1			
NIVEL 1	Columna	CONCRETO	14,12	274,59	8	254,63	68,6	323,28
	Viga		45,39		38			
	Muro		106,90		1			
	Losa (maz/alig)		88,23		1			
SUMA	Columna	CONCRETO	111,24	1588,96	78	1655,37	135,1	1790,52
	Viga		345,32		276			
	Muro		689,07		1			
	Losa (maz/alig)		509,74		1			

En el primer nivel existe menos tabiquería fija pero más tabiquería móvil, pues es preciso ir remodelando periódicamente este nivel.

En el caso del nivel sótano, no estoy considerando el peso de los muros de contención, por ser autoportantes y compartir el aumento de carga (losa maciza).

$$P = SP_i = (P_7 = 98.40) + (P_6 = 100.04) + (P_5 = 233.76) + (P_4 = 261.62) + (P_3 = 259.08)$$

$$(P_2 = 259.08) + (P_1 = 258.16) + (P_S = 323.28) = 1790.52 \text{ t.}$$

Donde :

$P_i$  = Peso de c/piso de la estructura (peso propio + 25% de la carga viva)

$V$  = Cortante total en la base de la estructura

$H_i$  = Altura de cada nivel respecto a la base.

Para calcular la fuerza en cada nivel :  $F = (P_i \cdot h_i) \cdot V / (\sum P_i \cdot h_i)$

### 3.2.2 Distribución de la fuerza sísmica y cortante en la altura

NIVEL	PESO	MASA	ALTURA	$P \cdot h$	$S(P \cdot h)$	FUERZA	CORTANTE
I	P(tn)	(tn-m)	h (m)	(tn*m)		F (tn)	V (ton)
7 mo.	98.40	10.03	24	2361.60	2361.60	36.575	36.575
6 to.	100.04	10.198	21	2100.84	4462.44	32.537	69.112
5 to.	233.76	23.829	18	4207.68	8670.12	65.167	134.279
4 to.	261.62	26.669	15	3924.30	12594.42	60.778	195.057
3 ro.	259.08	26.410	12	3108.96	15703.38	48.150	243.207
2 do.	259.08	26.410	9	2331.72	18035.1	36.113	279.320
1 ro.	258.16	26.316	6	1548.96	19584.06	23.990	303.310
Sótano	323.28	32.954	3	969.84	20553.90	15.005	318.315
suma	1790.52			20553.90			

Del análisis se ha obtenido un cortante estático en la base de 318.315 Tn.

Del programa ETABS tenemos los centros de gravedad de la edificación en cada nivel y el de toda la edificación..

Del programa ETABS:

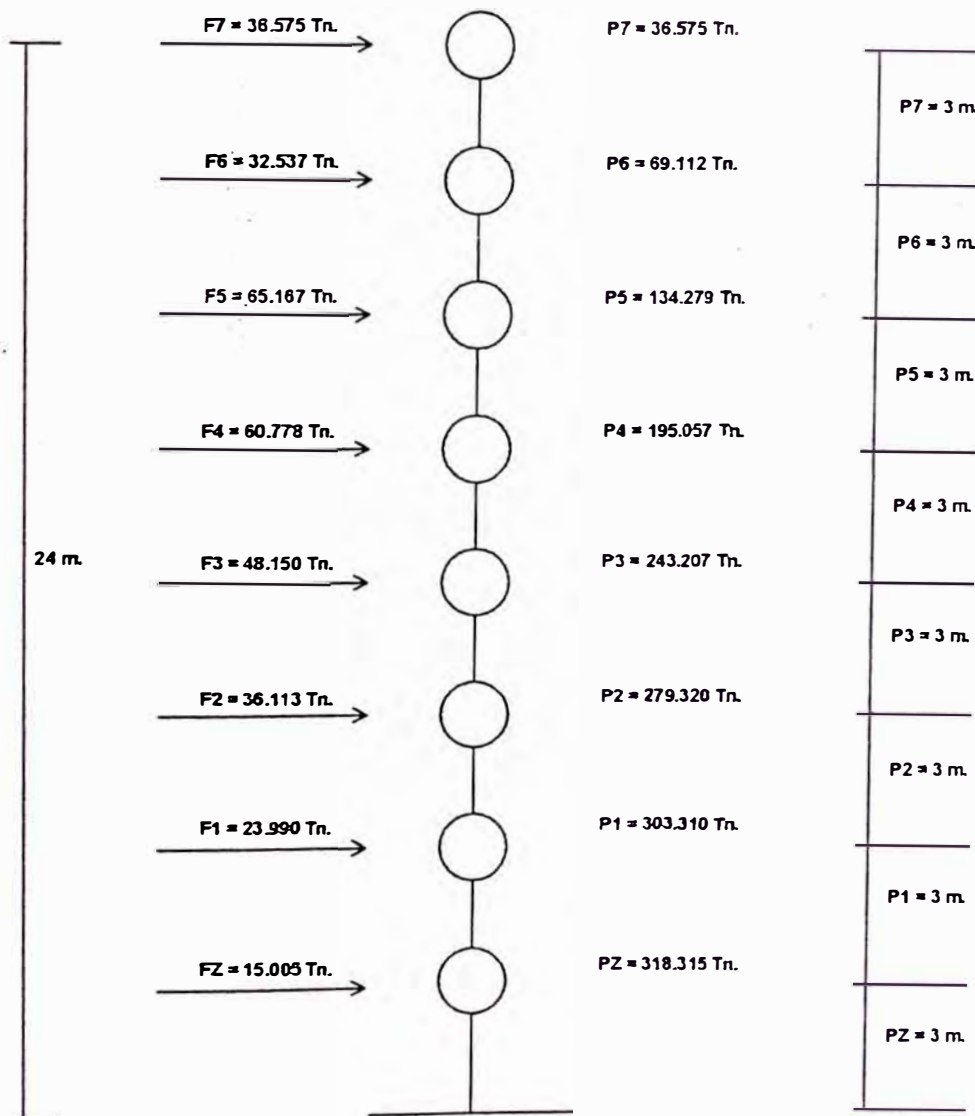
### CENTRO DE GRAVEDAD DE LA EDIFICACION

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM
STORY1	D1	56,6844	56,6844	10,677	9,831
STORY2	D2	56,21	56,21	10,735	9,577
STORY3	D3	53,0877	53,0877	10,427	9,621
STORY4	D4	53,0877	53,0877	10,427	9,621
STORY5	D5	52,0645	52,0645	10,382	9,652
STORY6	D6	38,2483	38,2483	11,625	10,676
STORY7	D7	20,1077	20,1077	14,311	13,327
STORY8	D8	14,0663	14,0663	14,364	13,333

$$X_{cm} = \text{SUMA}( X_{CMi} * \text{MassXi} ) / \text{suma} ( \text{MassXi} ) = 11.61585698$$

$$Y_{cm} = \text{SUMA}( Y_{CMi} * \text{MassYi} ) / \text{suma} ( \text{MassYi} ) = 10.13948715$$

DISTRIBUCION DE CORTANTES ESTATICOS Y FUERZAS SISMICAS EN X e Y



DIRECCION X - X e Y - Y

no tenemos el mismo sistema estructural en ambas direcciones. la distribución de fuerzas y cortantes es igual.

Las masas se representan concentradas al nivel de la losa superior de cada piso.

### 3.3 ANÁLISIS DINAMICO

El análisis dinámico requerido para las edificaciones puede efectuarse a través del análisis tiempo – historia ó por métodos de superposición espectral.

El análisis dinámico permite determinar la respuesta de una estructura bajo una acción dinámica, es decir, que varía rápidamente en comparación con el período fundamental, valorando la seguridad de la respuesta de la estructura.

El análisis dinámico comprende el análisis modal y el análisis espectral. Los que a continuación se explican:

#### **Análisis modal:**

Las propiedades dinámicas de los elementos componentes de la edificación, al interactuar entre sí, describen el comportamiento del mismo (toda la edificación), que se refleja en su forma de vibrar. Es decir, que a partir de la combinación de los períodos naturales, las frecuencias, las formas de modo, el amortiguamiento, etc. de los elementos componentes de la edificación se describe, un comportamiento del conjunto; que sólo depende de la distribución de su masa en la altura y de su rigidez ó elasticidad.

#### **Análisis espectral:**

Describe las características del sismo con la que se va a probar la edificación es decir las pseudo-aceleraciones espectrales que componen un movimiento sísmico de prueba y la respuesta de la edificación a esta composición de aceleraciones para cada una de las direcciones horizontales analizadas

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

### 3.3.1 Espectro de respuesta de las aceleraciones NTE - 030 - 2003 - RNC

Este es el espectro de aceleraciones que se ha introducido al modelo para el análisis del edificio  
Consideraciones para el Análisis

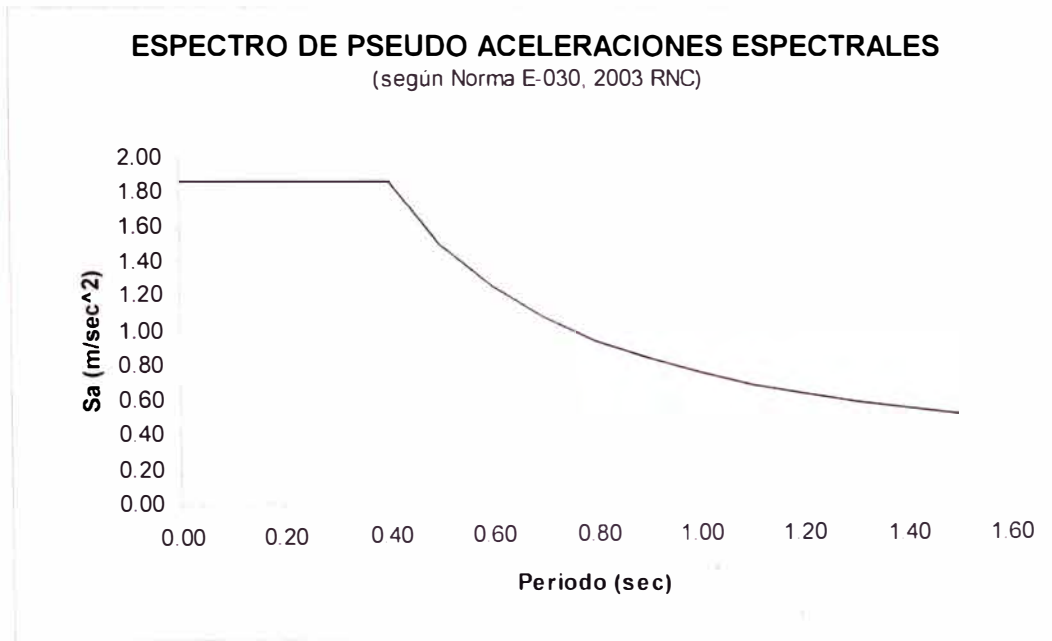
<b>Z:</b> Factor de Zona	Zona 3	(Lima)	0.40
<b>U:</b> Factor de Uso	Edific. comun (tipo C)	(comercial)	1.00
<b>S:</b> Factor de Suelo	Suelo Tipo 1		1.00
<b>Tp:</b> Periodo fundamental del Suelo			0.40
<b>C:</b> Factor de Ampliacion Dinamica			Espectral
<b>R:</b> Factor de Reduccion			
consideraciones:	- Porticos de Concreto	7.00	
	- Configuracion Irregular en planta y en: Altura	3/4	5.25
<b>g:</b> Aceleracion de la gravedad (m/sec <sup>2</sup> )			9.81
<b>T:</b> Periodo fundamental de la Estructura			

Z	U	S	C	R	g (m/sec <sup>2</sup> )	Tp
0.40	1.00	1.00	Espectral	5.25	9.81	0.40

C	T (seg)	Sa (m/seg <sup>2</sup> )
2,50	0,00	1,87
2,50	0,10	1,87
2,50	0,20	1,87
2,50	0,30	1,87
2,50	0,40	1,87
2,00	0,50	1,50
1,67	0,60	1,25
1,43	0,70	1,07
1,25	0,80	0,93
1,11	0,90	0,83
1,00	1,00	0,75
0,91	1,10	0,68
0,83	1,20	0,62
0,77	1,30	0,58
0,71	1,40	0,53
0,67	1,50	0,50

Analizando ambas direcciones encuentro el mismo espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, cuya respuesta es nuestro objetivo de estudio.





$$S_a = Z U S C g / R$$

Donde  $C = 2.5 (T_p/T) ; C \leq 2.5$

### 3.3.2 Modos de vibración

En las diferentes formas de vibración que puede presentar una estructura en particular, caracterizada cada uno por el acompañamiento de un porcentaje de masa y descrito sobre una de las direcciones de estudio escogido.

La N.T.E E-030 establece criterios de combinación para obtener la respuesta máxima esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio; como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse usando la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \times \sum |r_i| + 0.75 \times \sum r_i^2$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

En cada modo de vibración se consideraran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectiva sea por lo menos el 90 % de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

El primer modo de vibración se expresa como el desplazamiento sobre el eje Y con la participación del 54.7734% de la masa total de la estructura durante un período de 0.3842 seg.

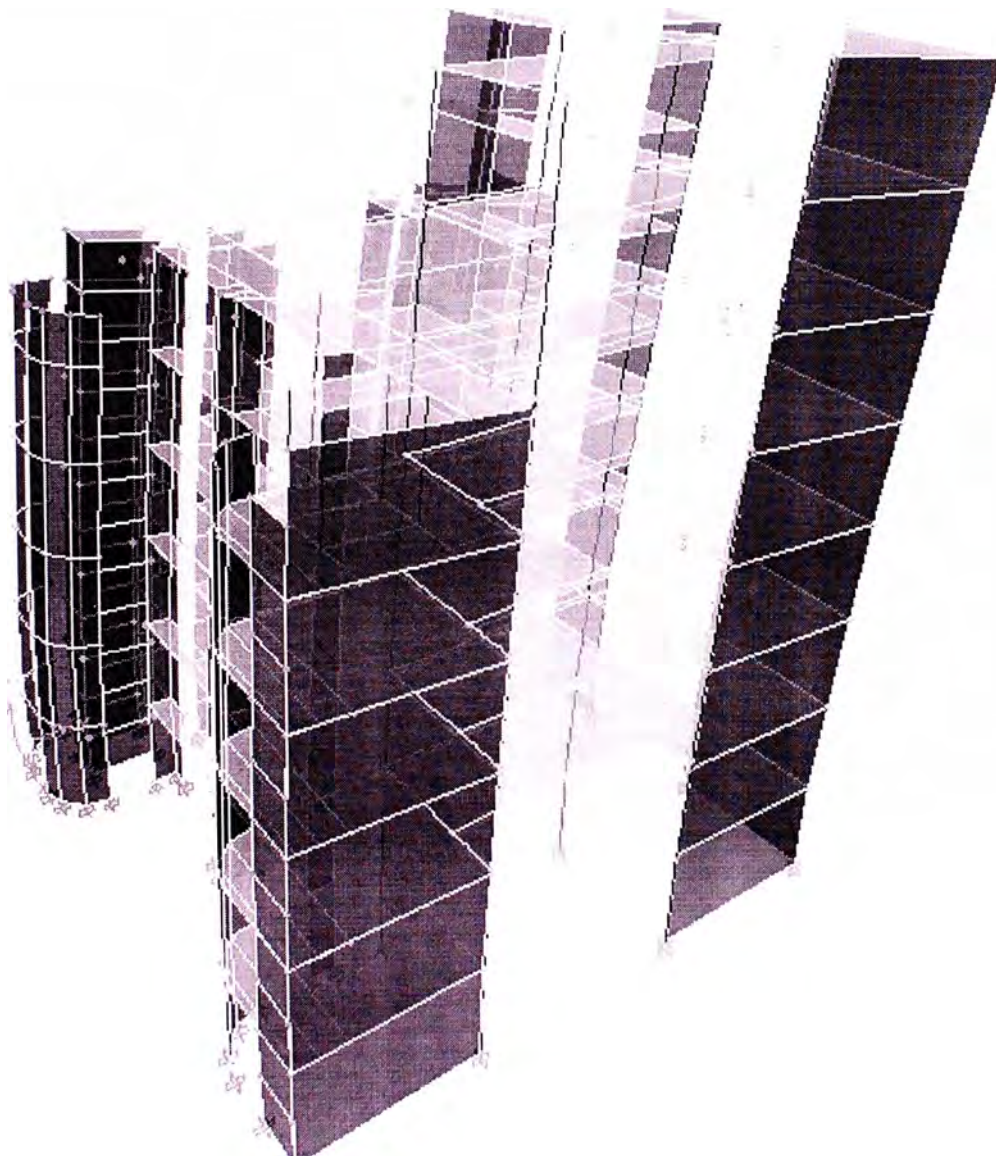
El segundo modo de vibración se expresa como el desplazamiento sobre el eje X con la participación del 59.5895% de la masa total de la estructura, durante un período de 0.363596 seg.

El tercer modo de vibración se expresa como la torsión alrededor del eje Z, con la participación del 61.373% de la masa total de la estructura durante un período de 0.237234 seg.

A continuación se muestran las formas de modo de vibración de los tres primeros.

## Modos de vibración

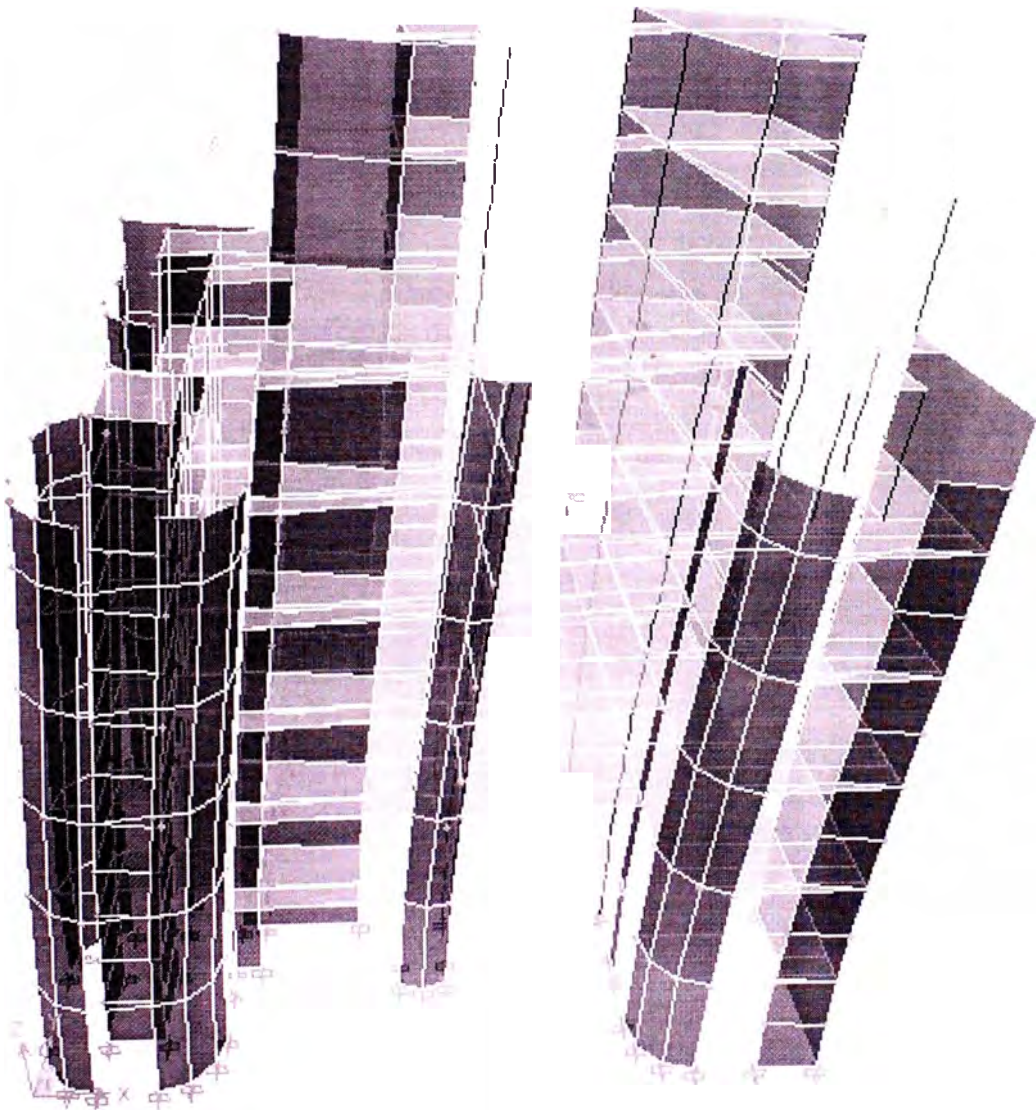
Analizando las características dinámicas de la edificación se observa lo siguiente:



### Primer modo de vibración

MODO 1 (X)  $T_1 = 0.3842s.$

El período fundamental del edificio es de 0.3842s, con un factor de participación de masa asociado en la dirección Y de 54.7734%

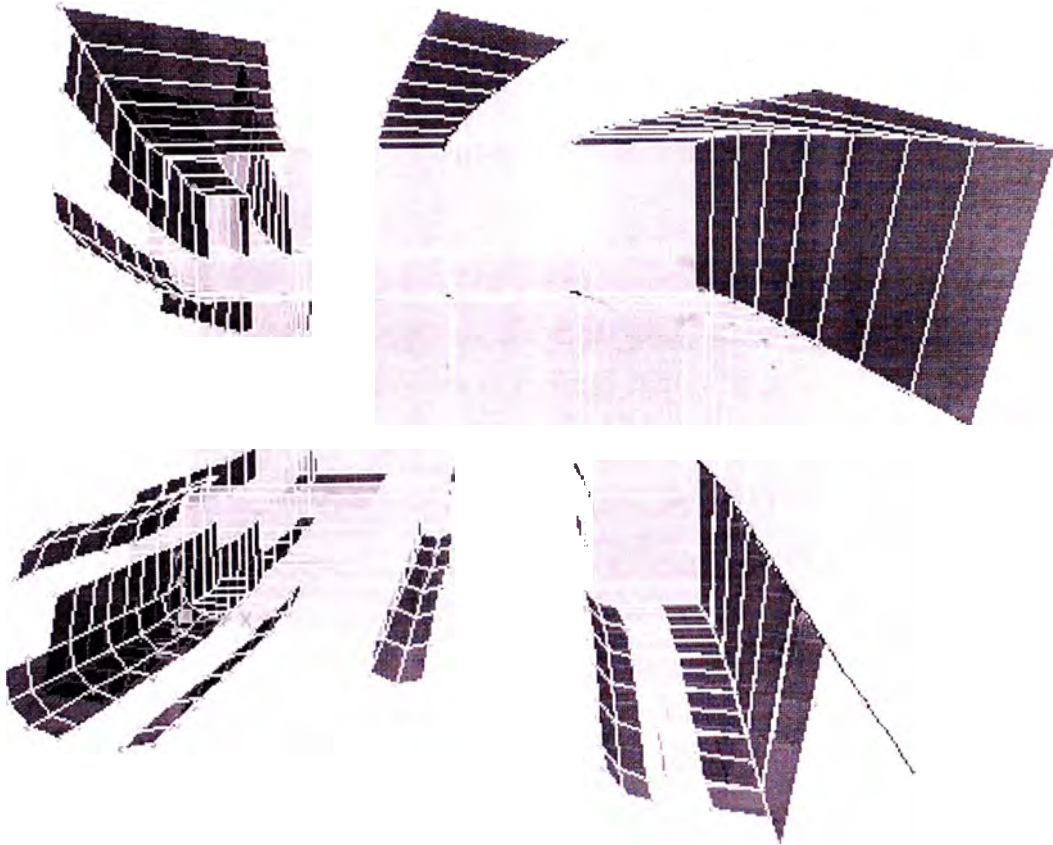


### Segundo modo de vibración

MODO 2 ( X )  $T_2 = 0.363596s$

El segundo modo de vibración es el traslacional (eje X), tiene un periodo de 0.363596s y con un factor de participación de masa asociado en la dirección X de 59.5895%.





### Tercer modo de vibración

MODO 3 ( Rotacional )  $T_3 = 0.237234s$

El tercer modo de vibración tiene un período de 0.237234s, con una masa rotacional asociada de 61.373%.

### 3.3.3 Factores de participación de masas

Los factores de participación de masas se expresan en porcentajes, y representan el porcentaje de la masa total de la edificación que en la dirección señalada se mueve en un determinado periodo, conformando un modo de vibración.

Las sumas de los factores de participación de masa me determinan el número de modos a tomar en cuenta para nuestro análisis dinámico que en el presente trabajo generaron 21 modos y que se muestran en el cuadro de la página siguiente.

#### **Fuerza Cortante Mínima en la Base**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

#### **Efectos de Torsión**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

Luego, en el Proyecto; la fuerza de sismo se aplica sobre todas las placas y pórticos; las más alejadas (mayor brazo) al centro de gravedad son las más significativas para determinar la torsión calculada; a la que debe sumarse ó restarse la torsión accidental debida a la excentricidad accidental definida en la NTE 030, que representa la distancia a una posición aleatoria de una masa ficticia al centro de gravedad sobre la cual también actúa la fuerza de sismo, significando un factor de seguridad en el cálculo del momento torsionante de diseño.

## FACTORES DE PARTICIPACION DE MASA

	seg	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	<b>0,3842</b>	7,1444	<b>54,7734</b>	0	7,1444	54,7734	0	79,1958	11,8158	3,5093	79,1958	11,8158	3,5093
2	<b>0,353596</b>	<b>59,5895</b>	6,0951	0	66,7339	60,8686	0	7,9239	84,3446	2,6116	87,1197	96,1604	6,1209
3	<b>0,237234</b>	0,5155	5,0257	0	67,2494	65,8943	0	10,8484	2,2304	<b>61,373</b>	97,9681	98,3908	67,4939
4	0,122232	2,8544	7,6516	0	70,1038	73,5459	0	0,7535	0,1474	0,5445	98,7217	98,5383	68,0385
5	0,110094	11,5711	5,707	0	81,675	79,253	0	0,5239	0,8804	0,0009	99,2456	99,4186	68,0393
6	0,071527	3,4952	5,4671	0	85,1702	84,7201	0	0,2738	0,1244	1,3382	99,5194	99,543	69,3775
7	0,063478	1,0822	2,1394	0	86,2524	86,8596	0	0,1499	0,1024	17,9091	99,6693	99,6454	87,2866
8	0,056243	5,0009	3,9448	0	91,2532	90,8044	0	0,1614	0,1949	0,0004	99,8307	99,8404	87,2871
9	0,038154	2,2458	2,0369	0	93,499	92,8413	0	0,06	0,0529	0,632	99,8907	99,8933	87,9191
10	0,033315	0,0218	1,6601	0	93,5208	94,5013	0	0,0361	0,0026	4,6453	99,9268	99,896	92,5644
11	0,03246	2,3986	1,2229	0	95,9194	95,7242	0	0,0262	0,0601	0,9941	99,953	99,9561	93,5585
12	0,025814	0,5308	0,6567	0	96,4502	96,3809	0	0,0122	0,008	0,7608	99,9652	99,9641	94,3193
13	0,023593	1,5829	0,0149	0	98,033	96,3959	0	0,0003	0,0199	0,0015	99,9655	99,9841	94,3208
14	0,022521	0,0101	1,5989	0	98,0431	97,9948	0	0,0154	0,0001	0,5169	99,9809	99,9842	94,8377
15	0,020756	0,1092	0,2062	0	98,1523	98,201	0	0,0042	0,0014	2,4094	99,9851	99,9856	97,2471
16	0,019824	0,0145	0,0772	0	98,1668	98,2782	0	0,0004	0,0002	0,1268	99,9855	99,9858	97,3739
17	0,018788	0,5118	0,1992	0	98,6786	98,4775	0	0,0012	0,0038	0,0119	99,9867	99,9895	97,3858
18	0,017258	0,9169	0,2109	0	99,5955	98,6884	0	0,0019	0,0076	0,0079	99,9887	99,9971	97,3937
19	0,016236	0,0003	0,6446	0	99,5958	99,333	0	0,0041	0	0,3186	99,9928	99,9972	97,7123
20	0,015412	0,0172	0,335	0	99,6129	99,668	0	0,0042	0,0002	1,0469	99,9969	99,9973	98,7592
21	0,014038	0,292	0,0039	0	99,905	99,6719	0	0	0,0022	0,0211	99,997	99,9995	98,7803

## RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO

### 3.3.4 Distorciones de entrepiso (masa considerada para el análisis dinámico)

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	Resultad DriftX	Etabs DriftY	Distorsion entrepiso	relativas (Rx3/4x3/4)	Limite < 0.007
8	Max Drift X	E030X	49-1	15,6	5,6	21,6	0,000425		<b>0,00167</b>		cumple
8	Max Drift Y	E030X	71	4,8	14	24,5		0,00018		0,00071	cumple
8	Max Drift X	E030Y	211	8,3	18	24,5	0,000233		0,00092		cumple
8	Max Drift Y	E030Y	84	4,8	16,4	24,5		0,000565		0,00222	cumple
7	Max Drift X	E030X	140	18,8	5,6	21,4	0,000417		0,00164		cumple
7	Max Drift Y	E030X	61	3,2	12,4	21,4		0,000189		0,00074	cumple
7	Max Drift X	E030Y	211	8,3	18	21,4	0,000232		0,00091		cumple
7	Max Drift Y	E030Y	70	3,2	14	21,4		0,000587		<b>0,00231</b>	cumple
6	Max Drift X	E030X	121	20,4	0	18,4	0,000419		0,00165		cumple
6	Max Drift Y	E030X	158	0	18	18,4		0,000182		0,00072	cumple
6	Max Drift X	E030Y	211	8,3	18	18,4	0,000212		0,00083		cumple
6	Max Drift Y	E030Y	158	0	18	18,4		0,000556		0,00219	cumple
5	Max Drift X	E030X	121-1	20,4	0	13,8	0,000418		0,00165		cumple
5	Max Drift Y	E030X	158	0	18	15,3		0,000181		0,00071	cumple
5	Max Drift X	E030Y	211	8,3	18	15,3	0,000205		0,00081		cumple
5	Max Drift Y	E030Y	158	0	18	15,3		0,000556		0,00219	cumple
4	Max Drift X	E030X	182	18,8	0	12,2	0,000413		0,00163		cumple
4	Max Drift Y	E030X	33	0	4	12,2		0,000185		0,00073	cumple
4	Max Drift X	E030Y	211	8,3	18	12,2	0,000192		0,00076		cumple
4	Max Drift Y	E030Y	158	0	18	12,2		0,000538		0,00212	cumple
3	Max Drift X	E030X	182	18,8	0	9,2	0,000384		0,00151		cumple
3	Max Drift Y	E030X	80	0	16,4	9,2		0,000176		0,00069	cumple
3	Max Drift X	E030Y	211	8,3	18	9,2	0,000165		0,00065		cumple
3	Max Drift Y	E030Y	158	0	18	9,2		0,000479		0,00189	cumple
2	Max Drift X	E030X	182	18,8	0	6,1	0,000307		0,00121		cumple
2	Max Drift Y	E030X	158	0	18	6,1		0,000142		0,00056	cumple
2	Max Drift X	E030Y	211	8,3	18	6,1	0,000121		0,00048		cumple
2	Max Drift Y	E030Y	158	0	18	6,1		0,000363		0,00143	cumple
1	Max Drift X	E030X	182	18,8	0	3,1	0,000145		0,00057		cumple
1	Max Drift Y	E030X	33	0	4	3,1		0,000064		0,00025	cumple
1	Max Drift X	E030Y	211	8,3	18	3,1	0,000051		0,00020		cumple
1	Max Drift Y	E030Y	158	0	18	3,1		0,000157		0,00062	cumple

$$\text{Cortante} = V = Z \times U \times C \times S / R$$

Nota : Vd = cortante dinámico

Ve = cortante estático



## RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO

### 3.3.5 Cortante en cada piso (masa considerada para el análisis dinámico)

Story	Load	Loc	VX (ton)	VY (ton)	T (ton-m)	MX (ton-m)	MY (ton-m)
STORY8	E030X	Top	26,4	11,75	308,77	0,00	0,00
STORY8	E030X	Bottom	<b>26,4</b>	11,75	308,77	35,97	80,78
STORY8	E030Y	Top	13,23	24,31	280,83	0,00	0,00
STORY8	E030Y	Bottom	13,23	<b>24,31</b>	280,83	74,39	40,47
STORY7	E030X	Top	53,62	18,94	647,14	35,97	80,78
STORY7	E030X	Bottom	<b>53,62</b>	18,94	647,14	91,75	243,98
STORY7	E030Y	Top	23,48	49,21	557,24	74,39	40,47
STORY7	E030Y	Bottom	23,48	<b>49,21</b>	557,24	223,85	110,43
STORY6	E030X	Top	97,75	28,92	1110,03	91,75	243,98
STORY6	E030X	Bottom	<b>97,75</b>	28,92	1110,03	167,17	536,82
STORY6	E030Y	Top	34,44	90,2	921,20	223,85	110,43
STORY6	E030Y	Bottom	34,44	<b>90,2</b>	921,20	493,05	206,14
STORY5	E030X	Top	146,52	41,54	1562,48	167,17	536,82
STORY5	E030X	Bottom	<b>146,52</b>	41,54	1562,48	277,05	974,19
STORY5	E030Y	Top	45,43	136,02	1277,08	493,05	206,14
STORY5	E030Y	Bottom	45,43	<b>136,02</b>	1277,08	898,57	330,88
STORY4	E030X	Top	183,69	51,5	1908,28	277,05	974,19
STORY4	E030X	Bottom	<b>183,69</b>	51,5	1908,28	417,30	1522,84
STORY4	E030Y	Top	53,57	170,51	1545,47	898,57	330,88
STORY4	E030Y	Bottom	53,57	<b>170,51</b>	1545,47	1407,78	479,27
STORY3	E030X	Top	209,95	59,58	2150,38	417,30	1522,84
STORY3	E030X	Bottom	<b>209,95</b>	59,58	2150,38	580,96	2149,59
STORY3	E030Y	Top	60,21	194,45	1746,64	1407,78	479,27
STORY3	E030Y	Bottom	60,21	<b>194,45</b>	1746,64	1988,14	645,26
STORY2	E030X	Top	226,76	66,7	2305,07	580,96	2149,59
STORY2	E030X	Bottom	<b>226,76</b>	66,7	2305,07	763,70	2825,88
STORY2	E030Y	Top	66,66	209,49	1897,86	1988,14	645,26
STORY2	E030Y	Bottom	66,66	<b>209,49</b>	1897,86	2612,43	826,73
STORY1	E030X	Top	<b>233,96</b>	70,83	2374,79	763,70	2825,88
STORY1	E030X	Bottom	<b>233,96</b>	70,83	2374,79	960,89	3524,81
STORY1	E030Y	Top	70,83	<b>216,09</b>	1978,64	2612,43	826,73
STORY1	E030Y	Bottom	70,83	<b>216,09</b>	1978,64	3257,02	1021,74

Se verifica que los cortantes dinámicos en la base de los ejes X é Y son menores al 90% del cortante estático, es decir, son  $V_d / V_e = 234.96/318.315 = 0.7381 \Rightarrow 73.81\%$  menor; por lo que se debe aplicar un factor de corrección al mayor de las cargas de 35% más; para que así, los cortantes resultantes alcancen el mínimo establecido por la norma. Y con estos nuevos cortantes continuar con el diseño.

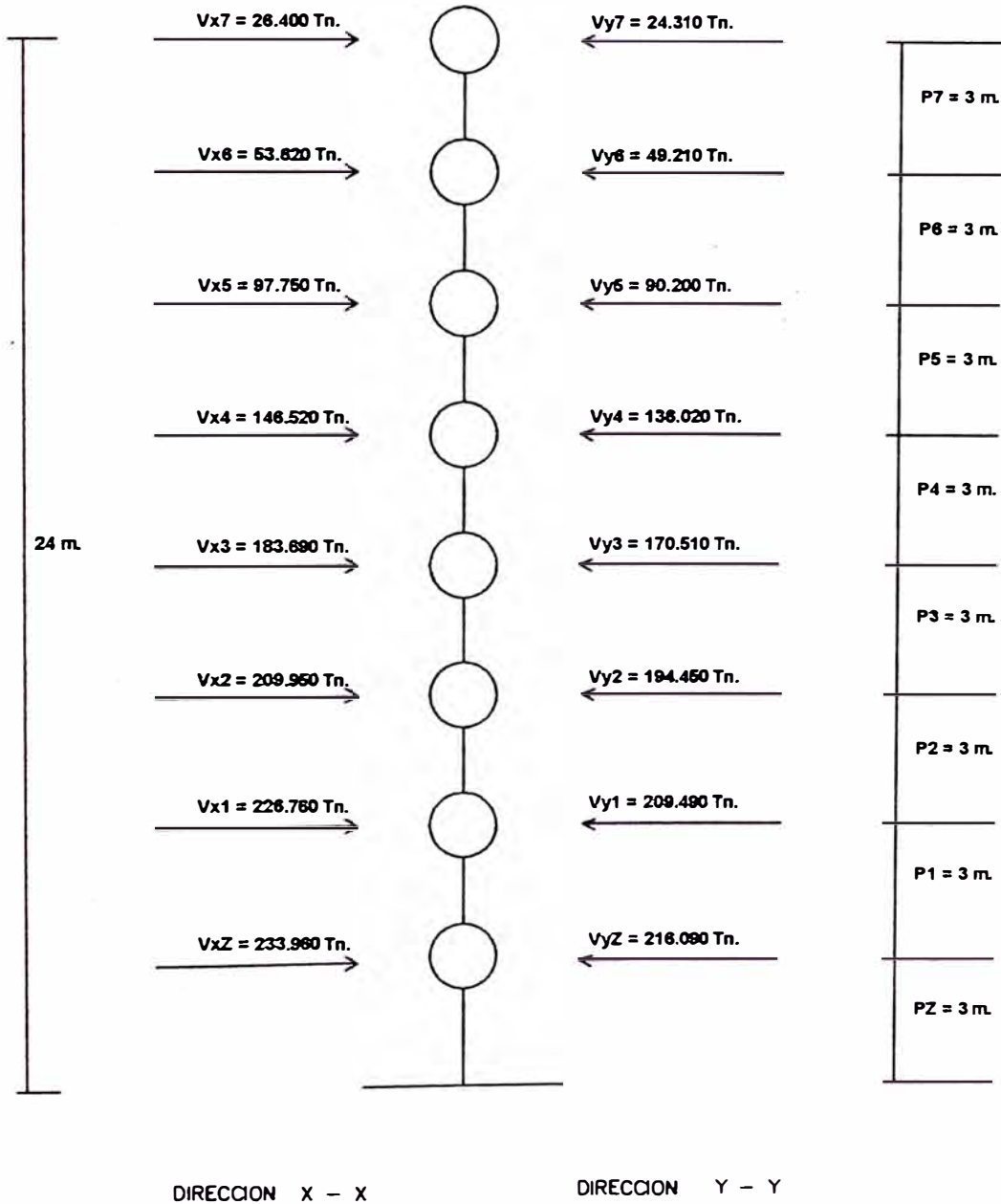
El anterior cuadro de cortantes, sin el factor de corrección al mayorado de sus cargas sólo debe usarse para calcular los desplazamientos ó distorsiones de entrepiso.

### CUADRO MAYORADO DE LOS CORTANTES

#### 3.3.6 Cortante mayorado en cada piso 135% (masa considerada para el análisis dinámico)

Story	Load	Loc	VX (ton)	VY (ton)	T (ion-m)	MX (ton-m)	MY (ton-m)
STORY8	E030X	Top	35,74	15,92	417,94	0,00	0,00
STORY8	E030X	Bottom	35,74	15,92	417,94	48,73	109,36
STORY8	E030Y	Top	17,91	32,91	380,21	0,00	0,00
STORY8	E030Y	Bottom	17,91	32,91	380,21	100,70	54,81
STORY7	E030X	Top	72,54	25,65	875,53	48,73	109,36
STORY7	E030X	Bottom	72,54	25,65	875,53	124,26	330,16
STORY7	E030Y	Top	31,78	66,58	754,00	100,70	54,81
STORY7	E030Y	Bottom	31,78	66,58	754,00	302,95	149,50
STORY6	E030X	Top	132,24	39,16	1501,78	124,26	330,16
STORY6	E030X	Bottom	132,24	39,16	1501,78	226,41	726,32
STORY6	E030Y	Top	46,62	122,05	1246,59	302,95	149,50
STORY6	E030Y	Bottom	46,62	122,05	1246,59	667,19	279,03
STORY5	E030X	Top	198,2	56,24	2113,85	226,41	726,32
STORY5	E030X	Bottom	198,2	56,24	2113,85	375,19	1317,98
STORY5	E030Y	Top	61,5	184,03	1728,25	667,19	279,03
STORY5	E030Y	Bottom	61,5	184,03	1728,25	1215,84	447,87
STORY4	E030X	Top	248,48	69,73	2581,63	375,19	1317,98
STORY4	E030X	Bottom	248,48	69,73	2581,63	565,06	2060,15
STORY4	E030Y	Top	72,52	230,69	2091,47	1215,84	447,87
STORY4	E030Y	Bottom	72,52	230,69	2091,47	1904,78	648,74
STORY3	E030X	Top	284	80,66	2909,16	565,06	2060,15
STORY3	E030X	Bottom	284	80,66	2909,16	786,63	2907,96
STORY3	E030Y	Top	81,51	263,07	2363,67	1904,78	648,74
STORY3	E030Y	Bottom	81,51	263,07	2363,67	2689,96	873,46
STORY2	E030X	Top	306,73	90,31	3118,45	786,63	2907,96
STORY2	E030X	Bottom	306,73	90,31	3118,45	1034,03	3822,76
STORY2	E030Y	Top	90,25	283,42	2568,18	2689,96	873,46
STORY2	E030Y	Bottom	90,25	283,42	2568,18	3534,55	1119,14
STORY1	E030X	Top	<b>316,48</b>	95,9	3213,00	1034,03	3822,76
STORY1	E030X	Bottom	<b>316,48</b>	95,9	3213,00	1301,01	4768,20
STORY1	E030Y	Top	95,9	<b>292,37</b>	2677,70	3534,55	1119,14
STORY1	E030Y	Bottom	95,9	<b>292,37</b>	2677,70	4406,65	1383,18

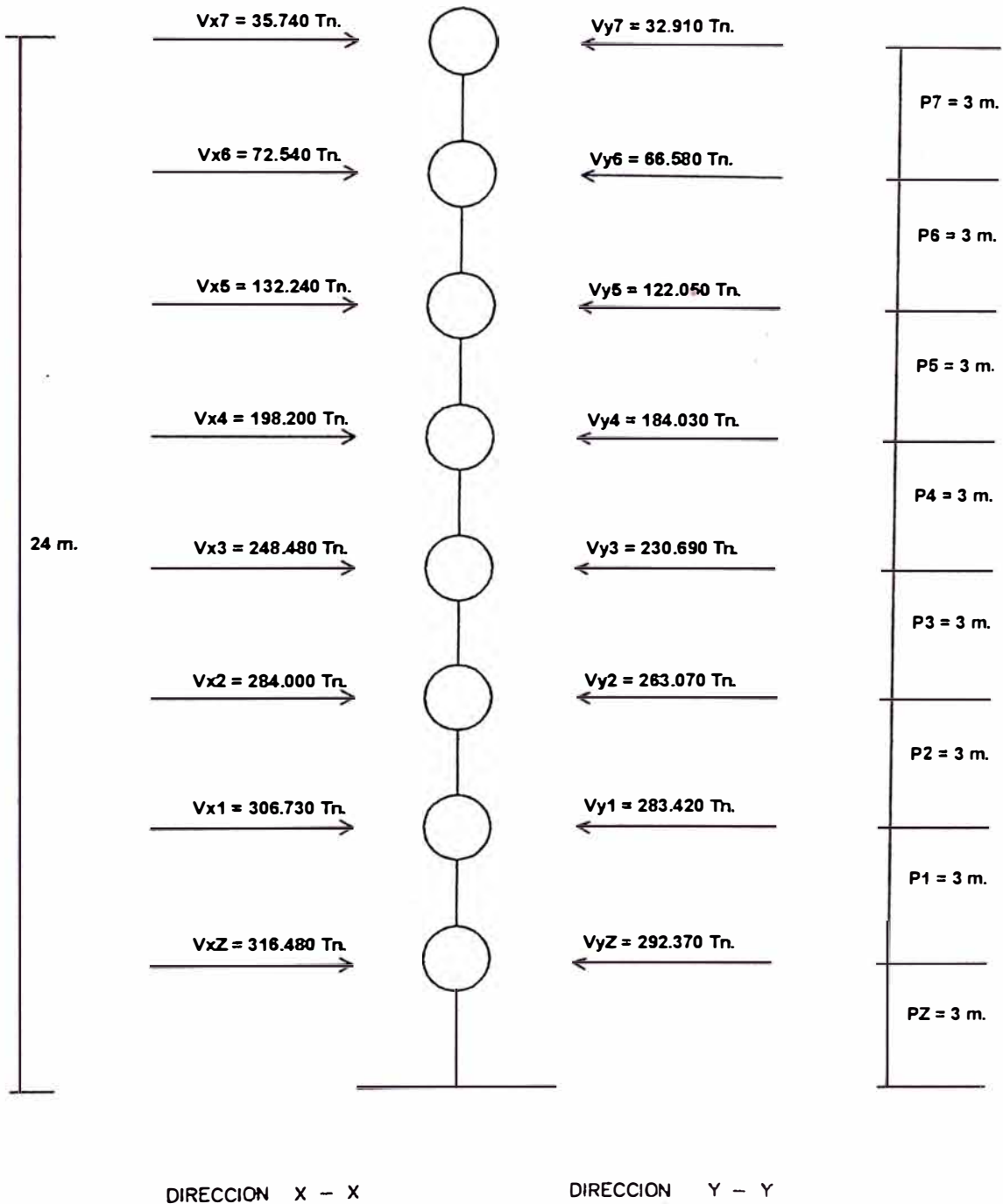
DISTRIBUCION DE CORTANTES DINAMICOS  
EN LOS EJES X e Y



La distribución de Cortantes es proporcional a la altura, la masa y su rigidez en cada sentido

Las masas se representan concentradas al nivel de la losa superior de cada piso.

**DISTRIBUCION DE CORTANTES DINAMICOS  
MAYORADOS EN LOS EJES X e Y ( al 135 % )**



La distribución de Cortantes es proporcional a la altura, la masa y su rigidez en cada sentido

Las masas se representan concentradas al nivel de la losa superior de cada piso.

Recordando que en las distorsiones relativas de entrepiso elaboradas por el programa ETABS, se operó el valor de  $R = 7$ , pero por su condición de irregularidad en planta y diafragma se le multiplicó por  $3/4$ .

Luego, el nuevo valor de  $R$  es:  $= 7 \times \frac{3}{4} = 5.25$ .

Entonces el valor de entrepiso debe ser multiplicado por el nuevo  $R$  y otra vez por  $\frac{3}{4}$ , para saber si el valor así resultante es inferior a 0.007 como dispone la Norma; y se muestra en las dos últimas columnas del anterior cuadro, el de Resultados del Análisis Sísmico, no del Mayorado.

### 3.4 COMENTARIO DE LOS RESULTADOS

Del análisis de resultados vemos que , la edificación es sumamente rígida y segura; dado que el cortante estático en Y es 47% mayor que el dinámico y 36% mayor en X.

También se puede apreciar que sus distorsiones de entrepiso cumplen con lo establecido por la norma. Es decir son menores que 0.007 (desplazamiento máximo permitido por la norma para edificaciones de estructura dual). Es decir con Estructura de pórticos y placas.

La fuerza sísmica es variable, depende del período natural del edificio, la distribución vertical de las masas, el espectro de respuesta sísmica y la rigidez del edificio, y se obtiene por la superposición de varios modos de vibración

El análisis dinámico requerido para las edificaciones puede efectuarse a través del análisis tiempo – historia ó por métodos de superposición espectral.

Lo cual nos permite pasar a la etapa de analizar la cuantía del acero propuesto.



## CAPITULO IV DISEÑO ESTRUCTURAL

### Diseño Estructural

El Diseño Estructural ó más propiamente dicho "Diseño Sismorresistente" consiste en la combinación más adecuada de los elementos componentes y su disposición en conjunto, como sistema; que satisfagan los requerimientos de seguridad; que en orden filosófico se establece en la Norma E030, como.

- Evitar la pérdida de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños en la propiedad.

Lo que implica que la estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que pueden ocurrir en el sitio. Es más, la estructura debería soportarlos durante su vida de servicio; aceptando la posibilidad de experimentar daños en la edificación dentro de límites aceptables de seguridad para lo cual se dispone que las Especificaciones Técnicas, la Memoria Descriptiva y los Planos de Diseño contengan como requisito mínimo lo siguiente:

- Un Sistema Estructural Sismorresistente.
- Parámetros para definir la fuerza sísmica ó el Espectro de Diseño.
- Desplazamiento Máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

### 4.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales se diseñan por los métodos de diseño elástico ó por cargas de servicio y diseño a la rotura ó por resistencia última.

Este último tiene su fundamento en la predicción de la carga que ocasionará la falla en el elemento, desde el cual se analiza las circunstancias de colapso.

Tomando en cuenta el comportamiento inelástico del acero y del concreto podemos controlar y/o inducir el modo de falla que ocurra en una estructura compleja, manejando el factor de seguridad de los elementos componentes y la distribución de sus esfuerzos dentro del rango inelástico.

Es decir, se elabora una respuesta estructural eficiente desde el trabajo de sus elementos componentes aislados hasta su interacción en el trabajo solidario de toda la edificación; ante una sollicitación sísmica.

El desarrollo de programas más eficaces en la obtención de la respuesta estructural, depende de la maduración de los criterios de manejo.

Estos factores de seguridad en el diseño operan a través de dos mecanismos sugeridos por el A.C.I.: la amplificación de las cargas de servicio y el de reducción de la resistencia teórica de la pieza.

Las cargas de servicio las regula nuestra Norma E 020 suponiendo un comportamiento elástico de la estructura.

Pero la carga última de diseño es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación cuya intención es mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad.

La carga permanente es evaluada con más precisión que la sobrecarga, por esto su factor de amplificación es menor.

La carga de sismo, como proviene de un análisis de probabilidades, es mucho más incierta; luego, su factor de amplificación es mayor que el de los dos anteriores.

Las expresiones que permiten determinar la carga última se llaman combinaciones de carga.

En el presente trabajo usamos las siguientes combinaciones señaladas en nuestra Norma E 060. "Concreto Armado" del R.N.C.

## **4.2 COMBINACIONES DE CARGA**

Se usan para la verificación de la capacidad de los elementos de concreto armado, y se basa en un procedimiento de cargas facturadas, desde las cuales desarrollamos la envolvente de diseño.

Se consideran 8 sistemas de carga estática:

- D cargas permanentes
- L1 cargas vivas, se aplica sobre los pórticos más cargados.
- L2 cargas vivas complementarias, también sobre los pórticos.
- L3 cargas vivas suplementarias, sobre los pórticos menos cargados.

Sx sismo en dirección X con excentricidad accidental positiva.  
 Sy Y “ positiva.

Se producirán unos daderos de cargas vivas, que generarán los momentos máximos positivos en los pórticos más cargados ( los orientados ortogonalmente a las viguetas).

Según la N.T.E. E0-60, se establecen las siguientes combinaciones:

- comb1.  $1.5D + 1.8L1$
- comb2.  $1.5D + 1.8L2$
- comb3.  $1.5D + 1.8L1 + 1.8L2$
- comb4.  $1.5D + 1.8L3$
- comb5.  $1.25(D + L3 + Sx)$
- comb6.  $1.25(D + L3 - Sx)$
- comb7.  $1.25(D + L3 + Sy)$
- comb8.  $1.25(D + L3 - Sy)$
- comb9.  $1.25(D + L1 + Sy)$
- comb10.  $1.25(D + L1 - Sy)$
- comb11.  $1.25(D + L1 + Sy)$
- comb12.  $1.25(D + L1 - Sy)$
- comb13.  $1.25(D + L2 + Sy)$
- comb14.  $1.25(D + L1 + L2 + Sy)$
- comb15.  $1.25(D + L1 + L2 - Sy)$
- comb16.  $0.9D + 1.25Sx$
- comb17.  $0.9D - 1.25Sx$
- comb18.  $0.9D + 1.25Sy$

En el presente trabajo se muestran sólo las envolventes de diseño de los ejes principales desarrollados por el paquete ETABS 8.2.7. . Estos son: los ejes G, H 9, y 6; Mostrados en el Anexo de Diseño, Como Diseño de Pórticos.

La combinación envolvente es aquella que reúne a todas las combinaciones anteriores y muestra la más crítica, con la cual se diseñará todos los elementos horizontales (vigas).



### 4.3.1 Diseño de losas macizas

El presente diseño corresponde a la zona ubicada entre los ejes 1 al 13 y del A al E, donde también se ubican las escaleras que se muestran más adelante.

Por la luz entre sus apoyos corresponde losa en una dirección y por su disposición estructural respecto del resto de la edificación conviene que sea maciza.

Losas en una dirección:

Para su refuerzo transversal :  $A_{s_{temp}} = 0.0018bt \Leftrightarrow f_r' = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s_t} = 0.0018 \text{ bt} \left( \frac{4200}{245} \right) = 0.030857 \text{ bt} \geq 0.0014 \text{ bt}$$

$$A_{s_t} = 0.0018 \text{ bt} \left( \frac{4200}{210} \right) = 0.036 \text{ bt} \geq 0.0014 \text{ bt}$$

Con  $E_y = 0.35\%$  y con:

$$f_r' = 245 \text{ Kg/cm}^2 \quad W_D = p.p + Pado : PP = 0.20 \times 1 \times 2.4 = 0.48$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad P_{2ab} = 0.10$$

$$W_D = \quad \quad \quad S/C = 0.200$$

$$W_L =$$

$$W_u = 1.2 w_D + 1.6 w_L = 1.2 (0.98) + 1.6 (0.2)$$

$$W_u = 1.016 \text{ t/m}^2$$

$$M_u = w_u \frac{L^2}{8} = 1.016 \times \frac{(2.5)^2}{8} = 0.79375 \text{ t-m}$$

$$M_u = P f_c' b d^2 w (1 - 0.59w) \quad \wedge \quad w = P \frac{f_y}{f_c'} = 0.004 \times \frac{4200}{210} = 0.08$$

$$0.79375 \times 10^5 = 0.9 \times 210 \times 100 d^2 + 0.08 (1 - 0.59 \times 0.08)$$

$$d^2 = 4.199 \Rightarrow d = 2.05$$

$$h = d + r + \frac{\phi}{2} = 2.05 + 2 + \frac{1.27}{2} = 4.685 \text{ cm} \rightarrow h = 4.685 \text{ cm}$$

$$\text{Como uso } h = 20 \text{ cm} \Rightarrow d = 20 - \left( 2 + \frac{\phi}{2} \right) = 17.365 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{0.79375}{(0.9)(4.200)\left(17.365 - \frac{a}{2}\right)} = 0.012831 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{(0.12831)(4.2)}{(0.85)(0.21)(100)} = 0.00301 \text{ cm} \rightarrow \left(d - \frac{a}{2}\right) = 17.36349$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{0.79375}{(0.9)(4.2)(7.36349)} = 0.01209358 \text{ cm}^2 \rightarrow a = \frac{(0.01209)(4.2)}{(0.85)(0.21)(100)} =$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.01209358}{100 \times 20} = 0.00000604679 \Rightarrow \rho_{\min} = \rho_{\text{temp}} = 0.0018$$

Refuerzo transversal:

$$A_{st} = 0.0018bt \Rightarrow 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Usar } \phi \frac{3''}{8} @ s = \frac{0.71}{3.6} = 0.197 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad \frac{1.27}{3.6} = 0.35 \text{ cm}$$

$$= 0.20 \text{ m} \quad \text{ó} \quad \phi \frac{1''}{2} @ 0.35 \text{ m}$$

#### 4.3.2 Diseño de losas aligeradas

El pre-dimensionado de la losa aligerada desarrollado en el capítulo II es recomendado por el A.C.I. En atención al control de deflexiones. En esta etapa del diseño el espesor será probado para resistir por sí sólo los esfuerzos de corte ya que no se usa refuerzo transversal en losas aligeradas en una dirección.

A continuación se presenta tres diseños de losa aligerada trabajadas en excell.

La losa aligerada 01 se ubica entre los ejes 6 y 9, y corta los ejes E, G, H, J.

La losa aligerada 02 se ubica entre los ejes 6 y 9, y corta los ejes C, E, G, H.

Esta es una alternativa para la zona encuadrada entre los ejes 6 - 9, y C - E.

La losa aligerada 03 se ubica entre los ejes 10 y 12 y corta los ejes D, F, G.

## DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

### Datos para el diseño

Tipo de Edificación = VIVIENDAS

$f'c =$	210,00 Kg / cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200,00 Kg / cm <sup>2</sup>
$h =$	20,00 Cm
Piso Terminado =	120,00 Kg / m <sup>2</sup>
Tabiquería =	180,00 Kg / m <sup>2</sup>
S/C =	200,00 Kg / m <sup>2</sup>
$b =$	10,00 cm
$d =$	17,00 cm
Peso propio =	300,00 Kg / m <sup>2</sup>

$$\phi = 0,9$$

### Momentos máximos

$$p_{max} = 0.75 p_b = 0,0159$$

$$p_b = (0.85) K (f'c / f_y) \cdot (6000 / (6000 + f_y))$$

### Máximo Positivo

$$b = 40 \text{ Cm}$$

$$t = 5 \text{ Cm}$$

$$a = K \cdot t = 4,25 \text{ cm}$$

$$A_s = (0.85) f'c \cdot b \cdot a / f_y = 7,225 \text{ cm}^2$$

$$K = 0,85$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) = 4062,44 \text{ Kg-m}$$

Momento para el cual la vigueta trabaja como sección rectangular.

**Máximo Negativo** (a partir del cual necesita ensanche por flexión)

$$b = 10 \text{ Cm}$$

$$A_s = p_{max} \cdot b \cdot d = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s \cdot f_y / ((0.85) f'c \cdot b) = 6,375 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) = 1414,60 \text{ Kg-m}$$

**Momentos mínimos**

$$b = 10 \text{ Cm}$$

$$p_{\min} = 0.7(f'c)^{1/2} / f_y = 0,0024$$

$$A_s = p_{\min} \cdot b \cdot d = 0,411 \text{ cm}^2$$

**Mínimo Positivo**

$$b = 40 \text{ Cm}$$

$$a = A_s \cdot f_y / ((0.85) f'c \cdot b) = 0,242 \text{ Cm}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) = 261,97 \text{ Kg-m}$$

**Mínimo Negativo**

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$a = A_s \cdot f_y / ((0.85) f'c \cdot b) = 0,966 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) = 256,35 \text{ Kg-m}$$

**Fuerza Cortante Máxima que toma el concreto**

$$V_{uc} = (1.1) (0.53) \phi \cdot f'c^{1/2} = 7,18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{uc} = v_{uc} \cdot b \cdot d = 1220,80 \text{ Kg}$$

Si el cortante actuante excede este valor la vigueta requiere ensanche

**Refuerzo por contracción y Temperatura**

$$b = 100 \text{ Cm}$$

$$A_{st} = (0.0025) b \cdot t = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Separacion (S)**

Acero a usar	Area (cm <sup>2</sup> )	NUM
Ø ¼"	0,32	2

$$S = A_{\phi} / A_{st} = 0,25 \text{ M}$$

Requisitos

$$\leq 5 \cdot t \text{ ó } \leq 45 \text{ cm Cumples}$$

$$\text{Luego usar } \phi \frac{1}{4}'' @ 0.25 \text{ m}$$

**Resumen de características máximas y mínimas**

$$h = 20,00 \text{ cm}$$

$$d = 17,00 \text{ cm}$$

$$f'c = 210,00 \text{ Kg / cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ Kg / cm}^2$$

**Momentos máximos**

$$\begin{aligned} p_{\max} &= 0,0159 \\ \mu_{\max}^+ &= 4062,44 \text{ Kg-m} \\ \mu_{\max}^- &= 1414,60 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

**Momentos mínimos**

$$\begin{aligned} p_{\min} &= 0,0024 \\ \mu_{\min}^+ &= 261,97 \text{ Kg-m} \\ \mu_{\min}^- &= 256,35 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

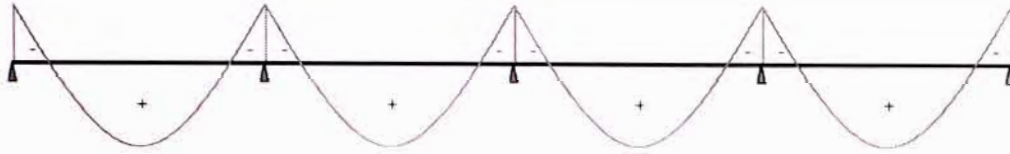
**Cortante máximo que toma el concreto**

$$\begin{aligned} v_{uc} &= 7,18 \text{ Kg / cm}^2 \\ V_{uc} &= 1220,80 \text{ Kg} \end{aligned}$$

**Acero**

$$\begin{aligned} A_{s_{\min}} &= 0,411 \text{ cm}^2 \\ A_{s_t} &= 1,25 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{aligned}$$

### METODO DE COEFICIENTES

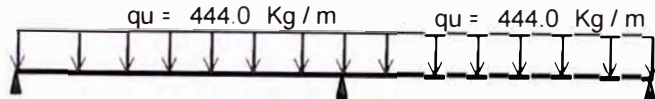
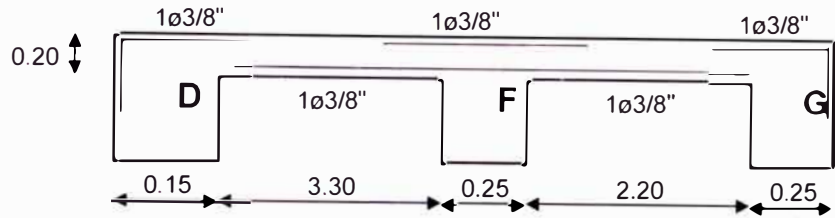


Columna o muro de concreto 1/ 16	Primer apoyo Interior = 2l 1/ 9		Primer apoyo Interior = 2l 1/ 9	Columna o muro de concreto 1/ 16
Viga o muro de albañilería 1/ 24	Primer apoy Interior > 2l 1/ 10	Demás apoyo: Interiores 1/ 11	Primer apoy Interior > 2l 1/ 10	Viga o muro de albañilería 1/ 24
	1/ 14	1/ 16	1/ 16	1/ 14
	Extremo Monolitico - Vig 1/ 11	Demás apoyos Interiores	Demás apoyos Interiores	Extremo Monolitico - Vig 1/ 11
	Apoyado - Muro			Apoyado - Muro

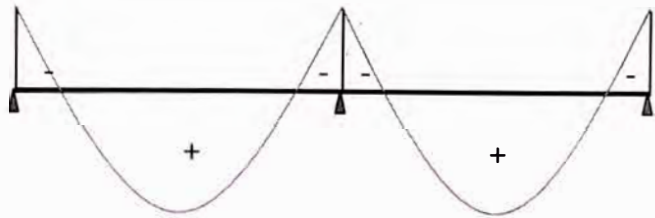
Fuerza cortante cara exterior del primer apoyo  $(1.15) W_u \cdot L_n / 2$

Fuerza cortante en la cara de los demás apoyos  $W_u \cdot L_n / 2$

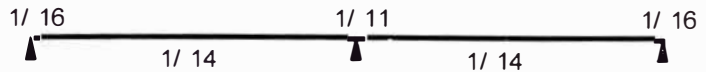
**LOSA ALIGERADA 03**



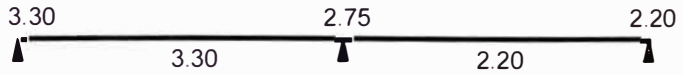
b = 10 cm  
b<sub>+</sub> = 40 cm



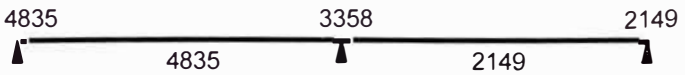
Coeficientes



Luces Promedio



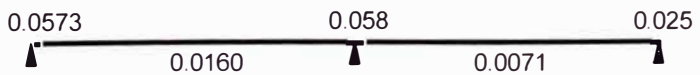
qu.L<sup>2</sup>



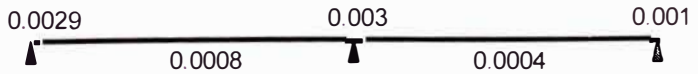
M = k.qu.L<sup>2</sup>



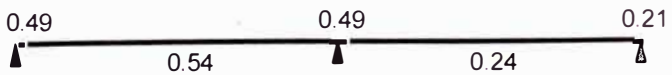
$w = .85 - (.7225 - (1.7)M / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))^{1/2}$



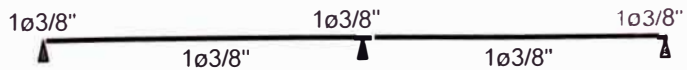
p = w.f<sub>c</sub> / f<sub>y</sub>



As = p . b . D

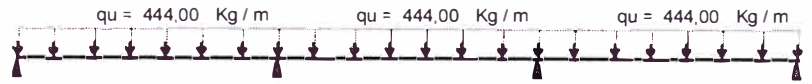
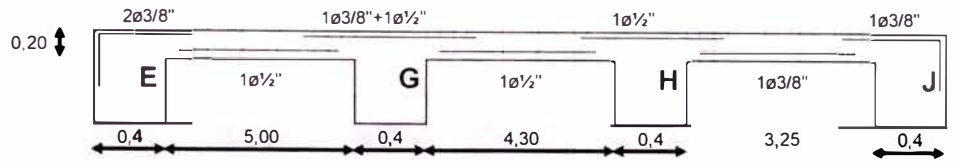


Aceros

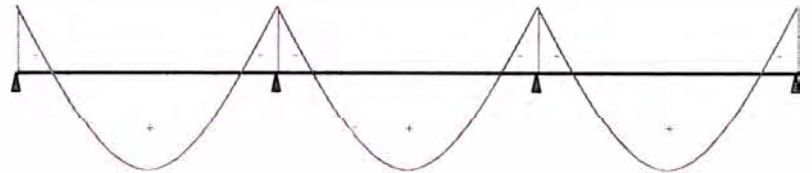




**LOSA ALIGERADA 01**

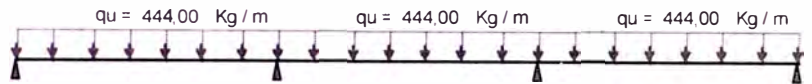
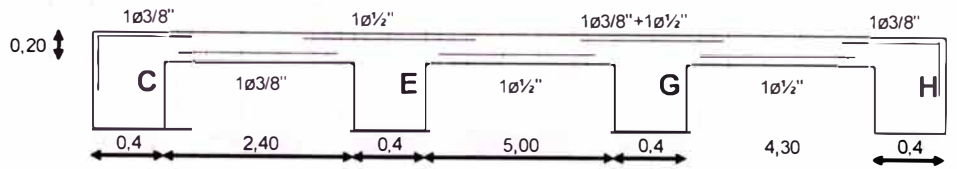


b<sub>1</sub> = 10 cm  
b<sub>2</sub> = 40 cm

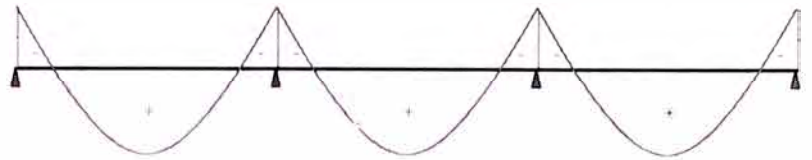


Coeficientes	1/ 24	1/ 10	1/ 10	1/ 24
Luces Promedio	5,00	4,65	3,78	3,25
qu . L <sup>2</sup>	11100	9600	6327	4690
M = k . qu . L <sup>2</sup>	( - ) 462,50	960,0	632,7	195,41
	( + ) 792,86	513,10	334,98	
$w = 85 \cdot (.7225 - (1.7)M(\phi f'c b d^2))^{1/2}$	0,0894	0,1991	0,1250	0,0366
	0,0371	0,0238	0,0155	
$p = w \cdot f'c / f_y$	0,0045	0,0100	0,0063	0,0018
	0,0019	0,0012	0,0008	
As = p . b . D	0,76	1,69	1,06	0,31
	1,26	0,81	0,53	
Aceros	2ø3/8"	1ø3/8"+1ø1/2"	1ø1/2"	1ø3/8"
	1ø1/2"	1ø1/2"	1ø3/8"	

LOSA ALIGERADA 02



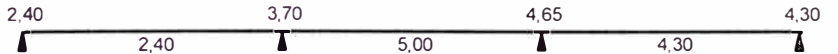
b = 10 cm  
b<sub>s</sub> = 40 cm



Coefficientes



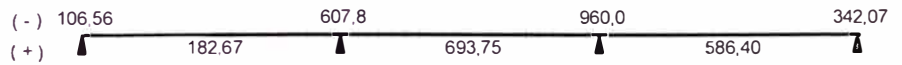
Luces Promedio



qu.L<sup>2</sup>



M = k.qu.L<sup>2</sup>



w = 85 - (.7225 - (1.7)M/(ø f'c b d<sup>2</sup>))<sup>1/2</sup>



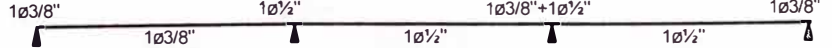
p = w.f'c / fy



As = p . b . D



Aceros



### 4.3.3 Diseño de Escaleras

Para el presente diseño, basta analizar un tramo de la escalera ya que ambas son iguales en ambas escaleras.

espesor " f " a utilizar:  $f = L_n / 20 - L_n / 25$

#### TRAMO 1

$P = 030 \text{ m}$        $CP = 0.166 \text{ m}$        $Acab = 100 \text{ kg/m}^2$        $s/c = 400 \text{ kg/m}^2$

#### DIMENSIONAMIENTO:

$$L_n = 5.40 \text{ m} \quad f = L / 30 = 0.18$$

$$L / 25 = 0.216 \quad \text{Entonces se usa } f = 0.25 \text{ m.}$$

$$\cos \Phi = P / (P^2 + CP^2)^{1/2} = 0.82 \quad hm = h + CP / 2 = f / \cos \Phi + CP / 2 = 0.3693 \text{ m.}$$

#### Metrado de Cargas:

Asumiendo un ancho unitario (1.00m)

$$\text{peso propio} = 0.3693 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 886.3688 \text{ kg/m.}$$

$$\text{acabado} = 100 \times 1.00 = 100 \text{ kg/m.}$$

$$s/c = 400 \times 1.00 = 400 \text{ kg/m}$$

$$Wu1 = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} = 2.19955 \text{ kg/m.}$$

Para el descanso:

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 600 \text{ kg/m.}$$

$$\text{acabados} = 100 \times 1.00 = 100 \text{ kg/m.}$$

$$s/c = 400 \times 1.00 = 400 \text{ kg/m.}$$

$$Wu2 = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} = 1770 \text{ kg/m.}$$

$$\square Ma = 0 \quad R \times 4.23 - 1.77 \times 1.50 \times 0.75 - 2.1996 \times 2.40 \times 2.70 - 1.5 \times 4.65 \times 4.65 \times 1.77 = 0$$

$$R\beta = 5.295 \text{ T}$$

$$V_x = 0 \quad R\beta - Wu1 \cdot X_0 = 0 \quad X_0 = 2.07 \text{ m.}$$

$$M_{max} = R\beta \cdot X_o - Wu_1 \cdot X_o^2 / 2 = 3.92 \text{ T-m.}$$

sabemos que:  $M_{diseño} = \alpha M_{max}$

$$\alpha = 1.0, 0.9, 0.8$$

$$\text{con } \alpha = 0.8$$

$$M_{diseño} = 3.563352 \text{ T-m.}$$

consideramos:

iterando:

$$r_n = 2 \text{ cm}$$

$$a = 2.171$$

$$\Phi 1/2" = 1.27 \text{ cm.}$$

$$A_s = 5.724$$

$$\text{Area } \Phi 1/2" = 1.27 \text{ cm}$$

$$a = 1.272$$

$$A_s = 5.571$$

$$d = 17.37$$

$$a = 1.238$$

$$A_s = 5.565$$

$$a = 1.237$$

$$A_s = 5.565$$

$$s = A\Phi \times 100 / A_s = 23$$

$$s_{max} = 3t = 60$$

$$s_{max} = 45$$

usamos:  $\Phi 1/2"$

@ 0.2m.

Para apoyos monolíticos rígidos:

$$(-)M_{diseño} = (+)M_{diseño} / 2$$

$$1.76 \text{ T-m}$$

$$A_s = + A_s / 2$$

$$2.78 \text{ cm}^2$$

$$s = A\Phi \times 100 / A_s = 26$$

$$s_{max} = 3t = 60$$

$$s_{max} = 45$$

se usa:  $\Phi 3/8" @ 0.25\text{m.}$

lado inclinado de la escalera =  $L_s = 3.90\text{m}$

longitud de desarrollo =  $L_s / 5 = 0.80\text{m}$

$$A_{stemp} = 0.0018 b d = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60\text{cm}^2$$

$$s = A\Phi \times 100 / A_s = 20$$

$$s_{max} = 5t = 100$$

$$s_{max} = 45$$

usamos.  $\Phi 3/8" @ 0.20\text{m.}$

#### 4.3.4 Diseño de Columnas

Para el diseño de columnas utilizamos el programa CSICOL, el cual ubica dentro del Diagrama de Interacción de Columna nuestros pares de momentos y fuerzas axiales para interpretar el comportamiento de las columnas.

Se verifica que en la columna 66 ( la más cargada) se cumple que falla por ductilidad en los pisos 8vo, 7mo y 6to. con la cuantía mínima.

Se verifica que para los pisos inferiores se debe diseñar por compresión. De los valores de fuerzas axiales obtenidos en las elevaciones H y 9 del anexo 01 y la sección de columna.

$p_{min} = 1 \% \text{ del área de la sección de la columna}$

$p_{max} = 8 \% \text{ del área de la sección de la columna}$

como la cuantía mínima es  $p_{min} = 0.01 \times 40 \times 60 = 24 \text{ cm}^2$ .

se utiliza:  $14 \square 5/8 \Rightarrow A_s = 14 \times 1.98 = 27.72 \text{ cm}^2$  como se describe en los resultados gráficos de este programa.

Teniendo en cuenta que se trabaja con un módulo de elasticidad igual a:

$$u = 15000 \times (f'c)^{1/2} \text{ kg/cm}^2$$

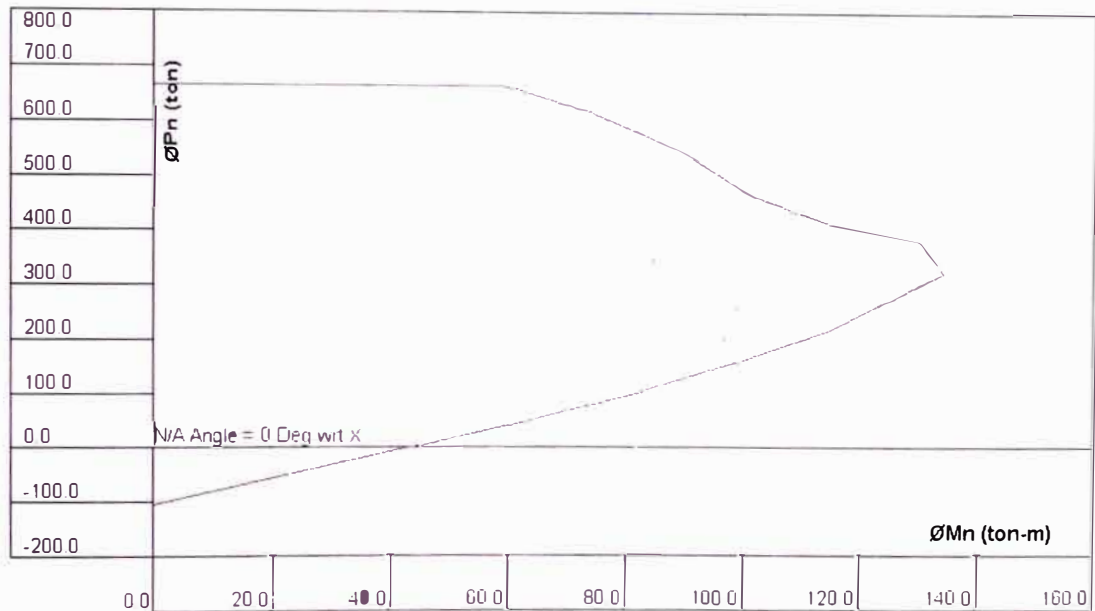
De las tablas diseñadas por el programa ETABS obtenemos las fuerzas axiales y momentos en las columnas.

Por lo que esta fuerza acumulada por su peso propio en sus niveles, entre la sección de la columna (40 x 60) revela un esfuerzo máximo de trabajo de  $113.4208333 \text{ kg/cm}^2$ .

$f'c = 2450 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kg/cm}^2$  y un recubrimiento de los  $\emptyset$  de las columnas de 0.04m.

## DIAGRAMA DE INTERACCION

Como ejemplo se ilustra el caso de la columna 66, la que soporta mayor esfuerzo por tener mas carga tributaria.



NIVEL	CARGA AXIAL ton.	MOMENTO ton. x m.
8 vo.	12.56	11.76
7 mo.	26.73	10.04
6 to.	53.08	9.44
5 to.	82.74	6.26
4 to.	114.56	5.89
3 ro.	148.32	5.20
2 do.	188.49	7.62
1 ro.	237.35	3.71

Project  
 Job No  
 Company  
 Designer  
 Remarks

Software CSICOL (Version: 8.2 (Rev. 2))  
 File Name C:\Program Files\Computers and Structures\CSiCol  
 \45689  
 Working Units Metric (mm, Ton, Ton-m, Ton/m^2)  
 Design Code ACI-318-02

**Column: C40X60**

**Basic Design Parameters**

Caption	= C40X60	
Default Concrete Strength, Fc	= 2450	ton/m^2
Default Concrete Modulus, Ec	= 2347871	ton/m^2
Maximum Concrete Strain	= 0.003	in/in
Rebar Set	= ASTM	
Default Rebar Yield Strength, Fy	= 42000	ton/m^2
Default Rebar Modulus, Es	= 20000000	ton/m^2
Default Cover to Rebars	= 0.040	m
Maximum Steel Strain	= Infinity	
Transverse Rebar Type	= Ties	
Total Shapes in Section	= 2	
Consider Slenderness	= No	



Steel Ratio = 0.50 %

### Basic Section Properties:

Total Width	= 0.6108	m
Total Height	= 0.9162	m
Center, Xo	= 0.000	m
Center, Yo	= 0.000	m
X-bar (Right)	= 0.3054	m
X-bar (Left)	= 0.3054	m
Y-bar (Top)	= 0.4581	m
Y-bar (Bot)	= 0.4581	m

### Transformed Properties:

Base Material	= Custom	
Area, A	= 0.55962	m <sup>2</sup>
Inertia, Ixx	= 0.03915	m <sup>4</sup>
Inertia, Iyy	= 0.0174	m <sup>4</sup>
Inertia, Ixy	= 0.000	m <sup>4</sup>
Radius, rx	= 0.26448	m
Radius, ry	= 0.17632	m

### Additional Section Properties:

#### Transformed Properties:

Base Material	= Custom	
Modulus, S3(Top)	= 0.08545	m <sup>3</sup>
Modulus, S3(Bot)	= 0.08545	m <sup>3</sup>
Modulus, S2(Left)	= 0.05697	m <sup>3</sup>
Modulus, S2(Right)	= 0.05697	m <sup>3</sup>
Plastic Modulus, Z3	= 0.000	m <sup>3</sup>
Plastic Modulus, Z2	= 0.000	m <sup>3</sup>
Torsional, J	= 0.04198	m <sup>4</sup>
Shear Area, A3	= 0.000	m <sup>2</sup>
Shear Area, A2	= 0.000	m <sup>2</sup>
Principal Angle	= 0.00E+00	Deg
Inertia, I33'	= 0.03915	m <sup>4</sup>
Inertia, I22'	= 0.0174	m <sup>4</sup>

### Framing Along-X

Total C/C Length, Lc	= 3.500	m
Unsupported Length, Lu	= 3.000	m
Framing Type	= 4	
Framing Case	= 0	
K Factor, Braced	= 1.00	
KI/r, Braced	= 11.34	
K Factor, Unbraced	= 1.00	
KI/r, Unbraced	= 11.34	

### Framing Along-Y

Total C/C Length, Lc	= 3.500	m
----------------------	---------	---

Unsupported Length, Lu	= 3.000	m
Framing Type		
Framing Case	= 0	
K Factor, Braced	= 1.00	
Kl/r, Braced	= 17.01	
K Factor, Unbraced	= 1.00	
Kl/r, Unbraced	= 17.01	

### Final Design Loads

Sr.No	Combination	Load Pu ton	Mux-Bot ton-m	Muy-Bot ton-m	Mux-Top ton-m	Muy-Top ton-m
	Combination1	40.00	6.00	6.00	8.00	8.00

### Result Summary

Sr.No	Combination	Pu (ton)	Cap. Ratio-Bot	Cap. Ratio-Top	Remarks
1	Combination1	40.00	0.251	0.334	Capacity OK

### Moment Magnification Calculations

#### Combination1- Along X

Bracing Condition = Non-Sway

Non-Sway Part of Loading:

Design Load, Pu	= 40.00	ton
Sustained Load, Pud	= 20.00	ton
End Moment, M1	= 4.00	ton-m
End Moment, M2	= 3.00	ton-m
Minimum Moment, Mmin	= 0.00	ton-m
Design Moment, Mc	= 0.00	ton-m

Creep Factor, Bd	= 0.00	
Section Stiffness, EI For Pcr	= 0.00E+00	ton-m <sup>2</sup>
Euler Buckling Load, Pcr	= 0.00	ton
Moment Factor, Cm	= 0.00	
Non-Sway Moment Magnifier	= 1.00	
Magnified Moment, Mc	= 6.00	ton-m

#### Combination1- Along Y

Bracing Condition = Non-Sway

Non-Sway Part of Loading:

Design Load, Pu	= 40.00	ton
Sustained Load, Pud	= 20.00	ton
End Moment, M1	= -2.00	ton-m
End Moment, M2	= 0.75	ton-m
Minimum Moment, Mmin	= 0.00	ton-m
Design Moment, Mc	= 0.00	ton-m

Creep Factor, Bd	= 0.00	
Section Stiffness, EI For Pcr	= 0.00E+00	ton-m <sup>2</sup>
Euler Buckling Load, Pcr	= 0.00	ton
Moment Factor, Cm	= 0.00	

n-Sway Moment Magnifier  
Magnified Moment. Mc

$$= \frac{1.00}{0.00}$$

ton m

### 4.3.5 Diseño de vigas

#### PROGRAMA PARA DISEÑAR VIGAS RECTANGULARES

VIGA TIPO:

Eje H (1er nivel -tramo eje 9 y eje 13) positivo

DATOS GENERALES		Seccion	Datos aproximados para el calculo del peralte
fc: 245 Kg/cm <sup>2</sup>	Sismicidad de la zona Regular	Base: 0,4 m	$\phi_{vertical}$ : 5/8"
Fy 4200 Kg/cm <sup>2</sup>		Alto: 0,6 m	
$\phi$ : 0,9		Recubrimiento: 0,04 m	Numero de capas de refuerzo : 1
Momento 8,16 ton-m		$\phi_{horizontal}$ : 3/8"	

#### ANALISIS- DISEÑO

1.00 Calculo del peralte.

$$d = h - (r + \phi_{vertical} + \frac{\phi_{refuerzo} * N}{2} + (N - 1) * 1/2)$$

donde:

\*Separacion vertical entre refuerzos > 1"

d: Peralte de la Viga

h: Altura de la Viga

r: Recubrimiento

N: Numero de capas de refuerzo

$$d = 60 - (4 + 0,95 + 1,91 * 1 / 2 + 0 * 0,955)$$

$$d = 54,095 \text{ cm}$$

2.00 Calculo del refuerzo.

Formulas utilizadas.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

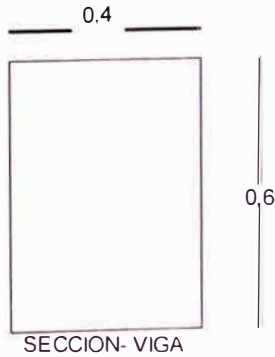
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

ITERANDO TENEMOS:

$$A_s = 4,1 \text{ cm}^2$$

$$a = 2,05 \text{ cm}$$

Diametro (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8"	0,71
1/2"	1,27
5/8"	1,98
3/4"	2,85
1"	5,07
1 1/8"	6,41
1 1/4"	7,92
1 1/3"	9,58
1 1/2"	11,4



ACERO A UTILIZAR

$$2 \text{ } 5/8" + 2 \text{ } 5/8"$$

AREA TOTAL AS= 7,920 cm<sup>2</sup>

usaremos 4 fierros de 5/8"

Ancho minimo (b)  
b = 24,28 cm

3.00 Calculo de la cuantia balanceada

$$\rho_b = \beta * 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} * \left( \frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

donde:

$$\beta = 0.85 - 0.05 * \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

si  $f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0.85$

Reemplazando valores tenemos:

$$\rho_b : 0.0248$$

$$\rho_{min} = 0.75 * \rho_b \Rightarrow \rho_{min} = 0.01859$$

Cuantia de la viga:

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

$$\rho = 0.0037$$

$$\rho > \rho_{min}$$

! CUMPLE !

## Diseño de Viga Doblemente Reforzada

$$A_{s1} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

Reemplazando valores:  $A_{s1} = 4023 \text{ cm}^2$

Usamos las siguientes formulas:

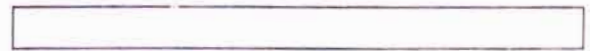
$$a = \frac{A_{s1} * F_y}{0.85 * f'c * b} = 203 \text{ cm} \quad M_{u1} = \phi * A_{s1} * F_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 6684 \text{ t-m}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 816 - 6684 = \text{#### t-m}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - d')} = \text{### cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = A_{s1} + A_{s2} = 781 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{3 \text{ 1"}} + \boxed{1 \text{ 3/4"}}$$

$$A_s = 1806 \text{ cm}^2$$



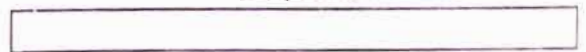
$$f's = 6 * \left( \frac{c - d}{c} \right)$$

Donde:  $c = \frac{a}{\beta} = 2387$        $d = 622 \text{ cm}$

$$f's = 4.44 \text{ t/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{M_{u2}}{\phi * f'c * (d - d')} = 1568 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{1 \text{ 3/4"}} + \boxed{2 \text{ 1"}}$$

$$A_s = 1299 \text{ cm}^2$$



**PROGRAMA PARA DISEÑAR VIGAS RECTANGULARES**

VIGA TIPO

<p><b>DATOS GENERALES</b></p> <p><math>f_c</math>: 245 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p><math>F_y</math> 4200 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p><math>\phi</math>: 0,9</p> <p>Momento 22,42 ton-m</p>	<p><b>Seccion</b></p> <p>Base: 0.4 m</p> <p>Alto: 0.6 m</p> <p>Recubrimiento: 0.04 m</p> <p><math>\phi_{estribos}</math>: 3/8"</p>	<p><b>Datos aproximados para el calculo del peralte</b></p> <p><math>\phi_{refuerzo}</math>: 5/8"</p> <p>Numero de capas de refuerzo: 1</p>
--	--	---

**ANALISIS- DISEÑO**

1.00 Calculo del peralte.

$$d = h - (r + \phi_{estribos} + \frac{\phi_{refuerzo} * N}{2} + (N-1) * 1/2)$$

donde

Separacion vertical entre refuerzos > 1"

d: Peralte de la Viga  
 h: Altura de la Viga  
 r: Recubrimiento  
 N: Numero de capas de refuerzo

$d = 60 - (4 + 0,95 + 1,91 * 1 / 2 + 0 * 0,955)$   
 $d = 54,095$  cm

2.00 Calculo del refuerzo

Formulas utilizadas:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

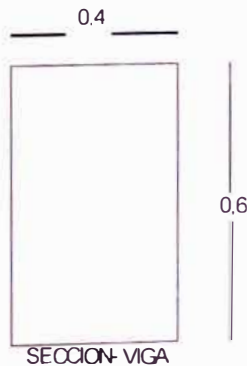
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

ITERANDO TENEMOS:

$A_s = 12 \text{ cm}^2$

$a = 5,84$  cm

Diametro (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.98
3/4"	2.85
1"	5.07
1 1/8"	6.41
1 1/4"	7.92
1 1/3"	9.58
1 1/2"	11.4



ACERO A UTILIZAR

3/4" +  5/8"

AREA TOTAL AS= 12.510 cm<sup>2</sup>

usaremos 5 fierros de 1 1/8"

Ancho minimo (b)  
 $b = 29,36$  cm

3.00 Calculo de la cuantia balanceada

$$\rho_b = \beta * 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} * \left( \frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

donde

$$\beta = 0.85 - 0.05 * \left( \frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

si  $f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0.85$

Reemplazando valores tenemos:

$\rho_b : 0.0248$        $\rho_{min} = 0.75 * \rho_b \Rightarrow \rho_{min} = 0,01859$

Cuantia de la viga

$\rho = \frac{A_s}{b * d} = 0.0058 \Rightarrow \rho > \rho_{min}$

¡ CUMPLE !

## Diseño de Viga Doblemente Reforzada

$$A_{s1} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

Reemplazando valores :  $A_{s1} = 40,23 \text{ cm}^2$

Usamos las siguientes formulas:

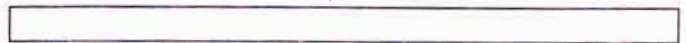
$$a = \frac{A_{s1} * F_y}{0.85 * f'c * b} = 20,3 \text{ cm} \quad M_{u1} = \phi * A_{s1} * F_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 66,84 \text{ t-m}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 22,4 - 66,84 = \text{####} \text{ t-m}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - d')} = \text{####} \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = A_{s1} + A_{s2} = 15,69 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{3} \text{ 1"} + \boxed{1} \text{ 3/4"}$$

$$A_s = 18,06 \text{ cm}^2$$



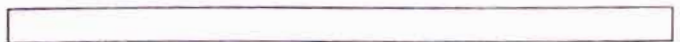
$$f's = 6 * \left( \frac{c - d'}{c} \right)$$

Donde :  $c = \frac{a}{\beta} = 23,87 \quad d' = 6,22 \text{ cm}$

$$f's = 4,44 \text{ t/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A's = \frac{M_{u2}}{\phi * f'c * (d - d')} = 4,309 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{1} \text{ 3/4"} + \boxed{2} \text{ 1"}$$

$$A's = 12,99 \text{ cm}^2$$





**PROGRAMA PARA DISEÑAR VIGAS RECTANGULARES**

VIGA TIPO: Eje H (1er Nivel- tramo eje 6 y eje 9) positivo

<p><b>DATOS GENERALES</b></p> <p><math>f'c</math>: 245 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p><math>F_y</math> 4200 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p><math>\phi</math>: 0,9</p> <p>Momento 17,16 ton-m</p>	<p><b>Seccion</b></p> <p>Base: 0,4 m</p> <p>Alto: 0,6 m</p> <p>Recubrimiento: 0,04 m</p> <p><math>\phi_{estribos}</math>: 3/8"</p>	<p>Datos aproximados para el calculo del peralte</p> <p><math>\phi_{refuerzo}</math> : 5/8"</p> <p>Numero de capas de refuerzo : 1</p>
--	--	--

**ANALISIS- DISEÑO**

1,00 Calculo del peralte.

$$d = h - (r + \phi_{estribos} + \frac{\phi_{refuerzo} * N}{2} + (N - 1) * 1/2")$$

d = 60 - (4 + 0,95 + 1,91 \* 1 / 2 + 0 \* 0,955)  
 d = 54,095 cm

donde:  
 Separacion vertical entre refuerzos > 1"  
 d: Peralte de la Viga  
 h: Altura de la Viga  
 r: Recubrimiento  
 N: Numero de capas de refuerzo

2,00 Calculo del refuerzo.

Formulas utilizadas.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

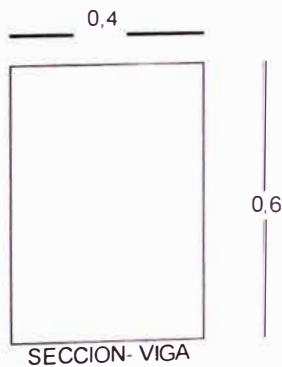
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

ITERANDO TENEMOS:

$A_s = 8,7 \text{ cm}^2$

$a = 4,41 \text{ cm}$

Diametro (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8"	0,71
1/2"	1,27
5/8"	1,98
3/4"	2,85
1"	5,07
1 1/8"	6,41
1 1/4"	7,92
1 1/3"	9,58
1 1/2"	11,4



ACERO A UTILIZAR

2 5/8" + 2 3/4"

AREA TOTAL AS = 9,660 cm<sup>2</sup>

usaremos 2 fierros de 5/8" + 2 fierros de 3/4"

Ancho minimo (b)  
 b = 24,6 cm

3,00 Calculo de la cuantia balanceada

$$\rho_b = \beta * 0.85 * \frac{f'c}{F_y} * \left( \frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

donde:

$$\beta = 0.85 - 0.05 * \left( \frac{f'c - 280}{70} \right)$$

si  $f'c < 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0.85$

Reemplazando valores tenemos:

$\rho_b : 0,0248$

$\rho_{min} = 0.75 * \rho_b \Rightarrow \rho_{min} = 0,01859$

Cuantia de la viga:

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

$\rho = 0,0045$

$\rho > \rho_{min}$

¡ CUMPLE !

## Diseño de Viga Doblemente Reforzada

$$A_{s1} = \rho_{\max} * b * d \quad \text{Reemplazando valores:} \quad A_{s1} = 40,23 \text{ cm}^2$$

Usamos las siguientes formulas:

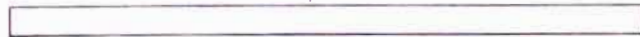
$$a = \frac{A_{s1} * F_y}{0,85 * f'c * b} = 20,3 \text{ cm} \quad M_{u1} = \phi * A_{s1} * F_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 66,84 \text{ t-m}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 17,2 - 66,84 = \text{#### t-m}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - d')} = \text{### cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = A_{s1} + A_{s2} = 12,78 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{3} \text{ 1"} + \boxed{1} \text{ 3/4"} =$$

$$A_s = 18,06 \text{ cm}^2$$



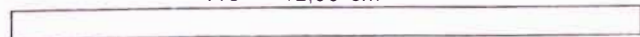
$$f's = 6 * \left( \frac{c - d'}{c} \right)$$

Donde:  $c = \frac{a}{\beta} = 23,87 \quad d' = 6,22 \text{ cm}$

$$f's = 4,44 \text{ t/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A's = \frac{M_{u2}}{\phi * f'c * (d - d')} = 3,298 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{1} \text{ 3/4"} + \boxed{2} \text{ 1"} =$$

$$A's = 12,99 \text{ cm}^2$$



## PROGRAMA PARA DISEÑAR VIGAS RECTANGULARES

VIGA TIPO

Eje H (1er Nivel- tramo eje 6 y eje 9) positivo

DATOS GENERALES		Seccion	Datos aproximados para el calculo del peralte
$f'c$ : 245 Kg/cm <sup>2</sup>	Sismicidad de la zona Regular	Base: 0,4 m	$\phi_{refuerzo}$ : 5/8"
$F_y$ 4200 Kg/cm <sup>2</sup>		Alto: 0,6 m	
$\phi$ : 0,9		Recubrimiento: 0,04 m	Numero de capas de refuerzo : 1
Momento 17,16 ton-m		$\phi_{estribos}$ : 3/8"	

ANALISIS- DISEÑO

1.00 Calculo del peralte.

$$d = h - (r + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{refuerzo} * N}{2} + (N - 1) * 1/2)$$

$$d = 60 - (4 + 0,95 + 1,91 * 1 / 2 + 0 * 0,955)$$

$$d = 54,095 \text{ cm}$$

donde: Separacion vertical entre refuerzos > 1"

d: Peralte de la Viga  
h: Altura de la Viga  
r: Recubrimiento  
N: Numero de capas de refuerzo

2.00 Calculo del refuerzo.

Fomulas utilizadas

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

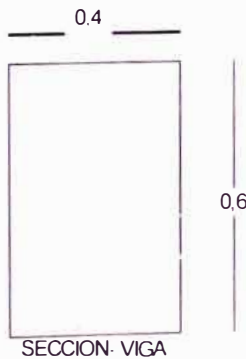
$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b}$$

ITERANDO TENEMOS:

$$A_s = 8,7 \text{ cm}^2$$

$$a = 4,41 \text{ cm}$$

Diametro (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8"	0,71
1/2"	1,27
5/8"	1,98
3/4"	2,85
1"	5,07
1 1/8"	6,41
1 1/4"	7,92
1 1/3"	9,58
1 1/2"	11,4



ACERO A UTILIZAR

$$2 \text{ } 5/8" + 2 \text{ } 3/4"$$

AREA TOTAL AS= 9,660 cm<sup>2</sup>

usaremos 2 fierros de 5/8" + 2 fierros de 3/4"

Ancho minimo (b)  
b = 24,6 cm

3.00 Calculo de la cuantia balanceada

$$\rho_b = \beta * 0,85 * \frac{f'c}{F_y} * \left( \frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

donde:

$$\beta = 0,85 - 0,05 * \left( \frac{f'c - 280}{70} \right)$$

$$\text{si } f'c < 280 \text{ (kg/cm}^2 \text{)} \Rightarrow \beta = 0,85$$

Reemplazando valores tenemos:

$$\rho_b : 0,0248$$

$$\rho_{min} = 0,75 * \rho_b \Rightarrow \rho_{min} = 0,01859$$

Cuantia de la viga:

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

$$\rho = 0,0045$$

$$\rho > \rho_{min}$$

¡ CUMPLE !

## Diseño de Viga Doblemente Reforzada

$$A_{s1} = \rho_{\max} * b * d \quad \text{Reemplazando valores} \quad A_{s1} = 40,23 \text{ cm}^2$$

Usamos las siguientes formulas

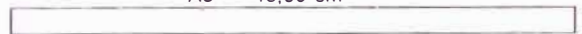
$$a = \frac{A_{s1} * F_y}{0.85 * f'_c * b} = 20,3 \text{ cm} \quad M_{u1} = \phi * A_{s1} * F_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 66,84 \text{ t-m}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 17,2 - 66,84 = \text{#### t-m}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - d')} = \text{### cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = A_{s1} + A_{s2} = 12,78 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{3} \text{ 1" } + \boxed{1} \text{ 3/4"}$$

$$A_s = 18,06 \text{ cm}^2$$



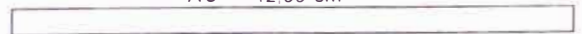
$$f's = 6 * \left( \frac{c - d'}{c} \right)$$

Donde  $c = \frac{a}{\beta} = 23,87 \quad d' = 6,22 \text{ cm}$

$$f's = 4,44 \text{ t/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A's = \frac{M_{u2}}{\phi * f'_c * (d - d')} = 3,298 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{1} \text{ 3/4" } + \boxed{2} \text{ 1"}$$

$$A's = 12,99 \text{ cm}^2$$



**PROGRAMA PARA DISEÑAR VIGAS RECTANGULARES**

VIGA TIPO

Eje H (1er Nivel- tramo eje 6 y eje 9) negativo

<p><b>DATOS GENERALES</b></p> <p>f'c: 245 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p>Fy 4200 Kg/cm<sup>2</sup></p> <p>ϕ : 0,9</p> <p>Momento 13,1 ton-m</p>	<p><b>Seccion</b></p> <p>Base: 0,4 m</p> <p>Alto: 0,6 m</p> <p>Recubrimiento: 0,04 m</p> <p>ϕ<sub>estribos</sub> : 3/8"</p>	<p>Datos aproximados para el calculo del peralte</p> <p>ϕ<sub>refuerzo</sub> : 5/8"</p> <p>Numero de capas de refuerzo : 1</p>
---	---	--

**ANALISIS- DISEÑO**

1,00 Calculo del peralte.

$$d = h - (r + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{refuerzo} * N}{2} + (N - 1) * 1/2)$$

d = 60 - (4 + 0,95 + 1,91 \* 1 / 2 + 0 \* 0,955)

d = 54,095 cm

donde: Separacion vertical entre refuerzos > 1"

d: Peralte de la Viga

h: Altura de la Viga

r: Recubrimiento

N: Numero de capas de refuerzo

2,00 Calculo del refuerzo.

Formulas utilizadas.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

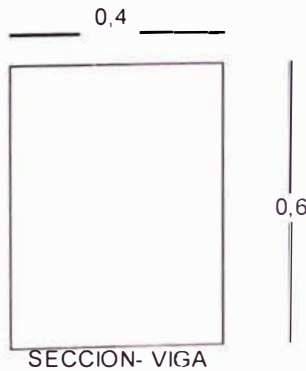
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

ITERANDO TENEMOS:

As = 6,6 cm<sup>2</sup>

a = 3,33 cm

Diametro (pulg)	Area (cm <sup>2</sup> )
3/8"	0,71
1/2"	1,27
5/8"	1,98
3/4"	2,85
1"	5,07
1 1/8"	6,41
1 1/4"	7,92
1 1/3"	9,58
1 1/2"	11,4



ACERO A UTILIZAR

2 5/8" + 2 5/8"

AREA TOTAL AS= 7,920 cm<sup>2</sup>

usaremos 4 fierros de 5/8"

Ancho minimo (b)  
b = 24,28 cm

3,00 Calculo de la cuantia balanceada

$$\rho_b = \beta * 0.85 * \frac{f'c}{Fy} * \left( \frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

donde:

$$\beta = 0.85 - 0.05 * \left( \frac{f'c - 280}{70} \right)$$

si f'c < 280 kg/cm<sup>2</sup> => β = 0.85

Reemplazando valores tenemos:

ρ<sub>b</sub> : 0,0248

ρ<sub>max</sub> = 0,75 \* ρ<sub>b</sub> => ρ<sub>max</sub> = 0.01859

Cuantia de la viga:

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

ρ = 0,0037 => ρ < ρ<sub>max</sub>

¡ CUMPLE !

## Diseño de Viga Doblemente Reforzada

$$A_{s1} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\text{Reemplazando valores : } A_{s1} = 40,23 \text{ cm}^2$$

Usamos las siguientes formulas:

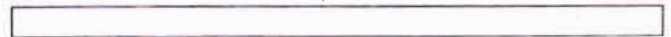
$$a = \frac{A_{s1} * F_y}{0.85 * f'_c * b} = 20,3 \text{ cm} \quad M_{u1} = \phi * A_{s1} * F_y * \left( d - \frac{a}{2} \right) = 66,84 \text{ t-m}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 13,1 - 66,84 = \text{#### t-m}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\phi * f_y * (d - d')} = \text{### cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = A_{s1} + A_{s2} = 10,54 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{3} \text{ 1"} + \boxed{1} \text{ 3/4"} = 10,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18,06 \text{ cm}^2$$



$$f's = 6 * \left( \frac{c - d'}{c} \right)$$

$$\text{Donde : } c = \frac{a}{\beta} = 23,87 \quad d' = 6,22 \text{ cm}$$

$$f's = 4,44 \text{ t/cm}^2$$

$$\Rightarrow \quad A's = \frac{M_{u2}}{\phi * f'_c * (d - d')} = 2,518 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{1} \text{ 3/4"} + \boxed{2} \text{ 1"} = 2,518 \text{ cm}^2$$

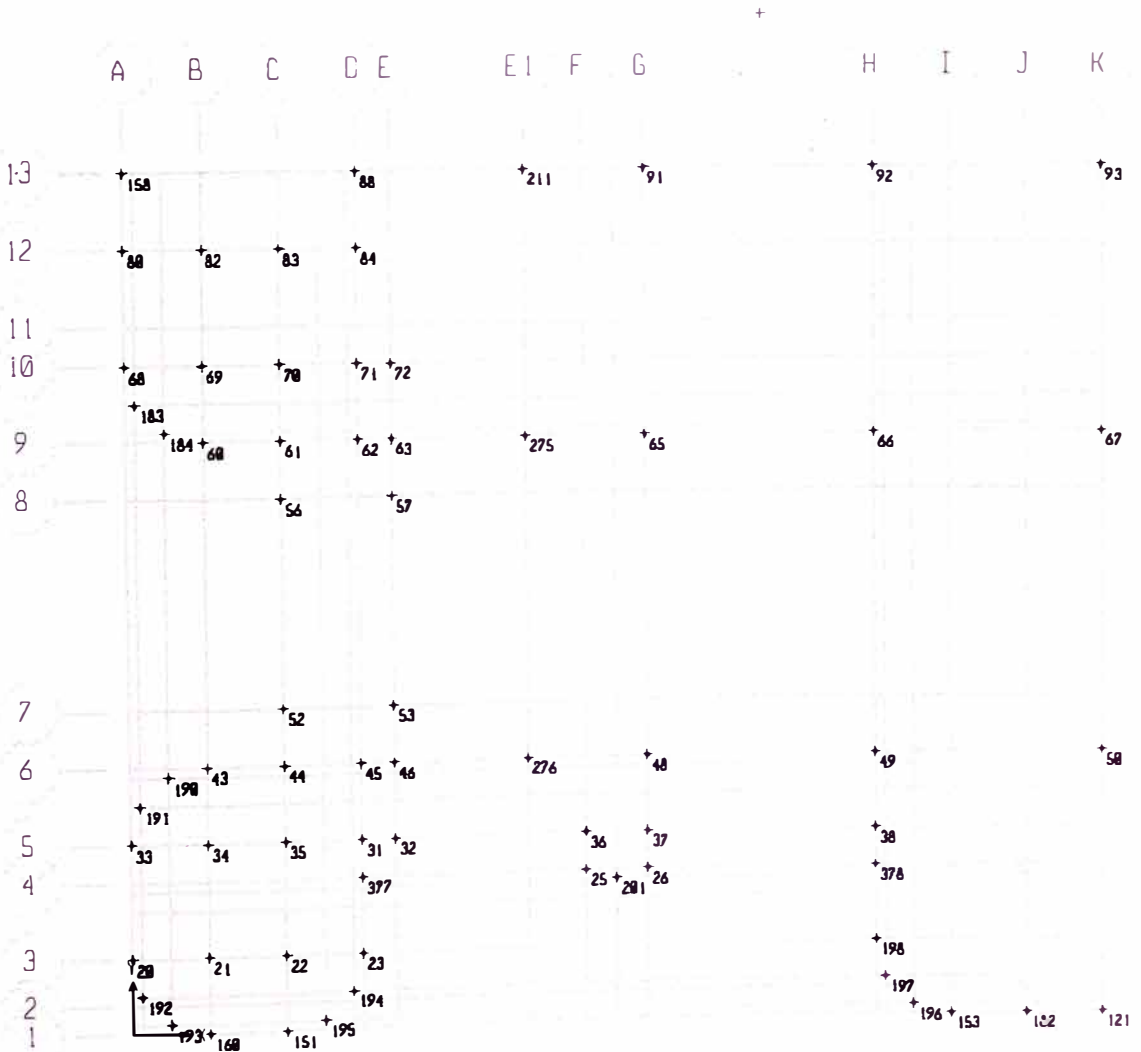
$$A's = 12,99 \text{ cm}^2$$



4.3.6 Diseño de Cimentaciones

CIMENTACIONES

Sobre esta plantilla de ejes se encuentran numeradas la ubicación de los diseños de cimentaciones de las columnas descritas mas adelante, seleccionadas para este proyecto por sus particularidades tanto de ubicación como de carga.





4.3.6 Diseño de Cimentaciones

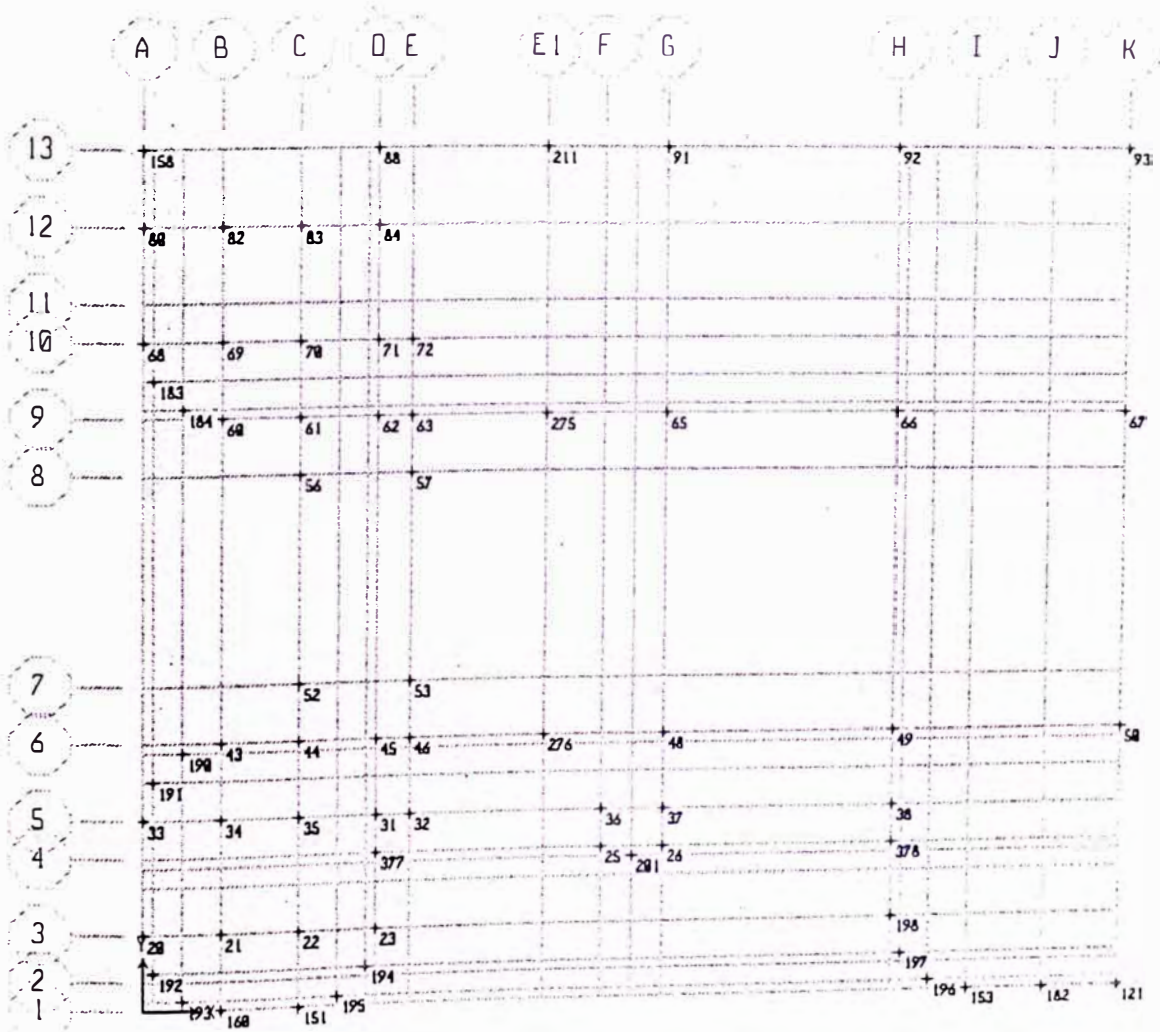
CIMENTACIONES

Sobre esta plantilla de ejes se encuentran numeradas la ubicación de los diseños de cimentaciones de las columnas descritas mas adelante, seleccionadas para este proyecto por sus particularidades tanto de ubicación como de carga.



### 4.3.6 Diseño de Cimentaciones

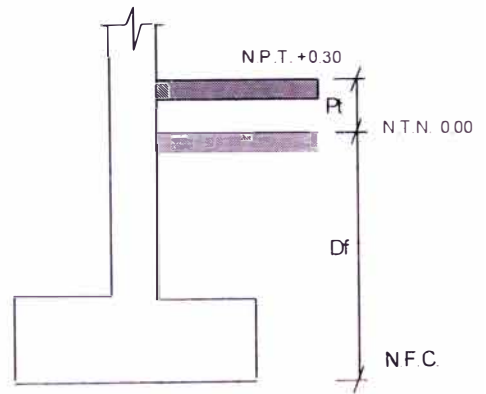
Sobre esta plantilla de ejes se encuentran numeradas la ubicación de los diseños de cimentaciones de las columnas descritas mas adelante, seleccionadas para este proyecto por sus particularidades tanto de ubicación como de carga.



DISEÑO DE ZAPATA AISLADA COL 48

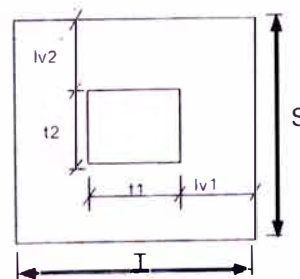
Datos de entrada:

P (ETABS)	=	82.42 T
Pu (ETABS)	=	130.61 T
S/C	=	300.00 Kg / m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	=	210.00 Kg / cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	=	4200.00 Kg / cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub>	=	1.50 Kg / cm <sup>2</sup>
γ <sub>m</sub>	=	2.10 T / m <sup>3</sup>
D <sub>f</sub>	=	1.00 m
P <sub>t</sub>	=	0.30 m
Columna t <sub>1</sub>	=	0.60 m
Columna t <sub>2</sub>	=	0.40 m



Consideraciones

ρ <sub>t</sub>	=	0.0018
Recubrimiento	=	7.5 cm
φ principal	=	5/8"
φ transversal	=	5/8"



Resultados

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

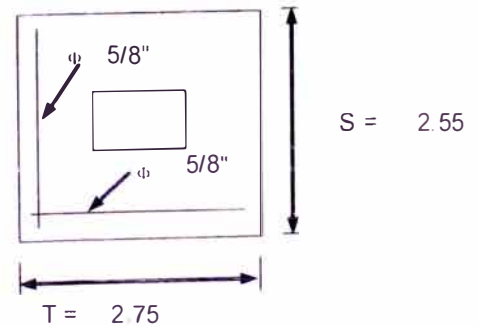
$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - S / C = 11.97 \text{ T / m}^2$   
 $Azapa = P / \sigma_n = 6.89 \text{ m}^2$

Entonces :

$T = 2.72 \text{ m}$   
 $S = 2.52 \text{ m}$

Redondeando :

$T = 2.75 \text{ m}$   
 $S = 2.55 \text{ m}$   
 $Lv1 = 1.08 \text{ m}$   
 $Lv2 = 1.08 \text{ m}$



Reaccion Neta del Terreno

$W_{nu} = P_u / Azapa = 18.63 \text{ Ton / m}^2$

Dimensionamiento de la altura de la zapata por punzonamiento:

$h = 0.40 \text{ m}$   
 $d_{prom} = 30.91 \text{ cm}$

Verificacion por Cortante :

$V_{du} = 36.33 \text{ T}$   
 $V_n = 42.75 \text{ T}$   
 $V_c = 60.71 \text{ T} > V_n \text{ Conforme}$

## Diseño por flexion

$$M_u = 27.44 \text{ T-m}$$

$$A_s = 26.10 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad a = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24.44 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad a = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24.37 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad a = 2.25 \text{ cm}^2$$

Verificacion  $A_s$  min

$$A_{smin} = 14.19 \text{ cm}$$

## Acero Principal :

$$A_\phi = 1.98 \text{ cm}$$

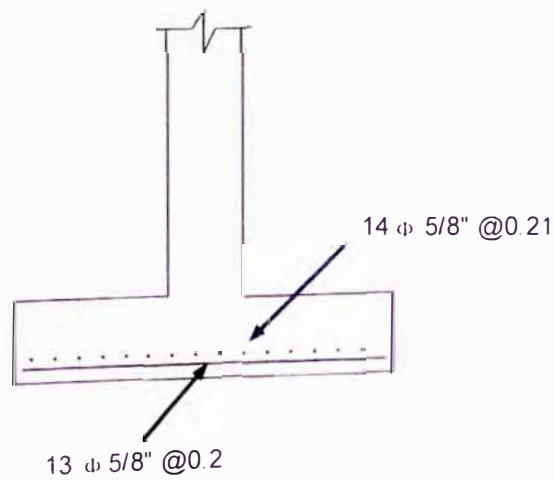
$$\text{Usar } 13 \phi \ 5/8" @ 0.20$$

Acero Transversal :  $A_t$ 

$$= 26.29 \text{ cm}$$

$$A_\phi = 1.98 \text{ cm}$$

$$\text{Usar } 14 \phi \ 5/8" @ 0.21$$



## DISEÑO DE ZAPATA AISLADA COL 49

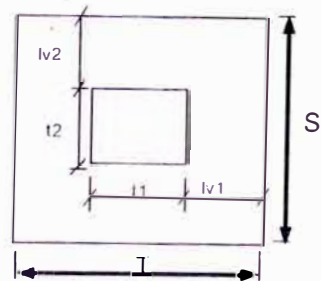
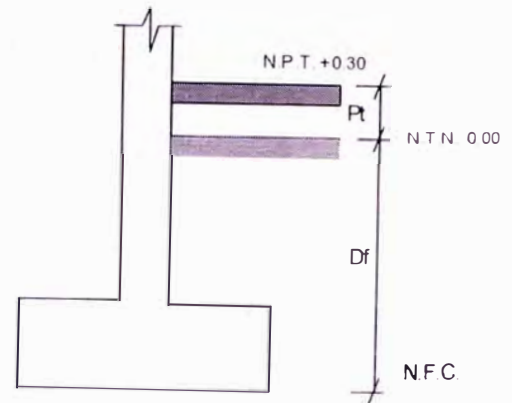
## Datos de entrada:

P (ETABS)	=	106.40 T
P <sub>u</sub> (ETABS)	=	168.35 T
S/C	=	300.00 Kg / m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	=	210.00 Kg / cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	=	4200.00 Kg / cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub>	=	1.50 Kg / cm <sup>2</sup>
γ <sub>m</sub>	=	2.10 T / m <sup>3</sup>
D <sub>f</sub>	=	1.00 m
P <sub>t</sub>	=	0.30 m
t <sub>1</sub>	=	0.60 m
t <sub>2</sub>	=	0.40 m

## Columna

## Consideraciones

ρ <sub>t</sub>	=	0.0018
Recubrimiento	=	7.5 cm
φ principal	=	5/8"
φ transversal	=	5/8"



## Resultados

## ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot hf - S / C = 11.97 \text{ T / m}^2$$

$$Azap = P / \sigma_n = 8.89 \text{ m}^2$$

## Entonces :

$$T = 3.08 \text{ m}$$

$$S = 2.88 \text{ m}$$

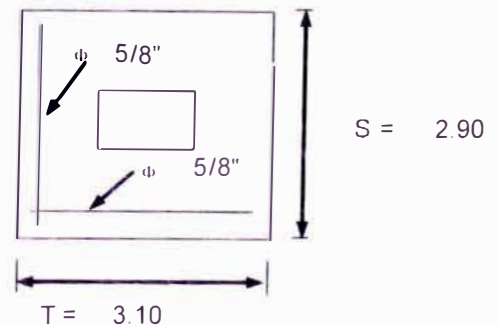
## Redondeando :

$$T = 3.10 \text{ m}$$

$$S = 2.90 \text{ m}$$

$$Lv1 = 1.25 \text{ m}$$

$$Lv2 = 1.25 \text{ m}$$



## Reaccion Neta del Terreno

$$W_{nu} = P_u / Azap = 18.73 \text{ Ton / m}^2$$

## Dimensionamiento de la altura de la zapata por punzonamiento:

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$d_{prom} = 40.91 \text{ cm}$$

## Verificación por Cortante :

$$V_{du} = 45.62 \text{ T}$$

$$V_n = 53.67 \text{ T}$$

$$V_c = 91.32 \text{ T} > V_n \quad \text{Conforme}$$

## Diseño por flexion

$$M_u = 42.43 \text{ T-m}$$

$$A_s = 30.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 28.29 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 2.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 28.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 2.29 \text{ cm}^2$$

Verificacion  $A_s$  min

$$A_{smin} = 21.36 \text{ cm}^2$$

## Acero Principal :

$$A_\phi = 1.98 \text{ cm}^2$$

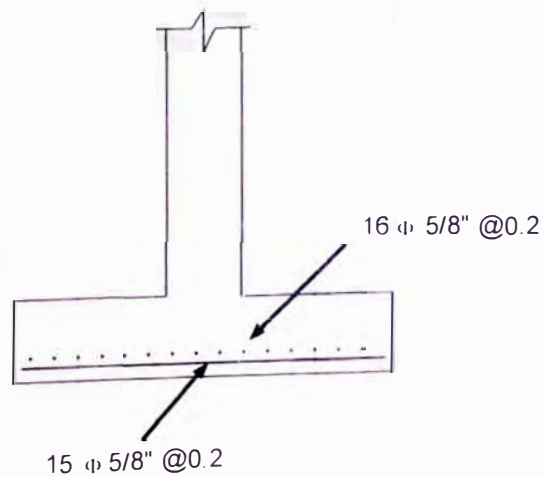
$$\text{Usar } 15 \phi \text{ } 5/8" @ 0.20$$

Acero Transversal :  $A_t$ 

$$= 30.17 \text{ cm}^2$$

$$A_\phi = 1.98 \text{ cm}^2$$

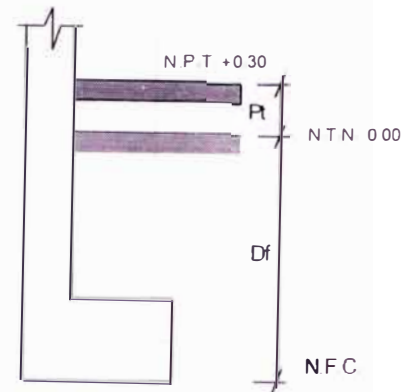
$$\text{Usar } 16 \phi \text{ } 5/8" @ 0.20$$



## DISEÑO DE CIMENTACION EXCENTRICA COL 50

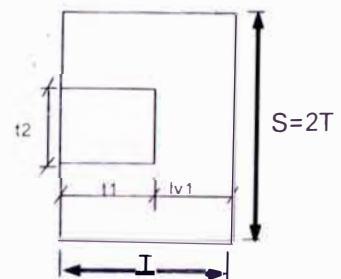
Datos de entrada:

P (ETABS)	=	101.80 T
Pu (ETABS)	=	158.36 T
S/C	=	300.00 Kg / m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	=	210.00 Kg / cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	=	4200.00 Kg / cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub>	=	1.50 Kg / cm <sup>2</sup>
γ <sub>m</sub>	=	2.10 T / m <sup>3</sup>
D <sub>f</sub>	=	1.00 m
P <sub>t</sub>	=	0.30 m
Columna	t <sub>1</sub>	= 0.60 m
	t <sub>2</sub>	= 0.40 m



Consideraciones

ρ <sub>t</sub>	=	0.0018
Recubrimiento	=	7.5 cm
φ principal	=	3/4"
φ transversal	=	3/4"



Resultados

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - S / C = 11.97 \text{ T / m}^2$$

$$Azap = P / \sigma_n = 8.50 \text{ m}^2$$

Entonces :

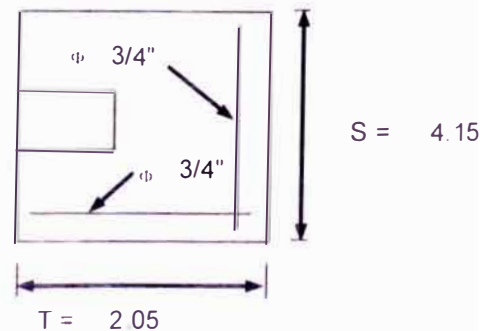
$$T = 2.06 \text{ m}$$

$$S = 4.12 \text{ m}$$

Redondeando :

$$T = 2.05 \text{ m}$$

$$S = 4.15 \text{ m}$$



Dimensionamiento de la altura de la zapata

$$h = 1.06 \text{ m}$$

$$h_{min} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Altura sótano} = 3.06 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de Viga} = 0.60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_c = 3.60 \text{ m}$$

Verificación Columna

$$n = 0.252$$

$$s = h_z / L_c = 0.294$$

$$K_c = I_c / L_c = 1999.22$$

$$I_z = 297939740 \text{ cm}^4$$

$$p = E k_c / k_o I_z = 0.122$$

$$\phi = 0.165$$

$$D = 8.379 \text{ T / m}^2 < 10$$



**Diseño por flexión****Dirección de la excentricidad**

$W_{nu} = P_u / T$	=	77.25 Ton / m <sup>2</sup>			
$d$	=	95.50 cm			
$M_u$	=	81.21 T-m			
$A_s$	=	25.00 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.42 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	22.66 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.28 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	22.65 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.28 cm <sup>2</sup>

**Verificación  $A_s$  min**

$$A_{smin} = 71.34 \text{ cm}$$

Acero Principal :  $A_\phi = 2.85 \text{ cm}$

Usar 26  $\phi$  3/4" @ 0.16

**Dirección transversal**

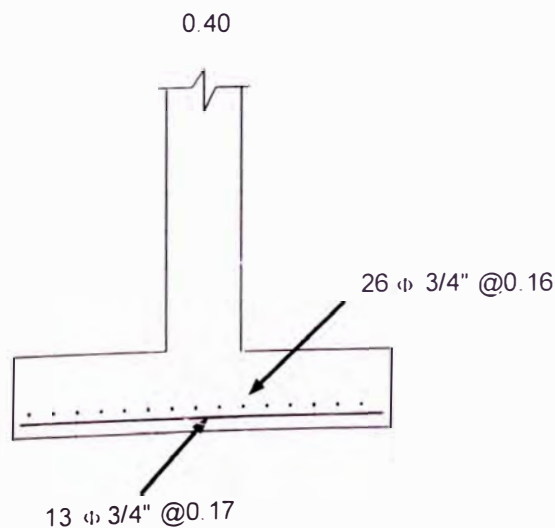
$W_{nu} = P_u / S$	=	38.16 Ton / m <sup>2</sup>			
$d$	=	97.41 cm			
$M_u$	=	67.08 T-m			
$A_s$	=	20.24 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.32 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	18.44 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.12 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	18.42 cm <sup>2</sup>	⇒	$\epsilon$	= 2.12 cm <sup>2</sup>

**Verificación  $A_s$  min**

$$A_{smin} = 35.94 \text{ cm}$$

Acero Principal :  $A_\phi = 2.85 \text{ cm}$

Usar 13  $\phi$  3/4" @ 0.17



## DISEÑO DE ZAPATA AISLADA COL 65

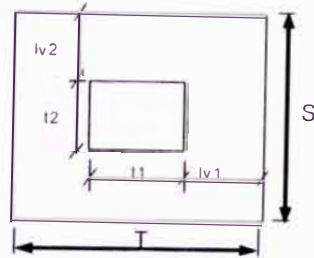
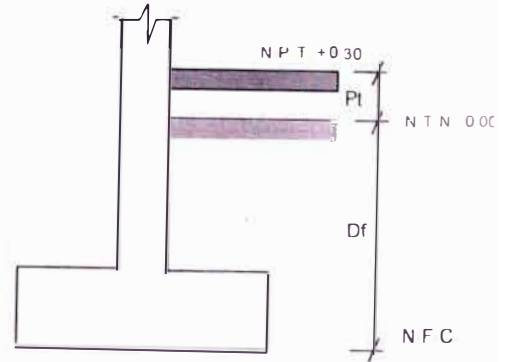
## Datos de entrada:

P (ETABS)	=	133.71 T
P <sub>u</sub> (ETABS)	=	211.86 T
S/C	=	300.00 Kg / m <sup>2</sup>
f' <sub>c</sub>	=	210.00 Kg / cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	=	4200.00 Kg / cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub>	=	1.50 Kg / cm <sup>2</sup>
γ <sub>m</sub>	=	2.10 T / m <sup>3</sup>
D <sub>f</sub>	=	1.00 m
P <sub>t</sub>	=	0.30 m
t <sub>1</sub>	=	0.60 m
t <sub>2</sub>	=	0.40 m

Columna

## Consideraciones

ρ <sub>t</sub>	=	0.0018
Recubrimiento	=	7.5 cm
φ principal	=	5/8"
φ transversal	=	5/8"



## Resultados

## ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - S / C = 11.97 \text{ T / m}^2$$

$$Azap = P / \sigma_n = 11.17 \text{ m}^2$$

Entonces :

$$T = 3.44 \text{ m}$$

$$S = 3.24 \text{ m}$$

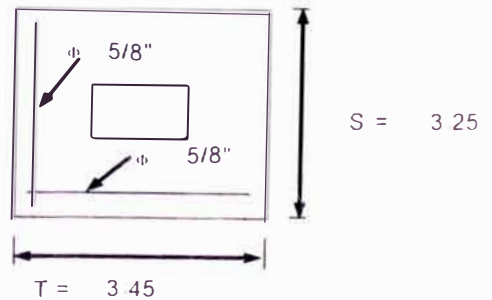
Redondeando :

$$T = 3.45 \text{ m}$$

$$S = 3.25 \text{ m}$$

$$Lv1 = 1.43 \text{ m}$$

$$Lv2 = 1.43 \text{ m}$$



## Reaccion Neta del Terreno

$$W_{nu} = P_u / Azap = 18.89 \text{ Ton / m}^2$$

Dimensionamiento de la altura de la zapata por punzonamiento:

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$d_{prom} = 40.91 \text{ cm}$$

Verificación por Cortante :

$$V_{du} = 62.33 \text{ T}$$

$$V_n = 73.33 \text{ T}$$

$$V_c = 102.34 \text{ T} > V_n \quad \text{Conforme}$$

## Diseño por flexion

$$M_u = 62.35 \text{ T-m}$$

$$A_s = 44.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 41.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 41.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 3.03 \text{ cm}^2$$

Verificación  $A_s$  min

$$A_{smin} = 23.93 \text{ cm}^2$$

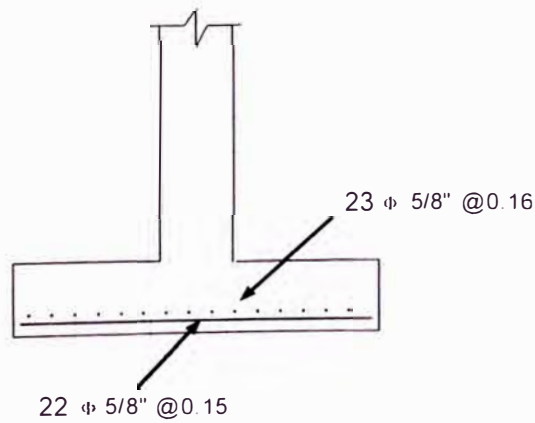
Acero Principal :  $A_\phi = 1.98 \text{ cm}^2$

$$\text{Usar } 22 \phi \text{ } 5/8" @ 0.15$$

Acero Transversal :  $A_t = 44.45 \text{ cm}^2$

$$A_\phi = 1.98 \text{ cm}^2$$

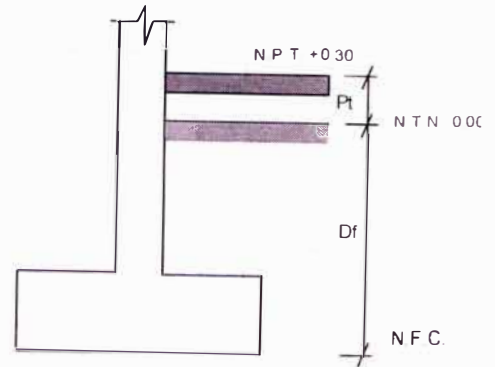
$$\text{Usar } 23 \phi \text{ } 5/8" @ 0.16$$



## DISEÑO DE ZAPATA AISLADA COL 66

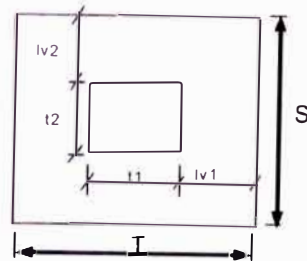
## Datos de entrada:

P (ETABS)	=	172.01 T
Pu (ETABS)	=	272.21 T
S/C	=	300.00 Kg / m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	=	210.00 Kg / cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	=	4200.00 Kg / cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub>	=	1.50 Kg / cm <sup>2</sup>
γ <sub>m</sub>	=	2.10 T / m <sup>3</sup>
Df	=	1.00 m
Pt	=	0.30 m
Columna	t <sub>1</sub>	= 0.60 m
	t <sub>2</sub>	= 0.40 m



## Consideraciones

ρ <sub>t</sub>	=	0.0018
Recubrimiento	=	7.5 cm
φ principal	=	3/4"
φ transversal	=	3/4"



## Resultados

## ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot hf - S / C = 11.97 \text{ T / m}^2$$

$$Azap = P / \sigma_n = 14.37 \text{ m}^2$$

Entonces :

$$T = 3.89 \text{ m}$$

$$S = 3.69 \text{ m}$$

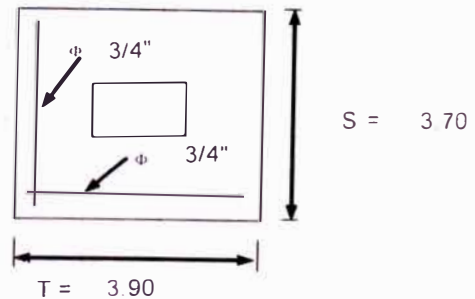
Redondeando :

$$T = 3.90 \text{ m}$$

$$S = 3.70 \text{ m}$$

$$Lv1 = 1.65 \text{ m}$$

$$Lv2 = 1.65 \text{ m}$$



## Reaccion Neta del Terreno

$$W_{nu} = P_u / Azap = 18.86 \text{ Ton / m}^2$$

Dimensionamiento de la altura de la zapata por punzonamiento:

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$d_{prom} = 50.60 \text{ cm}$$

Verificación por Cortante :

$$V_{du} = 79.57 \text{ T}$$

$$V_n = 93.61 \text{ T}$$

$$V_c = 144.93 \text{ T} > V_n \quad \text{Conforme}$$

## Diseño por flexión

$$M_u = 95.01 \text{ T-m}$$

$$A_s = 55.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 51.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 51.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 3.26 \text{ cm}^2$$

Verificación  $A_{s \text{ min}}$ 

$$A_{s \text{ min}} = 33.70 \text{ cm}^2$$

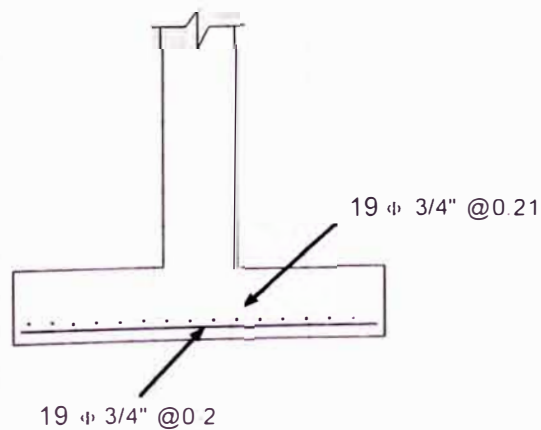
Acero Principal :  $A_\phi = 2.85 \text{ cm}$

$$\text{Usar } 19 \phi \ 3/4" \ @ \ 0.20$$

Acero Transversal :  $A_t = 54.12 \text{ cm}$

$$A_\phi = 2.85 \text{ cm}$$

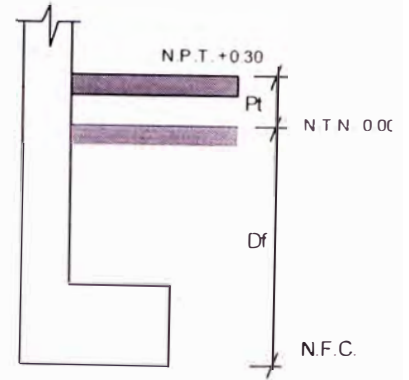
$$\text{Usar } 19 \phi \ 3/4" \ @ \ 0.21$$



## DISEÑO DE CIMENTACION EXCENTRICA COL 67

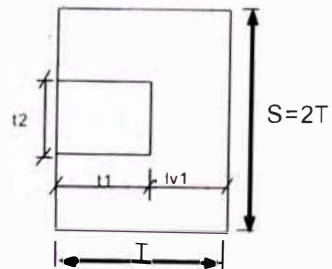
Datos de entrada:

	P (ETABS)	=	110.78 T
	Pu (ETABS)	=	172.45 T
	S/C	=	300.00 Kg / m <sup>2</sup>
	f <sub>c</sub>	=	210.00 Kg / cm <sup>2</sup>
	f <sub>y</sub>	=	4200.00 Kg / cm <sup>2</sup>
	σ <sub>t</sub>	=	1.50 Kg / cm <sup>2</sup>
	γ <sub>m</sub>	=	2.10 T / m <sup>3</sup>
	D <sub>f</sub>	=	1.00 m
	P <sub>t</sub>	=	0.30 m
Columna	t <sub>1</sub>	=	0.60 m
	t <sub>2</sub>	=	0.40 m



Consideraciones

	ρ <sub>t</sub>	=	0.0018
	Recubrimiento	=	7.5 cm
	φ principal	=	3/4"
	φ transversal	=	3/4"



Resultados

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot hf - S / C = 11.97 \text{ T / m}^2$$

$$Azap = P / \sigma_n = 9.25 \text{ m}^2$$

Entonces :

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

$$S = 4.30 \text{ m}$$

Redondeando :

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

$$S = 4.30 \text{ m}$$

Dimensionamiento de la altura de la zapata

$$h = 1.13 \text{ m}$$

$$h_{min} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Altura sótano} = 3.06 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de Viga} = 0.60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_c = 3.53 \text{ m}$$

Verificación Columna

$$n = 0.275$$

$$s = h_z / L_c = 0.319$$

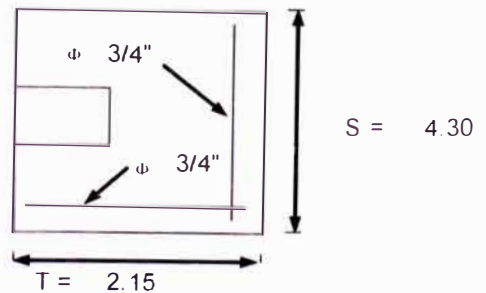
$$K_c = l_c / L_c = 2038.50$$

$$I_z = 356125104 \text{ cm}^4$$

$$p = E k_c / k_o I_z = 0.104$$

$$\phi = 0.165$$

$$D = 8.552 \text{ T / m}^2 < 10$$



**Diseño por flexion**

**Dirección de la excentricidad**

$W_{nu} = P_u / T$	=	80.21 Ton / m <sup>2</sup>			
$d$	=	102.44 cm			
$M_u$	=	96.35 T-m			
$A_s$	=	27.65 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.51 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	25.07 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.37 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	25.05 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.37 cm <sup>2</sup>

Verificación  $A_s$  min

$A_{smin} = 79.29 \text{ cm}$

Acero Principal :

$A_\phi = 2.85 \text{ cm}$

Usar 28  $\phi$  3/4" @ 0.15

**Dirección transversal**

$W_{nu} = P_u / S$	=	40.10 Ton / m <sup>2</sup>			
$d$	=	104.35 cm			
$M_u$	=	76.25 T-m			
$A_s$	=	21.48 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.35 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	19.55 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.14 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	19.53 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.14 cm <sup>2</sup>

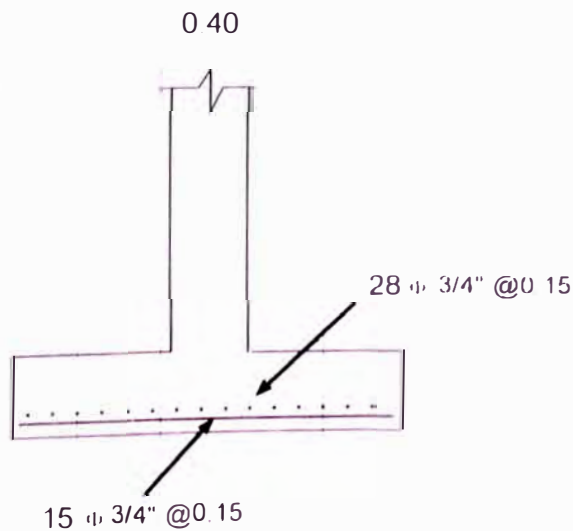
Verificación  $A_s$  min

$A_{smin} = 40.38 \text{ cm}$

Acero Principal :

$A_\phi = 2.85 \text{ cm}$

Usar 15  $\phi$  3/4" @ 0.15

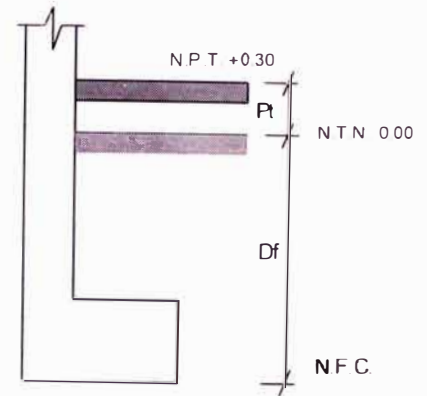


## DISEÑO DE CIMENTACION EXCENTRICA COL 91

Datos de entrada:

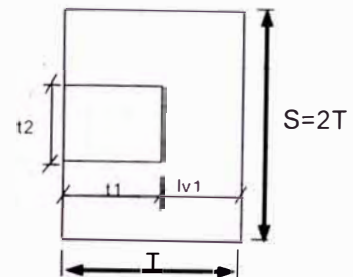
P (ETABS)	=	82.53 T
Pu (ETABS)	=	128.92 T
S/C	=	300.00 Kg / m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	=	210.00 Kg / cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	=	4200.00 Kg / cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub>	=	1.50 Kg / cm <sup>2</sup>
γ <sub>m</sub>	=	2.10 T / m <sup>3</sup>
Df	=	1.00 m
Pt	=	0.30 m
t <sub>1</sub>	=	0.60 m
t <sub>2</sub>	=	0.40 m

Columna



Consideraciones

ρ <sub>t</sub>	=	0.0018
Recubrimiento	=	7.5 cm
φ principal	=	3/4"
φ transversal	=	3/4"



Resultados

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot hf - S / C = 11.97 \text{ T / m}^2$$

$$Azap = P / \sigma_n = 6.89 \text{ m}^2$$

Entonces :

$$T = 1.86 \text{ m}$$

$$S = 3.71 \text{ m}$$

Redondeando :

$$T = 1.85 \text{ m}$$

$$S = 3.75 \text{ m}$$

Dimensionamiento de la altura de la zapata

$$h = 0.92 \text{ m}$$

$$h_{min} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Altura sótano} = 3.06 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de Viga} = 0.60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_c = 3.74 \text{ m}$$

Verificación Columna

$$n = 0.205$$

$$s = h_z / L_c = 0.247$$

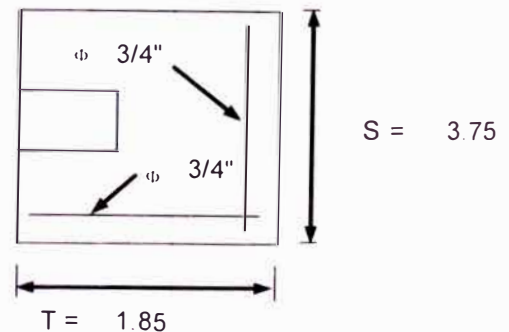
$$K_c = I_c / L_c = 1926.77$$

$$I_z = 197863281 \text{ cm}^4$$

$$\rho = E k_c / k_o I_z = 0.176$$

$$\phi = 0.160$$

$$D = 7.716 \text{ T / m}^2 < 10$$





**Diseño por flexion****Direccion de la excentricidad**

$W_{nu} = P_u / T$	=	69.69 Ton / m <sup>2</sup>			
$d$	=	81.96 cm			
$M_u$	=	54.44 T-m			
$A_s$	=	19.53 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.23 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	17.71 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.11 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	17.69 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.11 cm <sup>2</sup>

**Verificacion  $A_s$  min**

$$A_{smin} = 55.32 \text{ cm}$$

Acero Principal :  $A_\phi = 2.85 \text{ cm}$

$$\text{Usar } 20 \phi \quad 3/4" @ 0.19$$

**Direccion transversal**

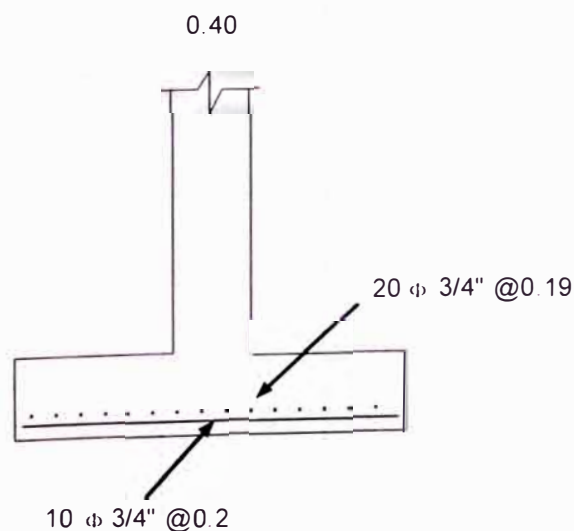
$W_{nu} = P_u / S$	=	34.38 Ton / m <sup>2</sup>			
$d$	=	83.86 cm			
$M_u$	=	48.23 T-m			
$A_s$	=	16.90 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.15 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	15.41 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.96 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	15.39 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.96 cm <sup>2</sup>

**Verificacion  $A_s$  min**

$$A_{smin} = 27.93 \text{ cm}$$

Acero Principal :  $A_\phi = 2.85 \text{ cm}$

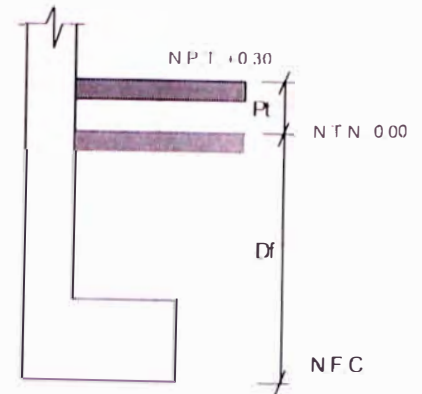
$$\text{Usar } 10 \phi \quad 3/4" @ 0.20$$



## DISEÑO DE CIMENTACION EXCENTRICA COL 92

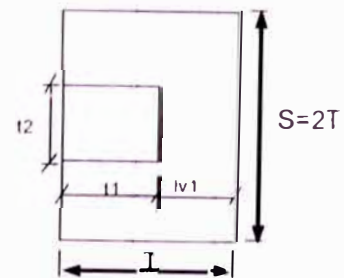
Datos de entrada:

P (ETABS)	=	92.79 T
Pu (ETABS)	=	144.01 T
S/C	=	300.00 Kg / m <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	=	210.00 Kg / cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	=	4200.00 Kg / cm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub>	=	1.50 Kg / cm <sup>2</sup>
γ <sub>m</sub>	=	2.10 T / m <sup>3</sup>
D <sub>f</sub>	=	1.00 m
P <sub>t</sub>	=	0.30 m
Columna	t <sub>1</sub>	= 0.60 m
	t <sub>2</sub>	= 0.40 m



Consideraciones

$\rho_t$	=	0.0018
Recubrimiento	=	7.5 cm
φ principal	=	3/4"
φ transversal	=	3/4"



Resultados

ESFUERZO NETO DEL TERRENO

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot hf - S / C = 11.97 \text{ T / m}^2$$

$$\text{Azap} = P / \sigma_n = 7.75 \text{ m}^2$$

Entonces :

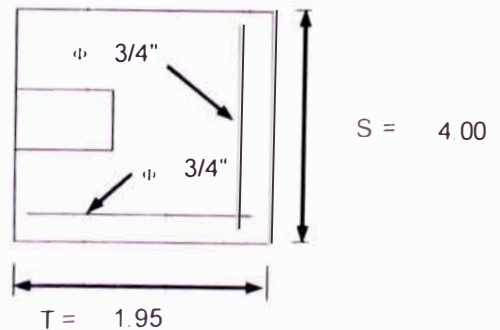
$$T = 1.97 \text{ m}$$

$$S = 3.94 \text{ m}$$

Redondeando :

$$T = 1.95 \text{ m}$$

$$S = 4.00 \text{ m}$$



Dimensionamiento de la altura de la zapata

$$h = 0.99 \text{ m}$$

$$h_{min} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Altura sótano} = 3.06 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de Viga} = 0.60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_c = 3.67 \text{ m}$$

Verificación Columna

$$n = 0.230$$

$$s = h_z / L_c = 0.270$$

$$K_c = I_c / L_c = 1962.01$$

$$I_z = 247162500 \text{ cm}^4$$

$$p = E k_c / k_o I_z = 0.144$$

$$\phi = 0.160$$

$$D = 7.906 \text{ T / m}^2 < 10$$

**Diseño por flexion****Direccion de la excentricidad**

$W_{nu} = P_u / T$	=	73.85 Ton / m <sup>2</sup>			
$d$	=	88.67 cm			
$M_u$	=	67.30 T-m			
$A_s$	=	22.31 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.31 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	20.23 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.19 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	20.21 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 1.19 cm <sup>2</sup>

**Verificacion  $A_s$  min**

$$A_{smin} = 63.84 \text{ cm}$$

**Acero Principal :**

$$A_{\phi} = 2.85 \text{ cm}$$

$$Usar \quad 23 \quad \phi \quad 3/4" \quad @ \quad 0.17$$

**Direccion transversal**

$W_{nu} = P_u / S$	=	36.00 Ton / m <sup>2</sup>			
$d$	=	90.58 cm			
$M_u$	=	58.32 T-m			
$A_s$	=	18.93 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.28 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	17.25 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.08 cm <sup>2</sup>
$A_s$	=	17.23 cm <sup>2</sup>	⇒	$a$	= 2.08 cm <sup>2</sup>

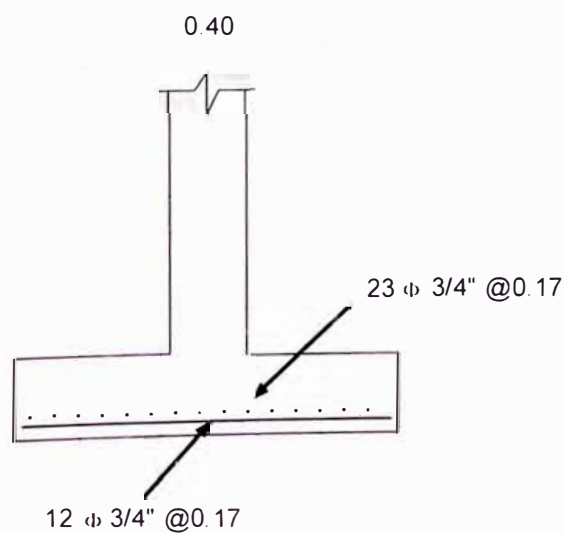
**Verificacion  $A_s$  min**

$$A_{smin} = 31.79 \text{ cm}$$

**Acero Principal :**

$$A_{\phi} = 2.85 \text{ cm}$$

$$Usar \quad 12 \quad \phi \quad 3/4" \quad @ \quad 0.17$$



## CONCLUSIONES

El diseño implica ante todo decidir la ubicación de elementos estructurales y sus características, y luego idealizar todo el conjunto dimensionado para iniciar un proceso iterativo que defina y asegure su comportamiento dentro del marco de las NTE.

Se debe peraltar las columnas del lado ortogonal a la edificación para que la edificación se permita una buena respuesta sismorresistente.

Al peraltar las vigas y columnas se busca ante todo que la falla probable ocurra por fluencia del acero y no por compresión del concreto, es decir que ante un sismo, los elementos alcancen a trabajar en su etapa plástica sin llegar al colapso.

Debido a la gran presencia de placas y su distribución, se obtuvo un cortante dinámico en promedio 40% menor al cortante estático, lo cual nos señala un factor de adecuación a la Norma para el presente proyecto del 135% del cortante dinámico hallado, para que a partir de esto, se elaboren los cortantes y momentos de diseño; asegurando unas reducidas distorsiones de entrepiso.

En el estudio del Cortante Dinámico se sabe que la aceleración espectral, la fuerza sísmica y los cortantes que se generan son directamente proporcionales y el Proyecto esta sobre un suelo con  $T_p = 0.4$  que es un valor bajo por ser un suelo rígido y siendo función directa de la aceleración espectral, se obtienen valores muy atenuados de la fuerza sísmica y del cortante generado. Para el estudio del Cortante Estático sólo se consideran valores constantes, no existen variables que le signifiquen una atenuación

Algunas elementos estructurales se diseñan con la cuantía mínima para asegurar que su comportamiento provea un momento resistente mayor al momento de agrietamiento, resultando con ello listas para trabajar en su etapa plástica; cuando lo solicite un gran sismo.

Todos los DRIFTS de entrepiso, del 1 ro Al 8VO. Nivel cumplen la Normatividad, pues sus valores son inferiores a 0.007, estipulado en la NTE 030.

## RECOMENDACIONES

Se debe estructurar las edificaciones buscando la simetría geométrica y estructural , para reducir los efectos torsionantes que se generen, a fin de lograr seguridad y economía en la obra.

Se recomienda anteponer el criterio de seguridad, rigidizando las edificaciones con el empleo de placas, para controlar las deformaciones laterales causados por los sismos, ya que no se conoce con certeza la ductilidad del desplazamiento de la edificación.

Se recomienda mantener un 40% más de resistencia en las columnas que en las vigas, para que las rótulas plásticas se produzcan en las vigas antes que en las columnas. Esto es, que la falla sea dúctil.

## BIBLIOGRAFIA

- ACI** (1998) "Normas Peruanas de Estructuras" Capítulo Peruano ACI. Lima. Perú.
- **Atoche Pisfil, Miguel Eduardo** (2004) "Análisis y diseño estructural de una edificación", Informe de Titulación FIC\_UNI, Lima, Perú.
  - **CAPECO** ( 1997), "Reglamento Nacional de Construcciones" 16va. edición C.C. Editores. Lima Perú.
  - **Carrión Urrutia, Jacqueline** (2003) " análisis y diseño de un edificio de concreto Armado" Informe de Titulación FIC\_ UNI, Lima, Perú.
  - **ICG** –Instituto de la Construcción y Gerencia (2004) Normas de Estructuras Recopilación de Normas Técnicas de Edificación.
  - **Mendoza Rojas, Edwin Francisco** (2001) "Análisis y diseño estructural de un sistema dual de 5 pisos" Informe de Titulación FIC\_ UNI, Lima, Perú.
  - **Morales Morales, Roberto.** (2004), "Diseño en concreto armado" . 4ta Edición. Capitulo Peruano ACI, Lima .
  - **Nilson, Arthur H.** "Diseño de Estructuras de Concreto" duodécima edición Mc Graw Hill.
  - **Scaletti Farina, Hugo y Piqué Del Pozo, Javier.** (1991) Análisis sísmico de Edificios. libro 09 de la colección del Ingeniero Civil.
  - **Vargas Pasapera, Nelly** (1997) "Criterios de estructuración para un sistema de pórticos y placas", Tesis FIC – UNI , Lima, Perú.

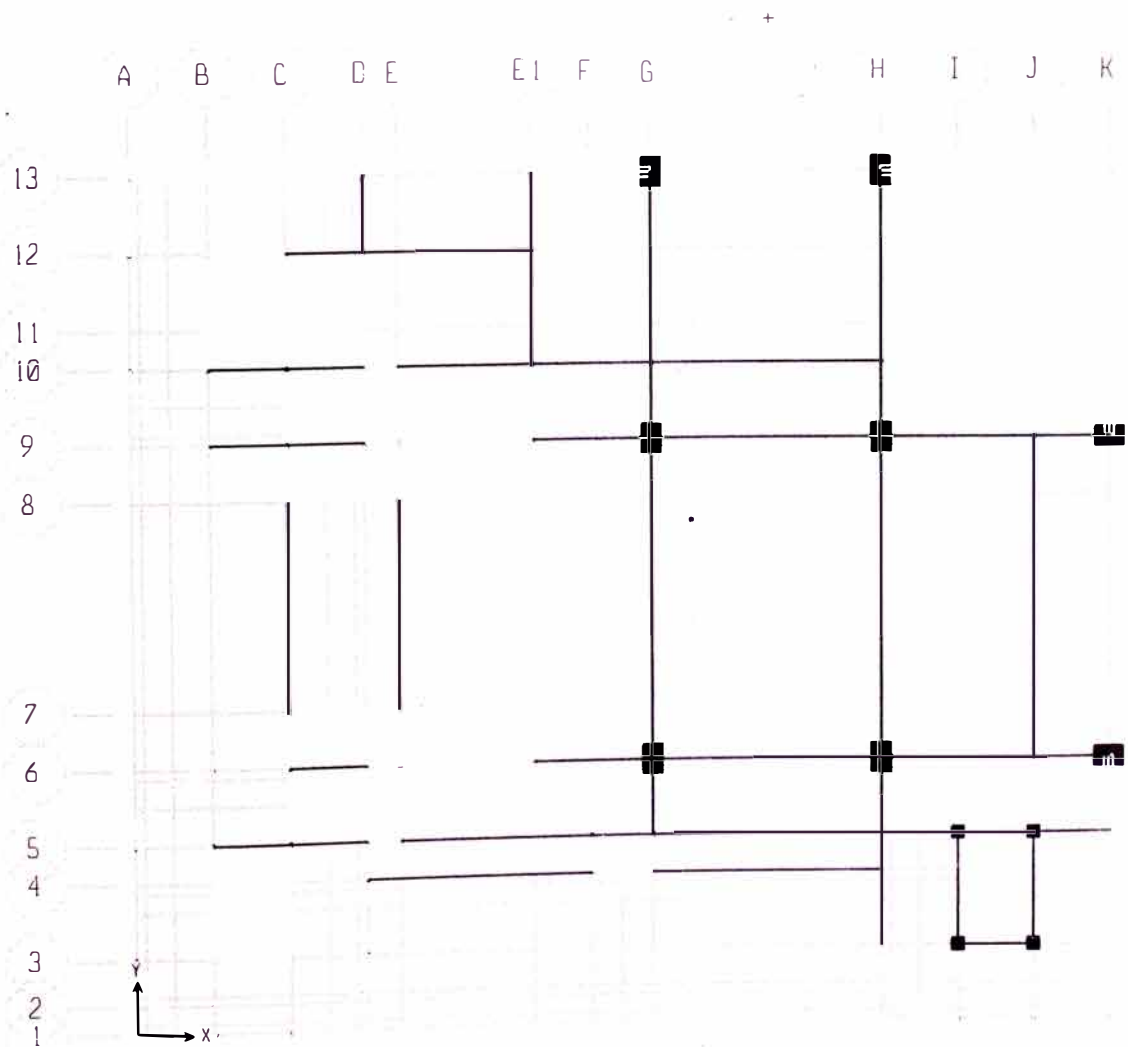
## **ANEXO N°01**

### **DISEÑOS ELABORADOS POR EL PROGRAMA ETABS**

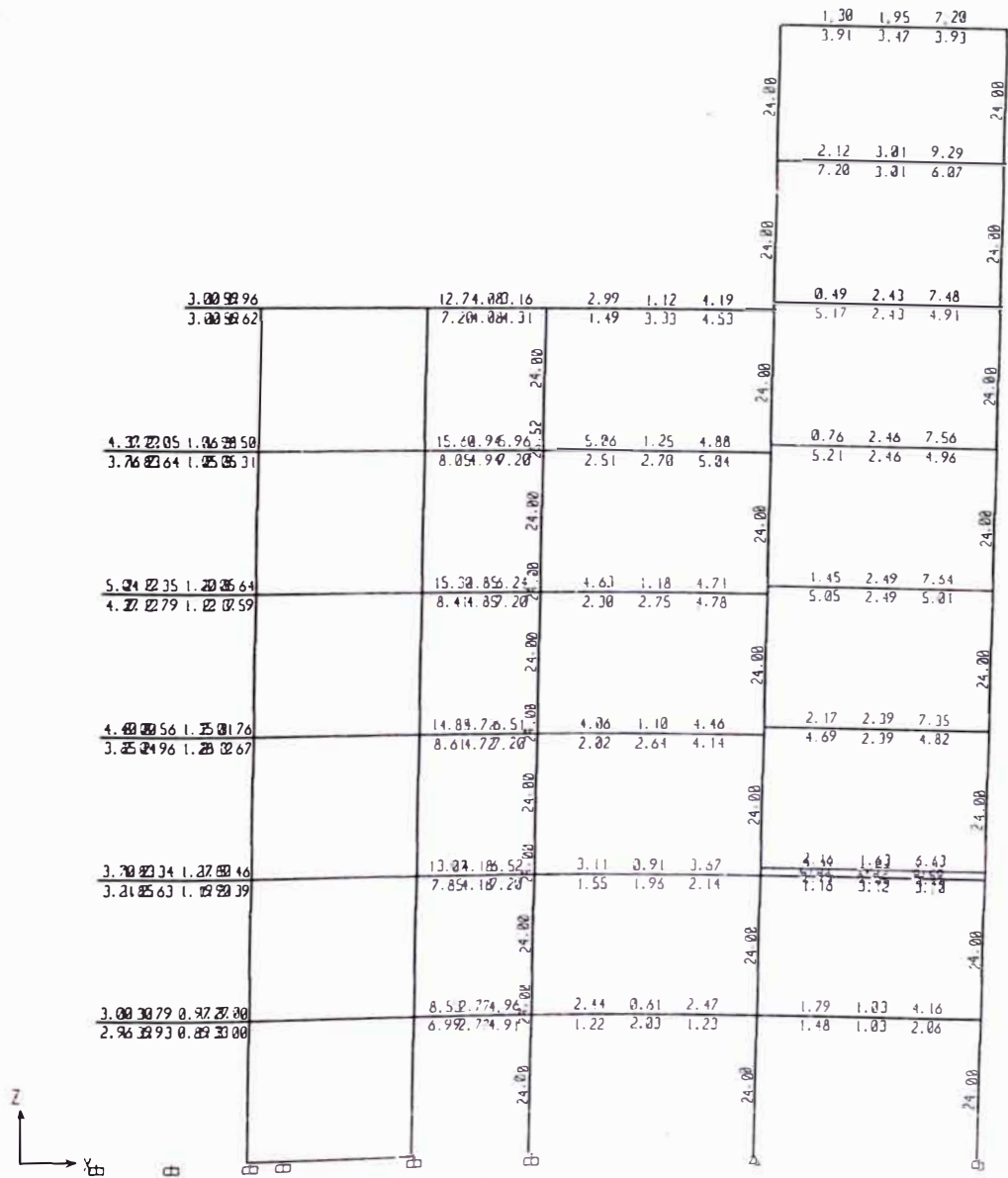
- **ESQUEMAS DE LOCALIZACION POR EJES.**
- **CUANTIA DE ACERO PARA LOS PORTICOS ELABORADA POR EL PROGRAMA ETABS EJE G, EJE H, EJE 6, EJE 9.**
- **CUANTIA DE ACERO PARA LAS VIGAS ELABORADA POR EL PROGRAMA ETABS POR NIVELES (08 Niveles)**
- **ENVOLVENTE DE FUERZAS CORTANTES – EJE G, EJE H, EJE 6, EJE 9.**
- **ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES – EJE G, EJE H, EJE 6, EJE 9.**

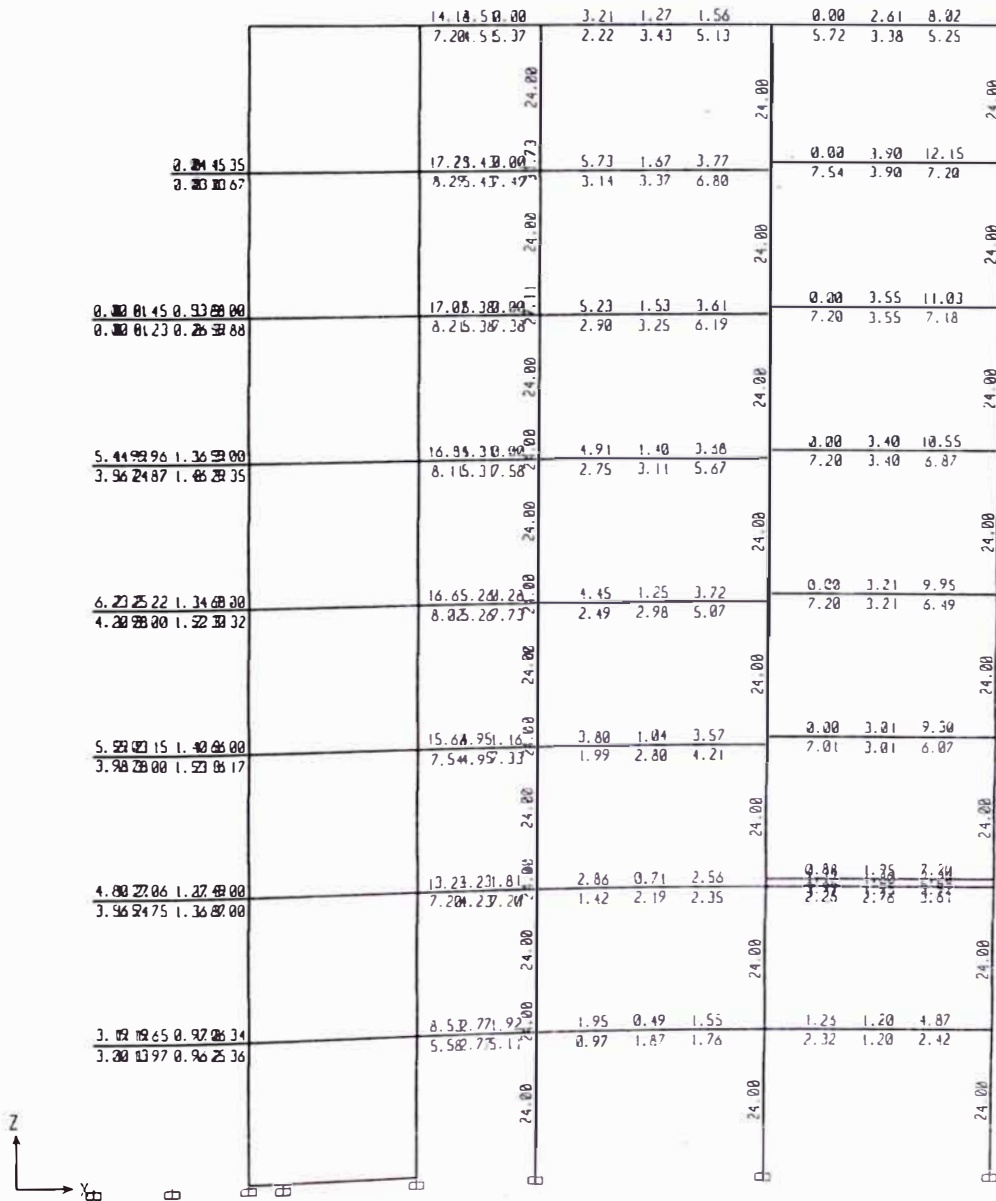
## LOCALIZACION DE LOS EJES PRINCIPALES

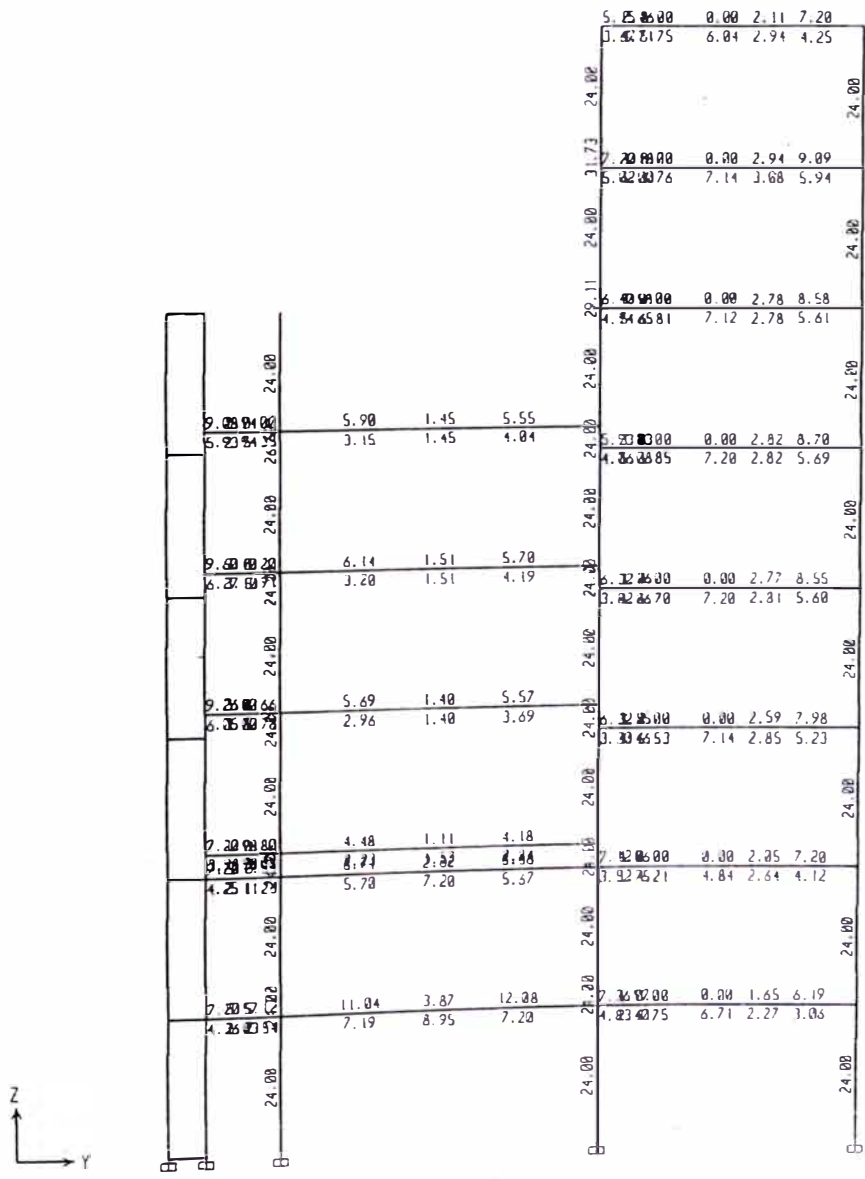
Para la ubicación de los pórticos y vigas analizadas y desarrolladas por el paquete ETABS

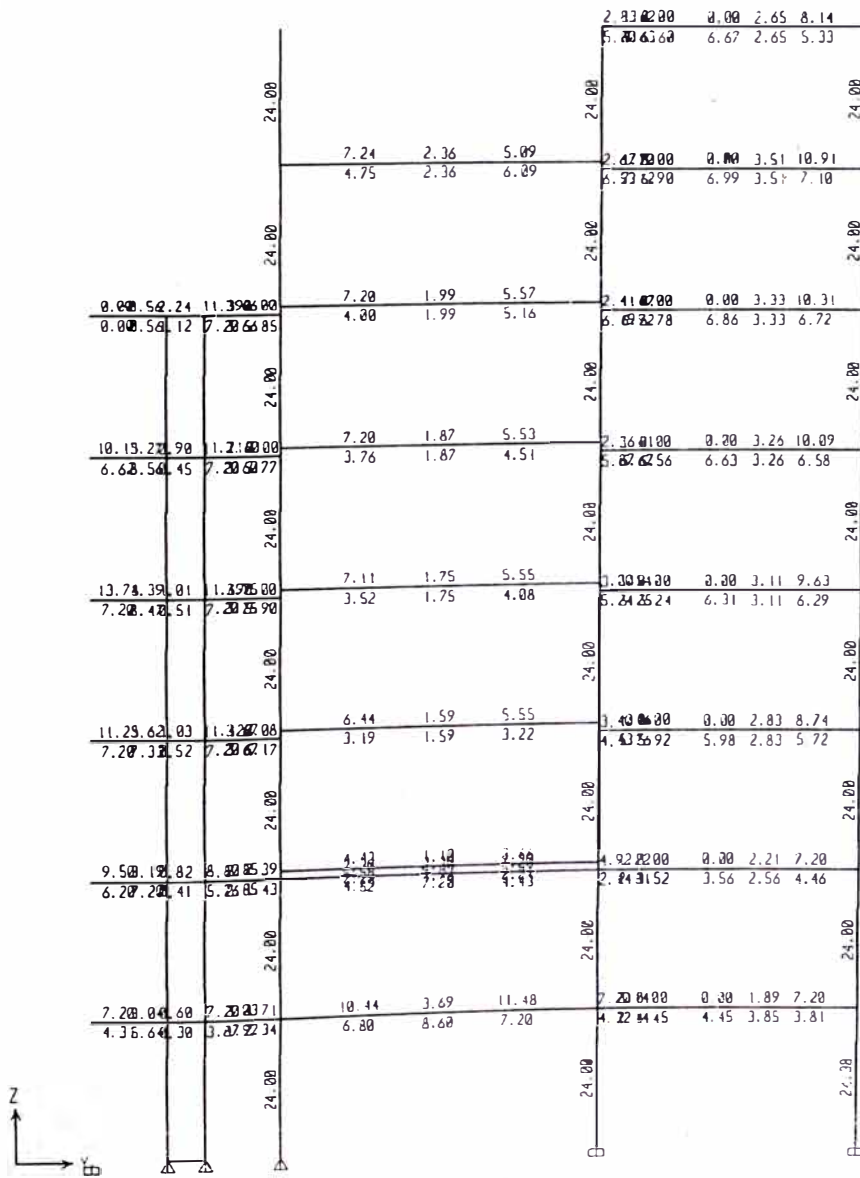


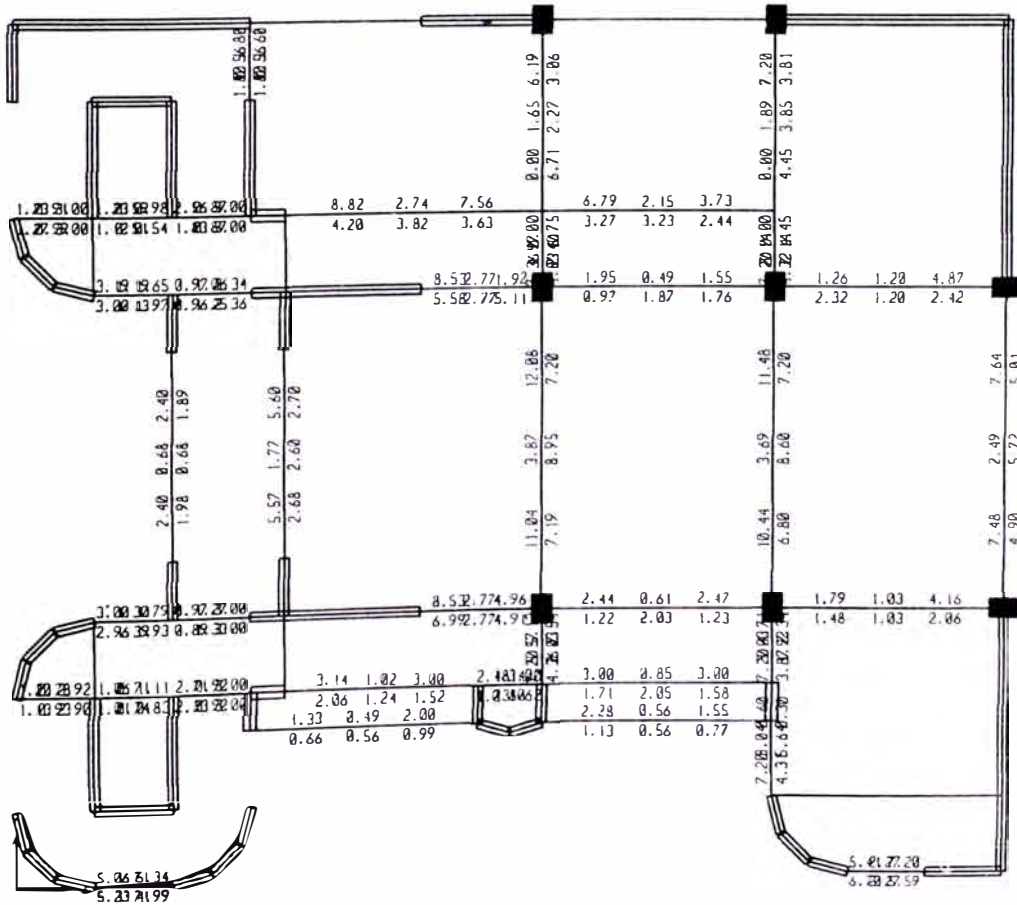


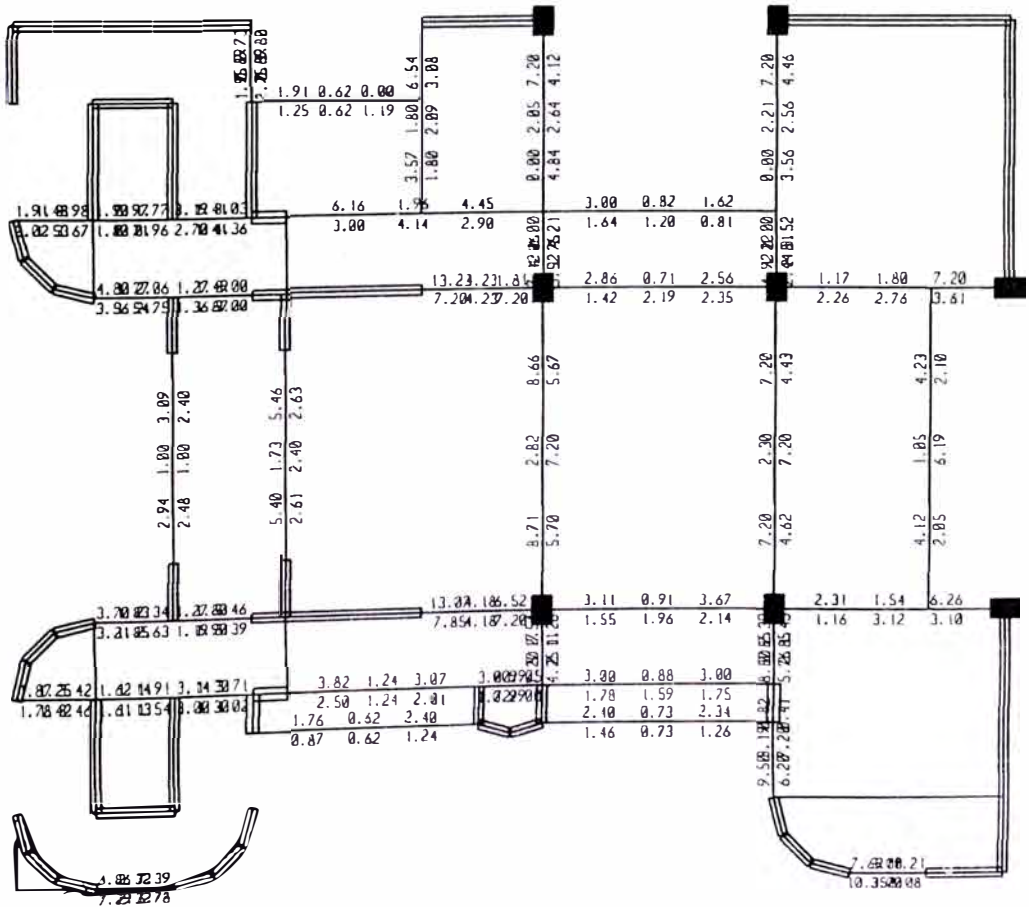




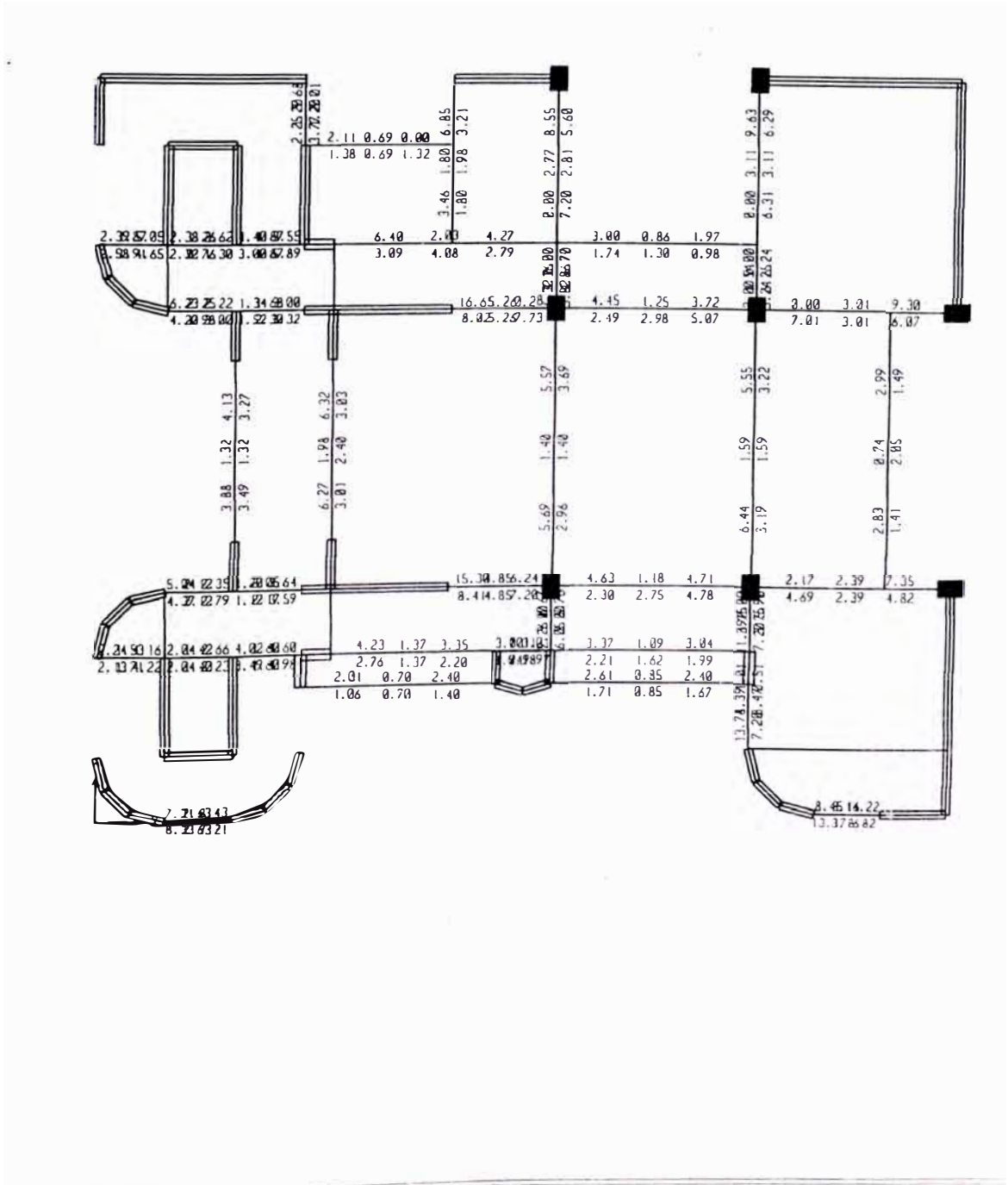




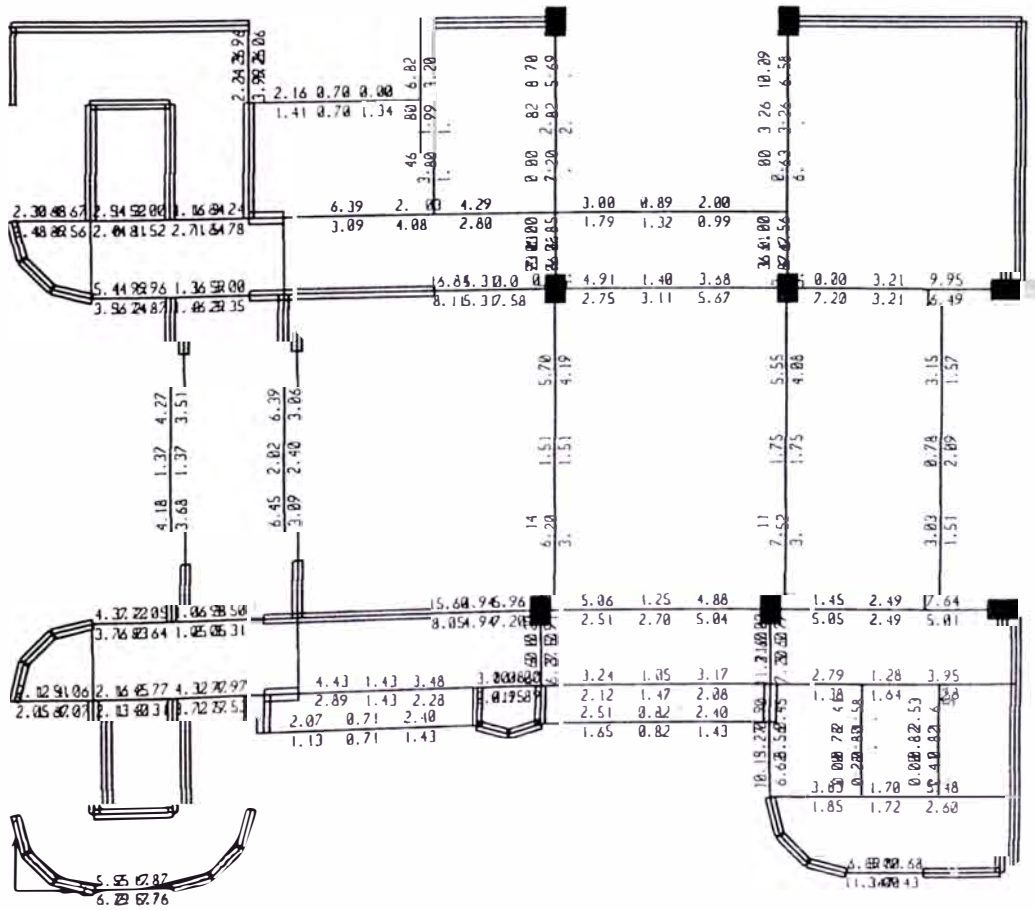


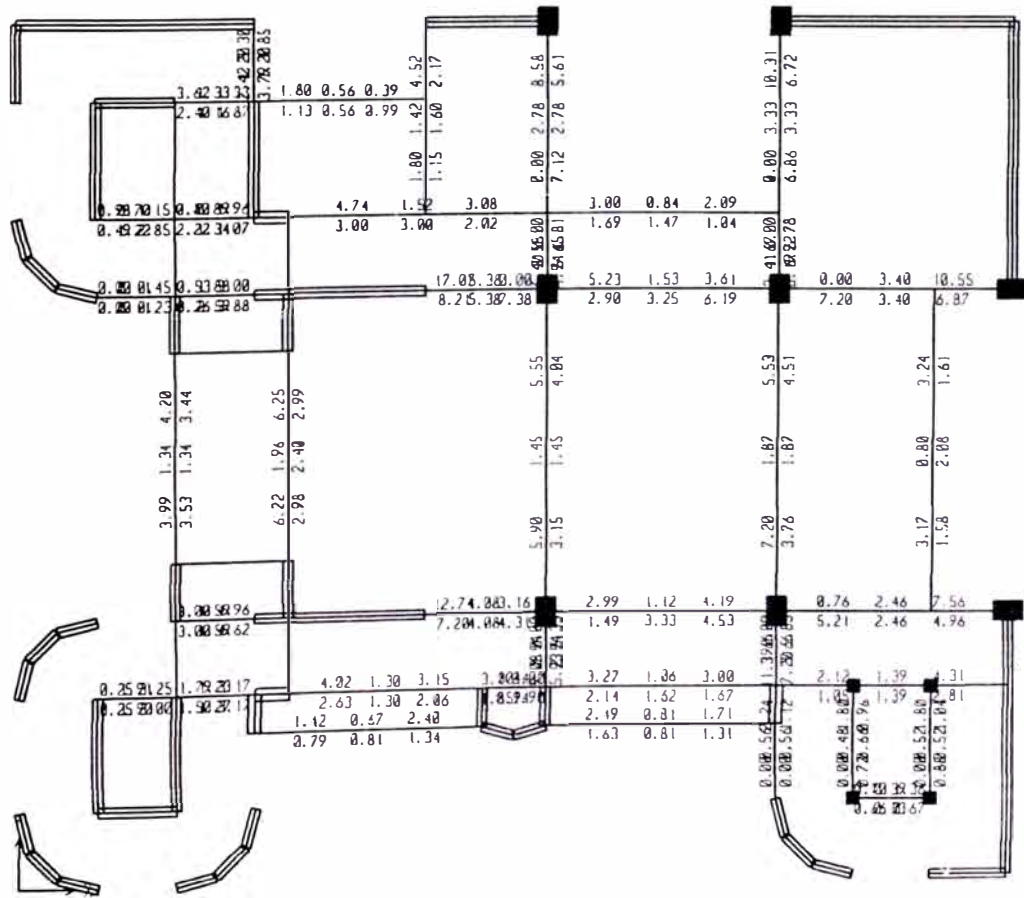


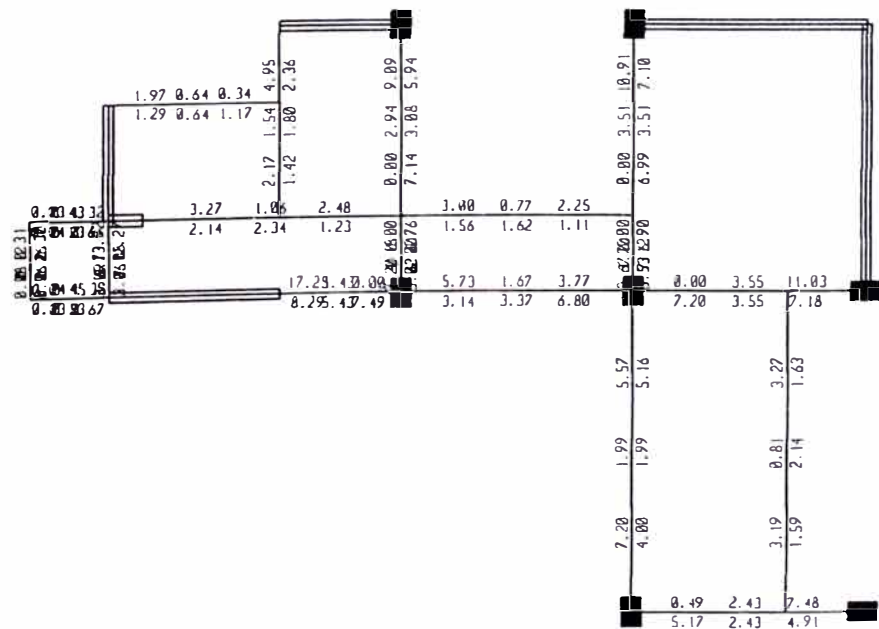


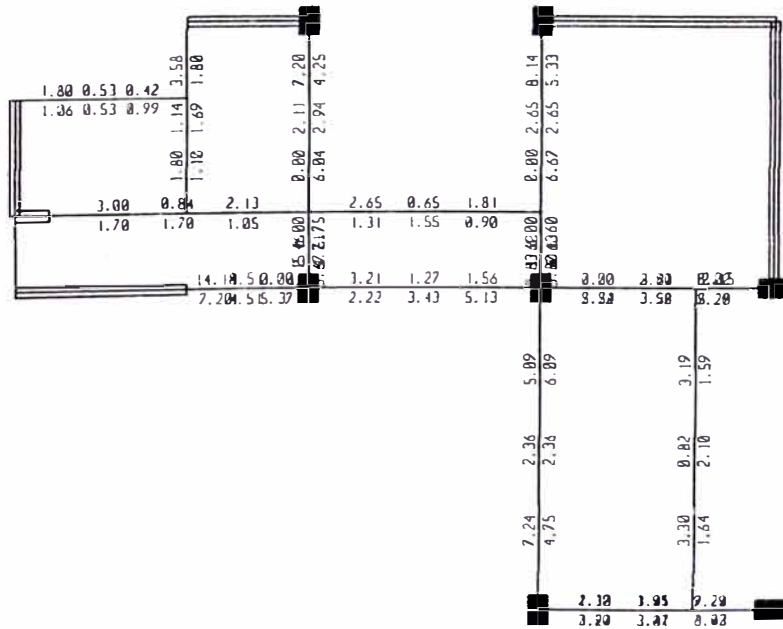


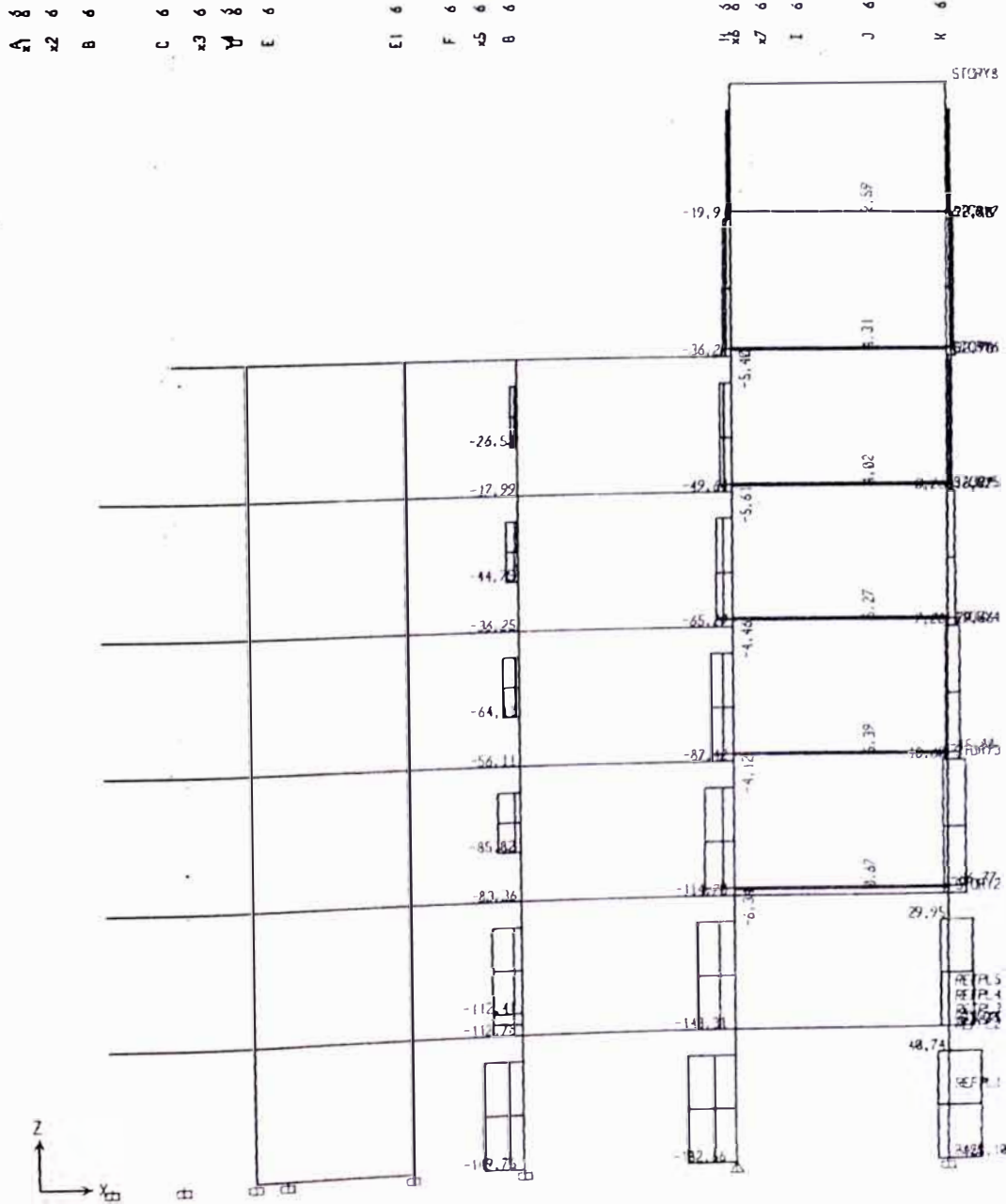


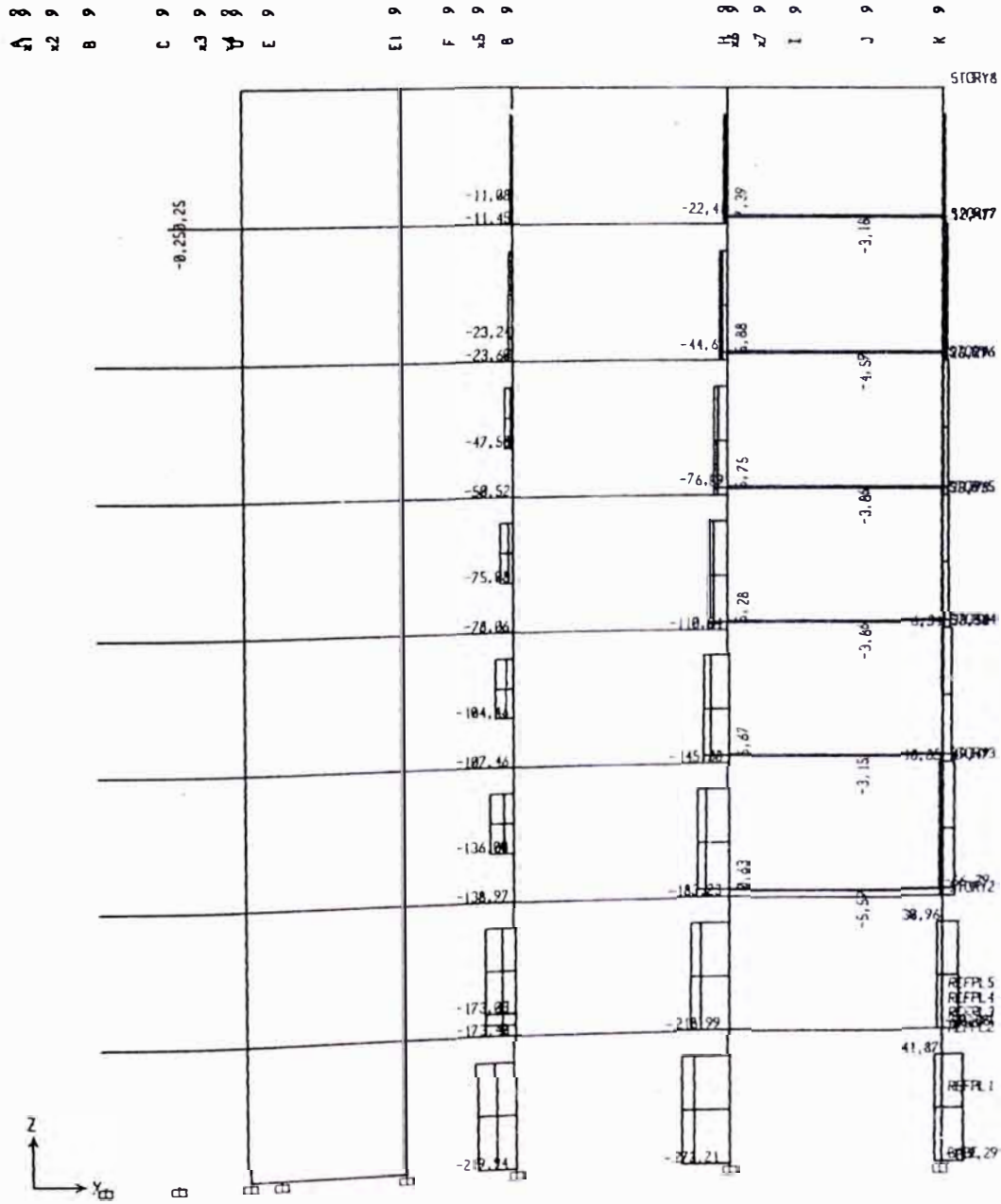


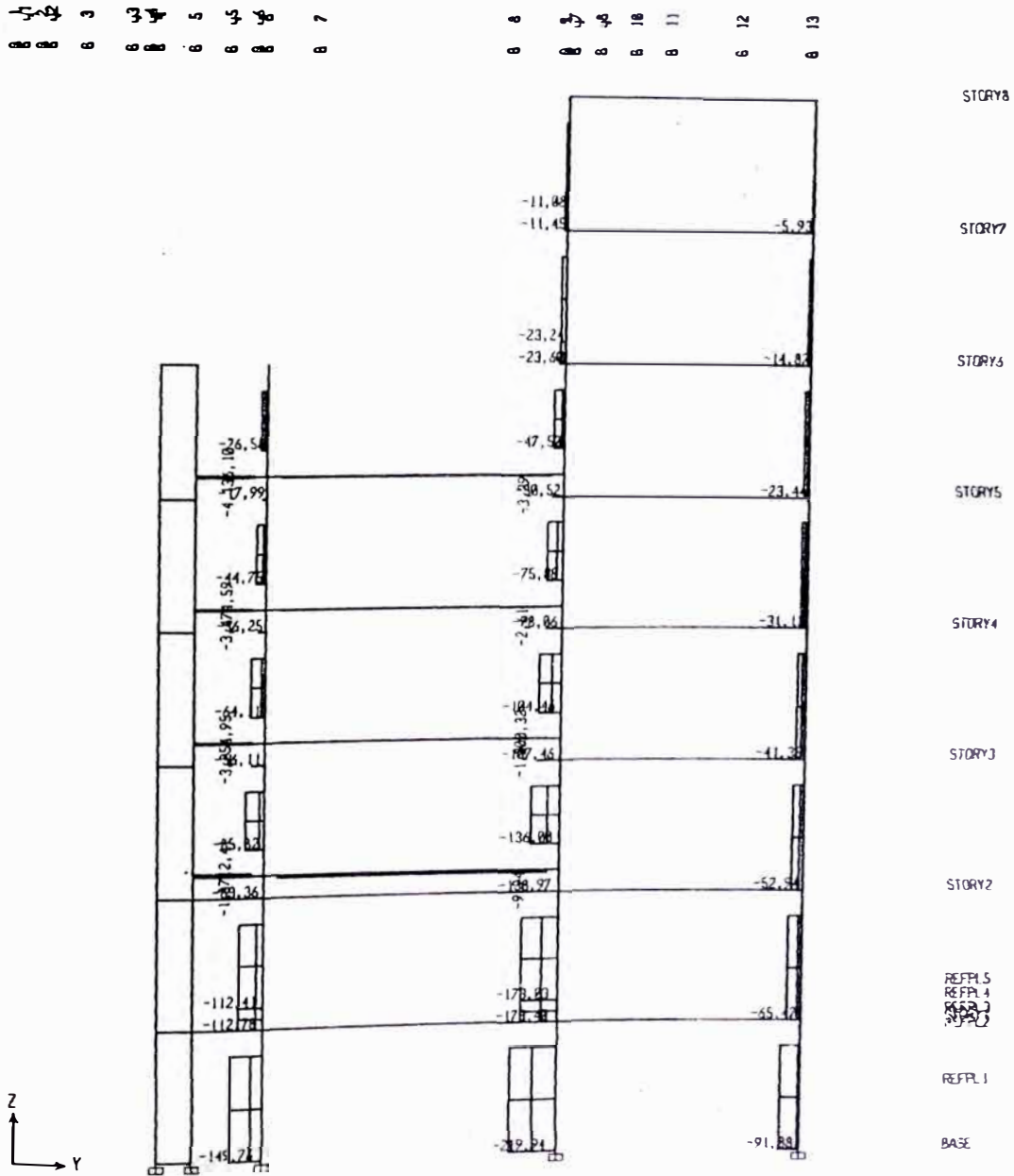


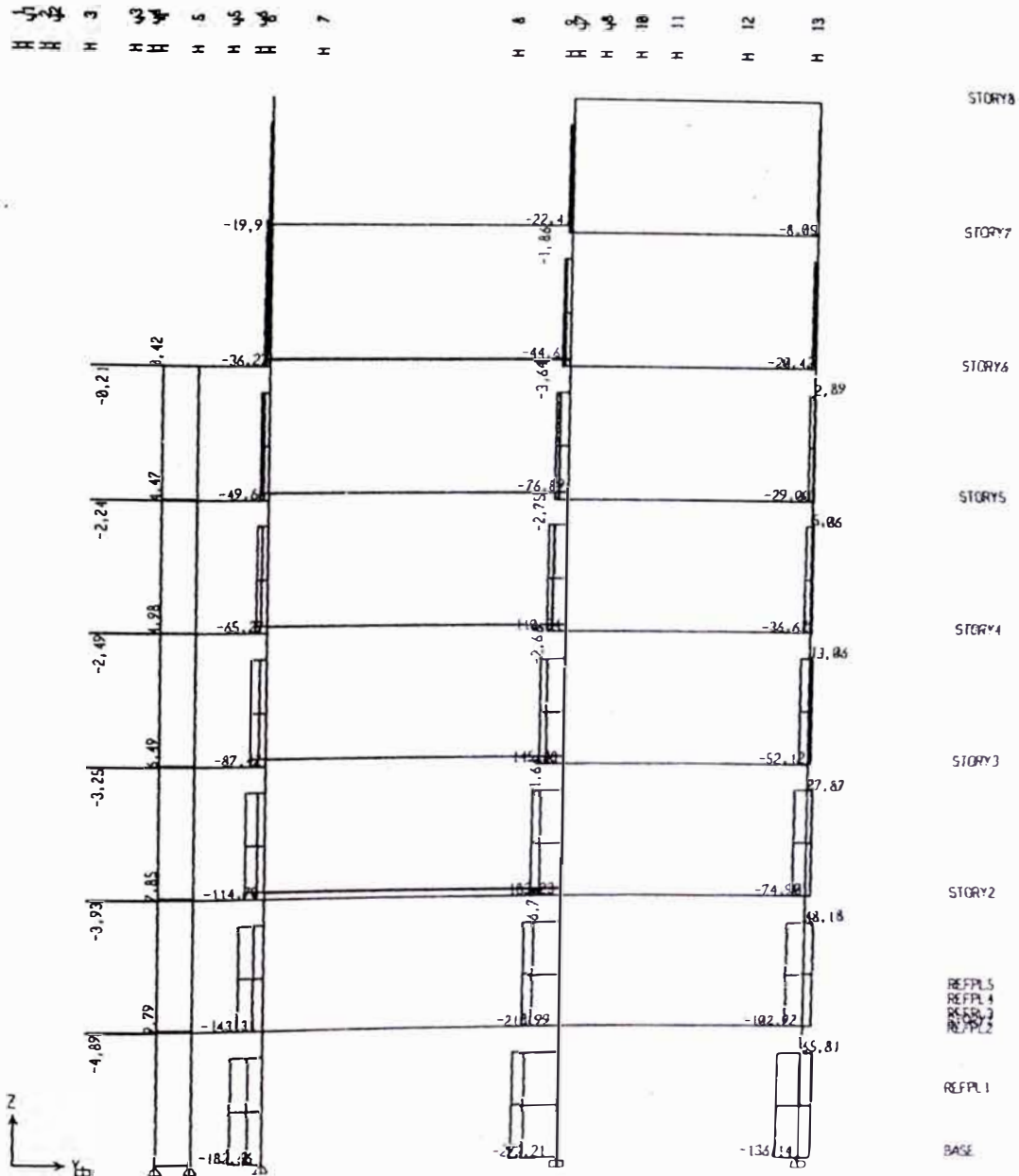




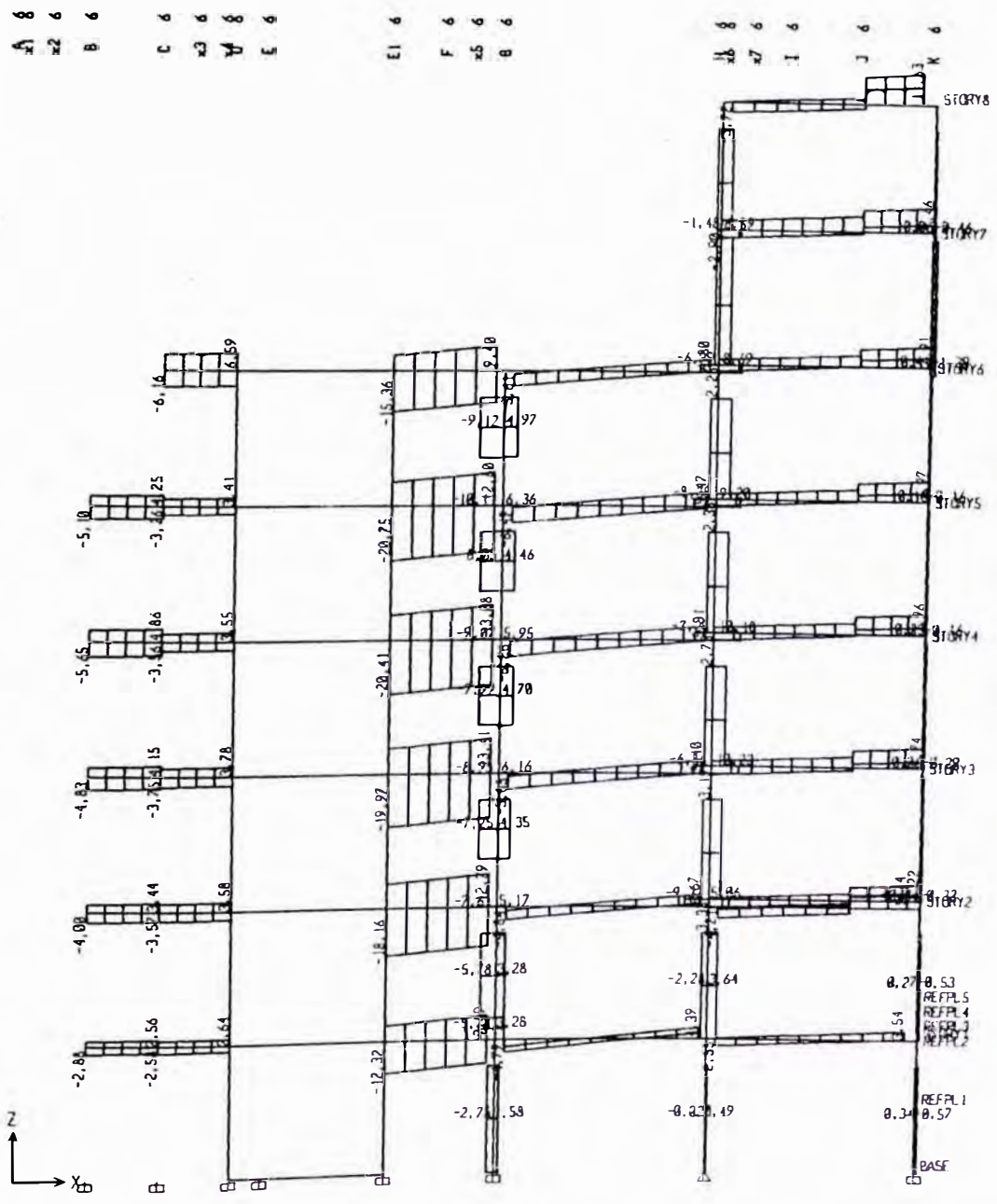


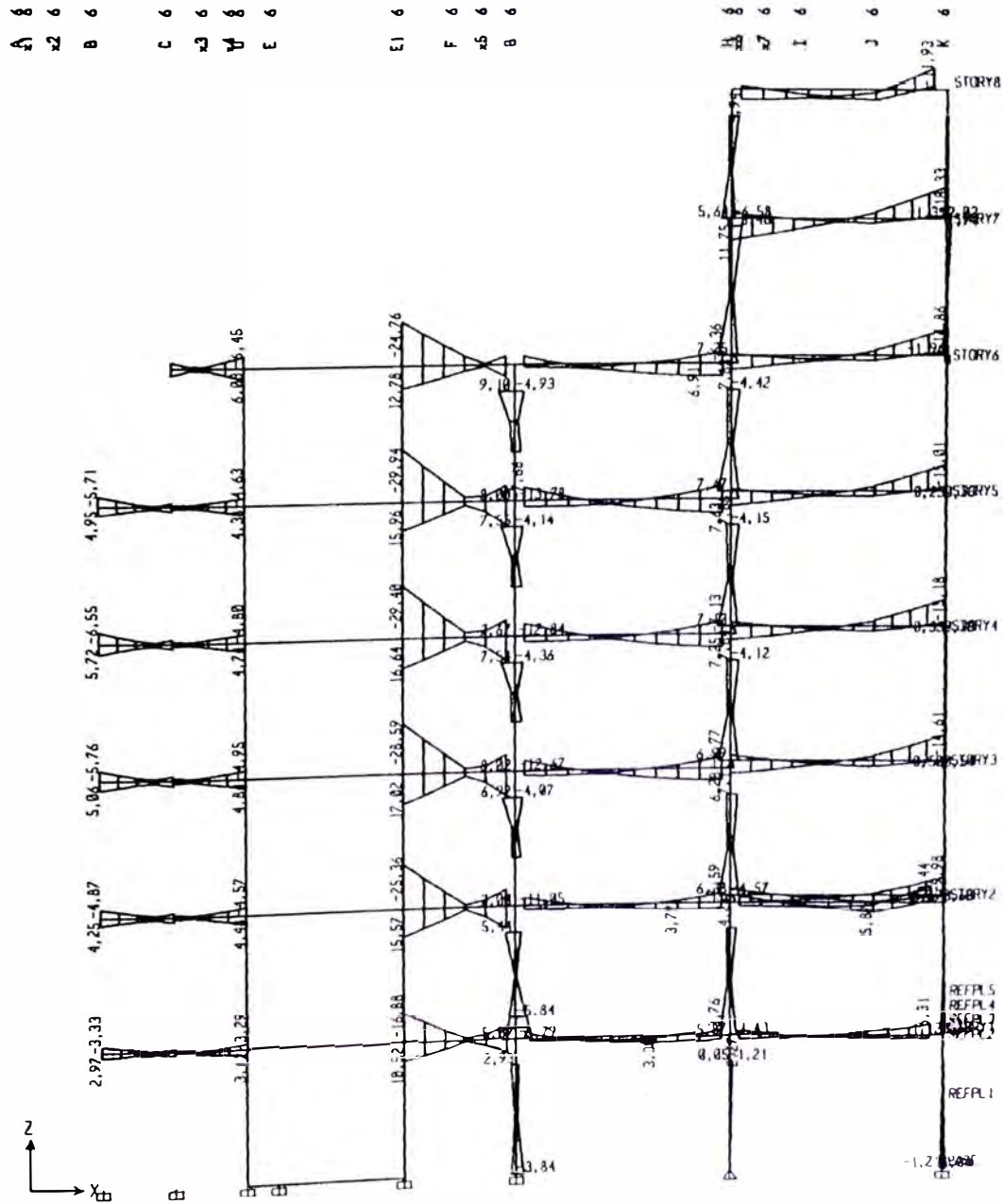


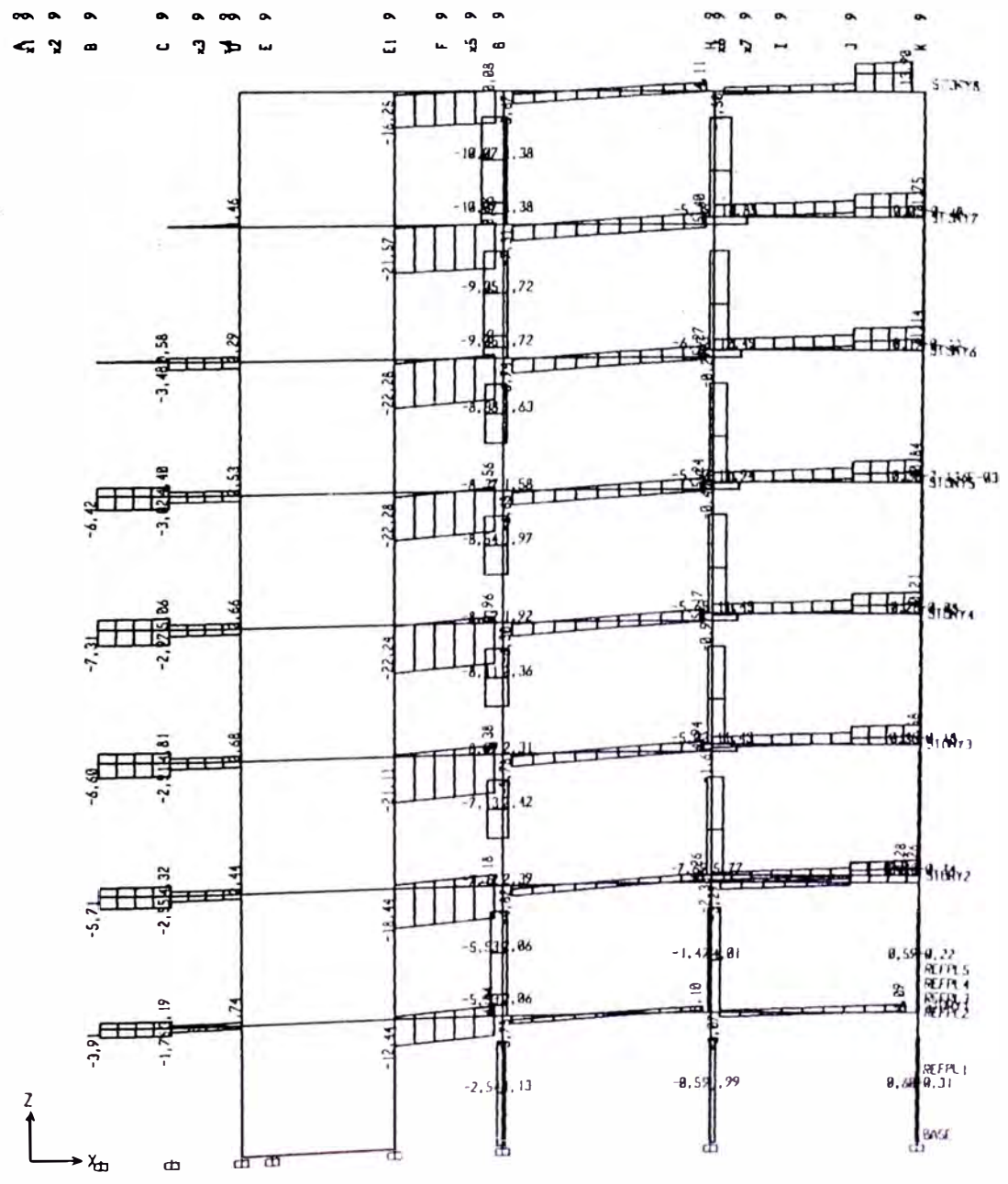


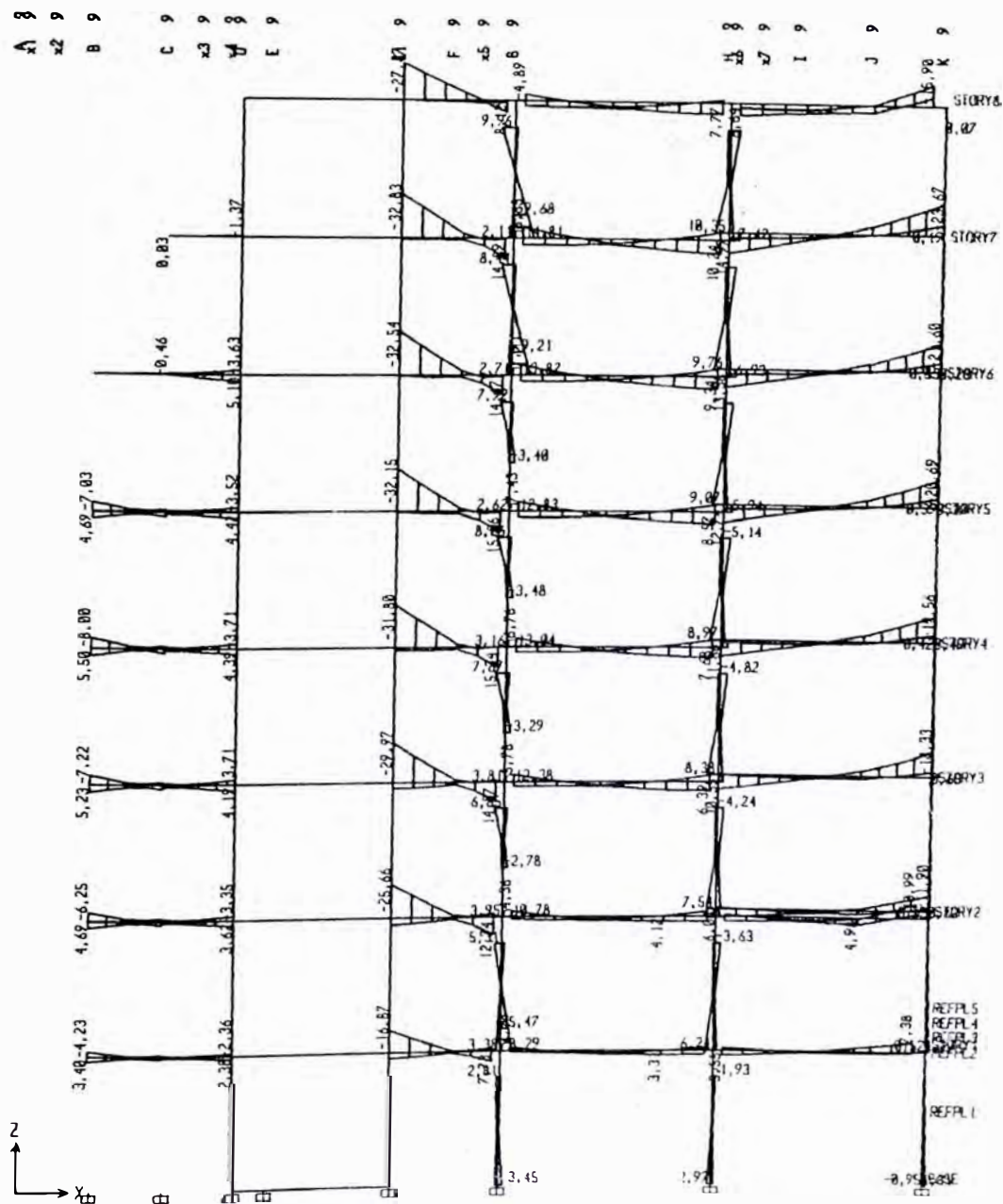


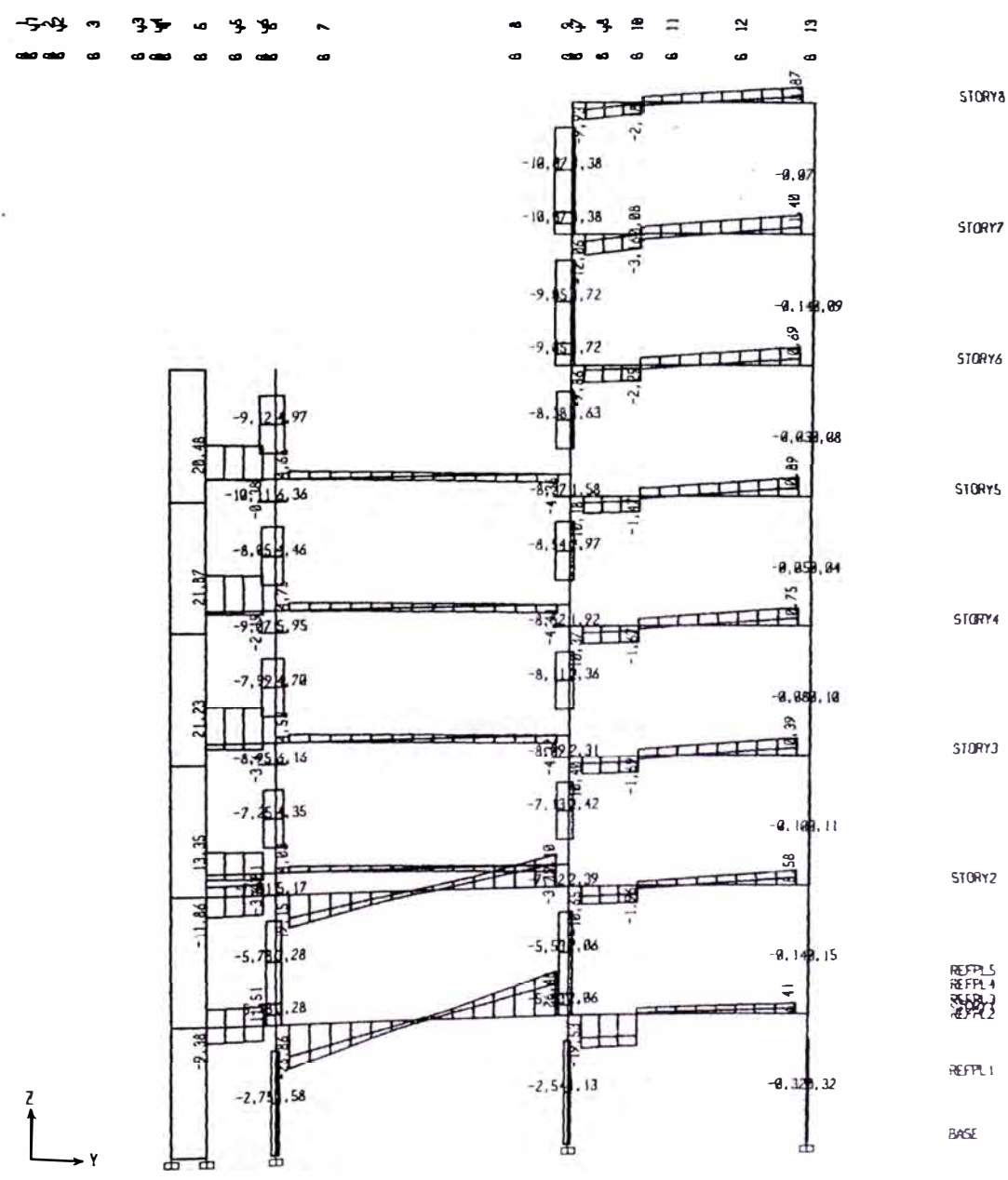




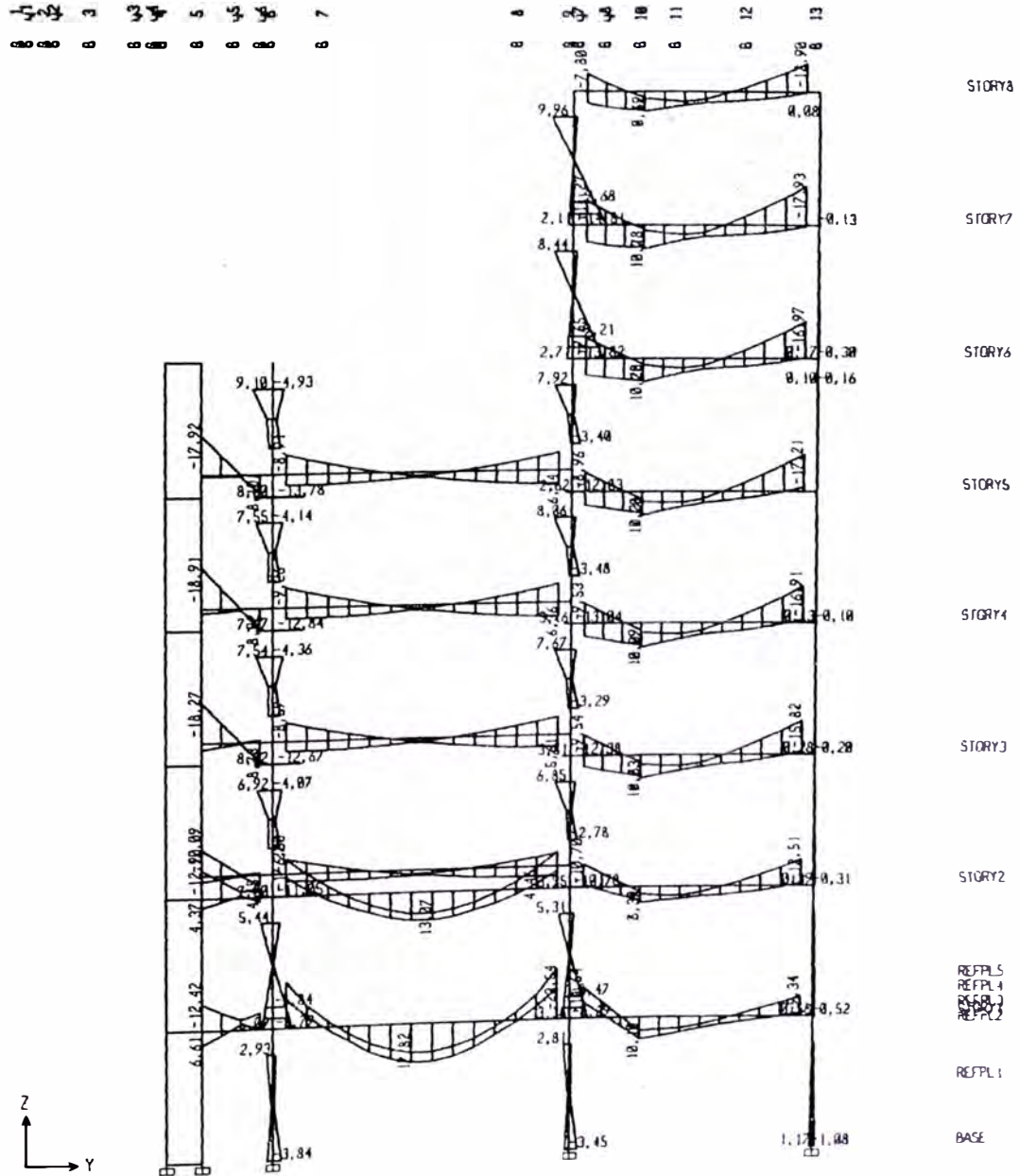


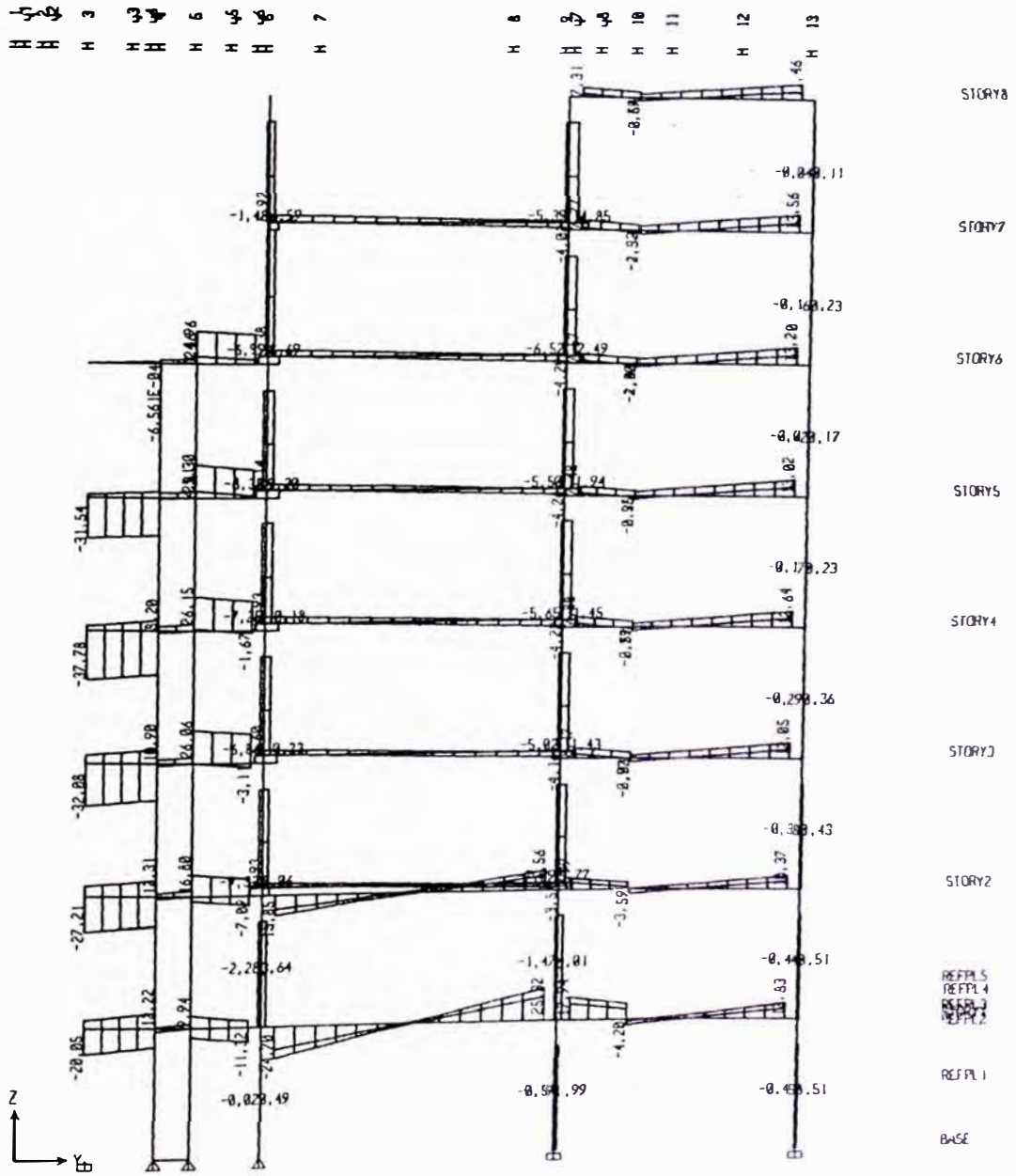


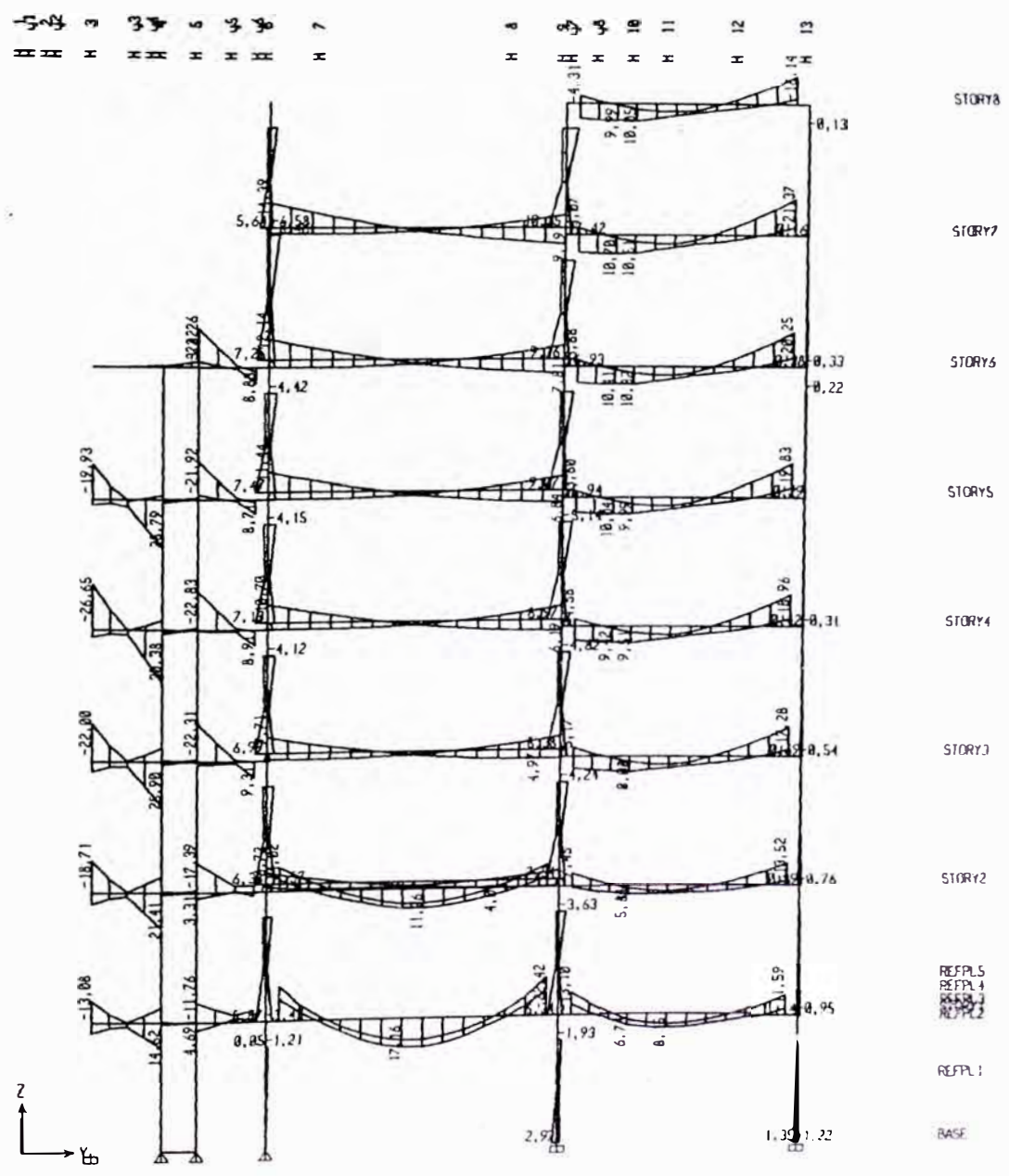














## ANEXO N°02

### PLANOS DE ARQUITECTURA

PLANO 01	PLANTA DEL SOTANO
PLANO 02	PLANTA DEL PRIMER NIVEL
PLANO 03	PLANTA DEL SEGUNDO NIVEL
PLANO 04	PLANTA DEL TECER NIVEL
PLANO 05	PLANTA DEL CUARTO NIVEL
PLANO 06	PLANTA DEL QUINTO NIVEL
PLANO 07	PLANTA DEL SEXTO NIVEL
PLANO 08	PLANTA DEL OCTAVO NIVEL
PLANO 09	CORTE EJE 10
PLANO 10	CORTE EJE 8
PLANO 11	CORTE FRONTAL