UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ANALISI Y DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES USO VIVIENDA

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de

INGENIERO CIVIL

NICANOR VIDAL ANTONIO BACILIO

Lima - Perú
2005

DEDICATORIA

A mi madre, Mencia, por el amor y el apoyo que me supo dar en todo instante, y estoy seguro que desde el cielo seguirá derramando su bendición.

A mi padre, mis hermanos y hermanas, en especial a Rubén y Enma, por sus consejos y apoyo que me brindaron. Lucharé para no defraudarlos.

DEDICATORIA

A mi esposa, Florentina, con su paciencia y comprensión me impulsó a seguir adelante.

A mis hijos, Romelia y Marco, fuente constante de motivación.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo pretende presentar de una manera concisa el proceso de análisis y diseño de una edificación de concreto armado.

Tratando de seguir un orden en el diseño estructural del edificio en estudio, el presente trabajo ha sido dividido en capítulos de acuerdo a la prioridad que tiene cada cual en el desarrollo del tema.

En el primer capítulo se trata todo lo referente a la teoría de: Predimensionamiento de los elementos estructurales, metrados de carga, análisis sísmico, análisis para cargas verticales, diseño de elementos estructurales.

En el capitulo II se tratará sobre la descripción del proyecto, en donde se mencionará el tipo de terreno en el que se construirá dicho edificio y se mencionará una distribución adecuada de los distintos elementos del conjunto estructural, tales como la disposición de columnas y vigas (éstos unidos monolíticamente conforman pórticos de uniones rígidas), selección de muros de corte.

En el capitulo III se tratará específicamente del predimensionamiento de los elementos estructurales como son: Predimensionamiento de losa, Predimensionamiento de una viga, Predimensionamiento de columnas y predimensionamiento de placas. Dichas dimensiones obtenidas son calculadas por métodos muy conocidos y difundidos. El principal objetivo en la etapa de predimensionamiento es el de asegurar condiciones de servicio y asegurar una buena y segura resistencia de los elementos estructurales. Se debe tener encuesta que los valores obtenidos mediante estos métodos, no son los definitivos, ya que estos elementos en conjunto deben satisfacer otras condiciones como son los desplazamientos debido a las fuerzas sísmicas. Con las dimensiones iniciales de nuestros elementos se procede ha desarrollar el metrado de carga.

En el capitulo V se procede al análisis sísmico, en la cual se realiza una simulación del comportamiento así como los esfuerzos actuantes sobre nuestra estructura, debido a la ocurrencia de un posible sismo, con cierto grado de intensidad. Al realizar dicho análisis verificaremos que nuestro modelo cumple con los requisitos establecidos por las normas, como son los desplazamientos relativos. Si esto no cumple con lo recomendado por las normas, se optará por adición, modificación de la ubicación o dimensiones de los elementos estructurales (de preferencia placas). Con los nuevos valores se procede ha realizar un nuevo metrado de carga y ha realizar

nuevamente el análisis sísmico, este proceso es iterativo hasta cumplir con la norma (desplazamiento relativo).

En el capitulo VI se efectuará el análisis para cargas verticales, incluyendo las cargas producidas por el efecto sísmico, en dicho análisis se tomará en cuenta diversas formas en que pueden ocurrir las cargas, las formas de ocurrencias son conocidas como "combinación de cargas ", dichas combinaciones es resultado de factorizaciòn de la carga viva (L), carga muerta (D), carga de sismo (S) y sus probabilidades de ocurrencia en un determinado instante. Los factores de amplificación, así como la forma de ocurrencia también serán los establecidos por las normas. Como resultado de estas

Combinaciones, se obtienen los máximos valores de esfuerzos a que pueden estar sometidos los elementos estructurales de nuestra edificación, al conjunto de estos máximos valores se le denomina envolvente, y son estos los valores ha usarse para el diseño de los elementos estructurales.

Una vez obtenido nuestros valores de diseño se procede al diseño de los elementos estructurales de nuestro trabajo, siendo estos elementos las losas, vigas, columnas, placas y zapatas. Para el diseño de estos elementos, al igual que en las demás partes se tendrá como base fundamental las recomendaciones del reglamento nacional, el cual recomienda la forma de diseño (flexión, compresión, flexo-compresión, punzonamiento y tracción), condiciones de los materiales (resistencia mínima del concreto, recubrimiento del acero, longitud de desarrollo, longitud de anclaje. Etc.) Así como los factores de seguridad de acuerdo al grado de importancia de dichos elementos.

ÍNDICE

	Página
CAPITULO I: MARCO TEÓRICO	1
1.1.- Generalidades	2
1.2.- Predimensionamiento de elementos Estructurales	10
1.2.1.- Predimensionamiento de losa aligerada	10
1.2.2.- Predimensionamiento de viga.	10
1.2.3.- Predimensionamiento de columna.	11
1.2.4.- predimensionamiento de placas.	13
1.3.- Metrado de carga	13
1.3.1.- Metrado de carga para losa aligerada.	13
1.3.2.- Metrado de carga para las vigas	14
1.3.3.- Metrado total de la estructura	15
1.4.- Análisis sísmico	17
1.4.1.- Análisis de fuerzas estáticas (m. estático).	18
1.4.2.-Análisis dinámico	22
1.5.-Análisis para cargas verticales	24
1.6.- Diseño de elementos estructurales.	26
1.6.1.-Diseño de la losa aligerada armada en una Dirección	28
1.6.2.- Diseño de vigas	30
1.6.3.- Diseño de columnas	40
1.6.4.- Diseño de placas	50
1.6.5.- Diseño de zapatas	52
1.6.6.- Diseño de cimentaciones combinadas.	56
1.6.7.- Diseño de zapatas conectadas.	61
CAPITULO II: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	63
2.1.- Ubicación de la edificación.	64
2.2.- Descripción de la edificación.	64

CAPITULO III: PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

3.1.- Predimensionamiento de la losa aligerada. 72

3.2.- Predimensionamiento de columnas. 72

3.3.- Predimensionamiento de vigas. 74

3.4.- Predimensionamiento de placas. 77

CAPITULO IV: METRADOS DE CARGA. 81

4.1.- Metrado de carga para losa aligerada 82

4.2.- Metrado de carga para vigas 82

4.3.-Metrado total de la edificación. 87

CAPITULO V: ANÁLISIS SÍSMICO. 91

5.1.- Generalidades 92

5.2.- Procedimiento de análisis 92

5.2.1.- Análisis estático 92

5.2.2.- Análisis dinámico. 100

5.3.- Análisis de los resultados 102

CAPITULO VI: ANÁLISIS PARA CARGAS VERTICALES. 129

6.1.- Análisis para cargas verticales 130

CAPITULO VII: DISEÑO ESTRUCTURAL. 142

7.1.- Diseño de la losa aligerada 143

7.2.- Diseño de vigas 150

7.3.- Diseño de columnas 174

7.4.- Diseño de muros de corte. 183

7.5.- Diseño de cimentaciones 194

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 233

BIBLIOGRAFÍA 235

ANEXO

CAPITULO I:
MARCO TEORICO

1.1.- GENERALIDADES

En este capitulo trataremos temas generales acerca de la teoría que emplearemos en nuestro trabajo, tales como: Los reglamentos usados, los criterios de estructuración, las cargas involucradas en el diseño, materiales de construcción y una breve descripción de las características del terreno.

REGLAMENTOS USADOS

Para el análisis y diseño de la estructura se usaran los siguientes reglamentos:

Reglamento Nacional de construcción

Norma de carga E-020

Norma técnica de edificaciones E-030 (Diseño sismorresistente)

Norma del concreto Armado E-060

Norma Peruana del suelo E-040

A.C.I Detailing Manual, Publicatión SP-66(80) solo referencia.

ESTRUCTURACIÓN

Las reglas para el diseño sismorresistente se basan necesariamente en la experiencia sobre lo ocurrido con edificaciones que han experimentado sismos severos. Se pudo observar que un edificio mal estructurado se comporta de una manera insatisfactoria ante sismos, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestran que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de un análisis minucioso, y en ocasiones, aunque no hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

FORMA O CONFIGURACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La Norma Peruana de diseño sismorresistente nos recomienda ciertos principios básicos o reglas de una buena practica que hay que tener presente cuando se diseña una estructura sismorresistente y que han mostrado su bondad a base de la experiencia. No siempre podrán ser aplicados al pie de la letra, pero habrán de tener siempre en cuenta. A continuación mencionaremos estos principios de una manera breve:

A).- PLANTA.- Con respecto a la planta las recomendaciones se pueden resumir en lo siguiente. La planta ha de ser:

a.- Simple

b.- Compacta, no alargada

c.- Simétrica

d.- De gran rigidez torsional.

a).- SIMPLE.- Desde el punto de vista de la resistencia sísmica es deseable una configuración sencilla como una forma cuadrada o circular. Los sismos han demostrado que las plantas mas sencillas tienen las mayores probabilidades de sobrevivir. Las razones más importantes son:

PRIMERO.- Que nos es mucho más sencillo entender las respuestas sísmicas de una estructura sencilla que la de una complicada.

SEGUNDO.- Que nuestra habilidad para entender los detalles simples es mayor que para los más complejos. Las plantas caprichosos en forma de H, L, T, U ó Y han demostrado que la zona de los extremos (las alas) son más vulnerables y a menudo colapsan.

b).- COMPACTAS.- Complementando las características anteriores. Una edificación de forma alargada esta expuesta a fuerzas complejas provenientes de las diferencias de fase en el movimiento del terreno que actúan sobre sus extremos. La presencia de juntas e indispensable en estos casos para reducir la planta a un conjunto de formas menos extendidas y más simples.

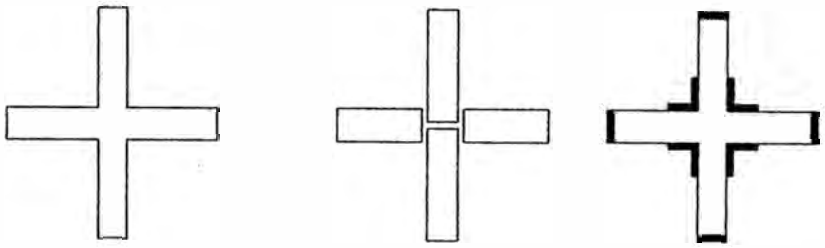
EVITAR

Alas muy alargadas (vibran de forma diferente > concentración de esfuerzos en las esquinas interiores)

MEDIDAS

1.- Subdivisión del edificio en cuerpos independientes y cortos.

2.- Rigidización en los extremos de las alas y refuerzos de las esquinas interiores.



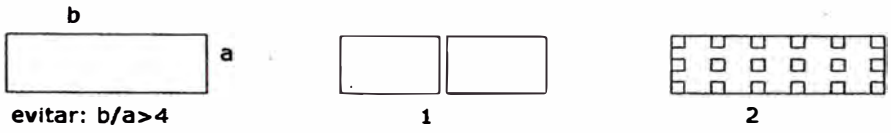
EVITAR

Plantas muy alargadas (vibraciones importantes en planta, diferencia de movimiento entre un extremo y otro).

MEDIDAS

1).- Separación con juntas sísmicas

2).- Distribución uniforme de elementos resistentes transversales y sistemas de piso rígido en planta



c).- SIMETRICA.- La simetría es aconsejable por razones similares. Además la falta de simetría produce efectos de torsión que son sumamente perjudiciales y destructivos además de ser difíciles de estimar correctamente. La simetría debe existir en las dos direcciones principales de la edificación. En este aspecto debe señalarse que no basta una planta de forma simétrica sino la estructura también debe ser simétrica. Se debe tratar que el centro de

regideces esté lo más cerca posible del centro de las masas, ya que de lo contrario tendríamos un caso de la llamada falsa simetría. Una estructura será realmente simétrica cuando ambos coincidan.

EVITAR

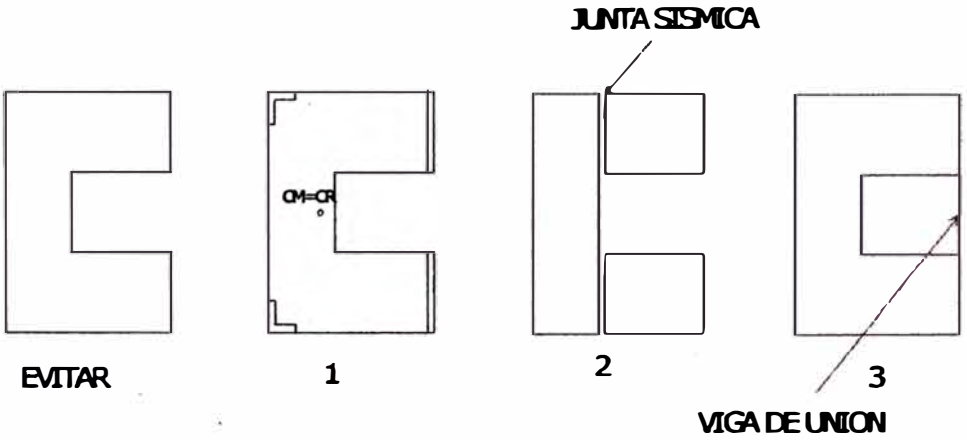
Asimetría de la planta (vibraciones torsionales).

MEDIDAS

1).- Distribución de los elementos resistentes de manera que el centro de masas coincida con el centro de rigideces.

2).- Subdivisión del edificio en cuerpos independientes y regulares mediante juntas sísmicas.

3).- Colocación de elementos estructurales que liguen las diferentes partes del edificio de tal manera que lo vuelvan más simétrico.



RIGIDEZ TORSIONAL.- Esta característica es complementaria de la anterior. Cuando se tiene una gran rigidez torsional, las deformaciones debidas a las asimétricas serán menores que cuando la rigidez es baja. Mas aún cuando éstas son amplificadas por el movimiento sísmico al presentarse comportamientos inelásticos.

B).- **ELEVACIÓN**.

UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD.- Estas son características fundamentales. En la siguiente sección se resumen algunas recomendaciones para conseguir un buen comportamiento.

PROPORCIÓN O ESBELTEZ.- Las características de simplicidad y compacidad son también aplicables a la forma de la elevación de la estructura. Formas complejas con variaciones caprichosas a lo alto constituyen una fuente de riesgo por la misma razón de la planta compleja ya mencionadas. Asimismo una forma muy alargada o esbelta presenta complicaciones de análisis que aún con los métodos modernos de análisis dinámico no se garantiza una estimación cabal de su respuesta, menos aún en el rango inelástico. Los efectos del volteo en edificios muy altos son evidentemente muy importantes y originan fuerzas muy altas en las columnas como en la cimentación, pueden ser difíciles de manejar.

UNIFORMIDAD EN RESISTENCIA Y RIGIDEZ.- Una estructura tendrá mejores perspectivas de sobrevivir un sismo severo si:

a).- Los elementos portantes están distribuidos uniformemente.

b).- Todas las columnas y muros son continuos y sin entrantes o salientes desde la cimentación hasta el techo.

c).- Todas las vigas están alineados.

d).- Columnas y vigas están alineados.

e).- Columnas y vigas de concreto son del mismo ancho.

f).- Ningún elemento principal cambia de sección bruscamente.

g).- La estructura sea tan continua (redundante) y monolítica como sea posible.

Por lo general es difícil modificar las consideraciones arquitectónicas para acomodar estas necesidades de la estructura sismorresistente por las restricciones que éstas imponen en la arquitectura; pero se debe insistir en que cuando más alejado estemos de ellas más vulnerable será la estructura.

La necesidad más apremiante es la continuidad vertical de los elementos, principalmente muros o columnas. Es indeseable y sumamente peligroso, como ha sido probado innumerables veces en edificios colapsados, apoyar muros sobre columnas o columnas sobre vigas.

Cambios bruscos en la rigidez lateral del edificio son también muy peligrosos. El análisis no predice bien las necesidades de capacidad de elementos y naturalmente son ubicaciones de esfuerzo que finalmente conducen a colapso parcial. La falla de entrepisos por la presencia de columnas sigue siendo muy común a pesar de ser un problema largamente identificado.

Mantener dimensiones similares en los elementos de concreto armado facilita el detallado del refuerzo. Factor decisivo en el comportamiento límite- Condiciones extremas que se presentan ante un sismo severo y de larga duración- de cualquier estructura sismorresistente.

REDUNDANCIA.

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

ESTRUCTURAS RIGIDAS O FLEXIBLES

Una estructura flexible, formada únicamente por pórticos, presentan las siguientes ventajas: Son estructuras fáciles de analizar y se puede lograr grandes ductilidades. Entre sus desventajas tenemos: Que en el proceso constructivo se presentan problemas por la gran congestión de armaduras en los nudos, los elementos no estructurales pueden introducir esfuerzos y cambiar su comportamiento, también presentan grandes deformaciones laterales que inducen daños en los elementos no estructurales y producen pánico en los ocupantes.

Mientras que una estructura rígida conformada principalmente por muros de corte, tienen la ventaja de no presentar mayores problemas constructivos, no se tiene que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, pero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y su análisis es más complicado.

Es por esto que es una buena práctica el usar elementos rígidos y flexibles, con ello se logra que los muros limiten las deformaciones laterales, tomen la mayor parte de los esfuerzos cortantes en los pisos inferiores mientras que los pórticos le dan la suficiente ductilidad para disipar energía.

MATERIALES.- Los criterios que se mencionan a continuación están presentes e influyen en el comportamiento sísmico.

1. Ductilidad alta o deformabilidad.
2. Relación de alta resistencia/peso.
3. Baja degradación.
4. Homogeneidad.
5. Ortotropia.
6. Facilidad de construir conexiones muy resistentes.
7. Costo razonable.

Cuando más grande sea la estructura, las propiedades mencionadas se Vuelven más importantes.

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

CARGAS DE DISEÑO

Las cargas involucradas en los diseños son los debidos a cargas muertas, cagas vivas y fuerzas de sismo.

CARGAS MUERTAS.- Es todo aquello que sea permanente. Como por ejemplo, peso de los materiales, dispositivos de servicio y equipos (tuberías, equipos de calefacción y aire acondicionado, ascensores, etc), tabiques.

CARGAS VIVAS.- Es toda carga que tenga carácter de móviles, como pueden ser: los ocupantes, muebles, equipos y otros.

Las cargas consideradas en el diseño son:

Cargas muertas

Aligerada (h=0.20cm.)	300 kg/m2
Piso terminado	100kg/m2
Tabiqueria movil	180kg/m2

Tabiqueria sólida	1800kg/m3
Tabiqueria hueca	1350kg/m3
Concreto armado	2400kg/m3
Carga viva	
Vivienda	200kg/m2
Corredores y escaleras	200kg/m2
Azotea	100kg/m2

MATERIALES.- Los materiales a emplearse son: El concreto y el acero.

El concreto.- Es una mezcla fraguada, cuyos componentes son: cemento, arena gruesa y piedra chancada, y en ocasiones otros aditivos. Dichas mezclas se realiza en proporciones establecidas, dependiendo del tipo de concreto a emplearse (f'c)

Sus principales características con

Modulo de Young	Ec=15000*(f'c^1/2) kg/cm2
Modulo de elasticidad en cortante	G= 0.4*Ec

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

Modulo de Young	Es=2000000 kg/cm2
Esfuerzo de fluencia	Fy= 4,200 kg/cm2

CARACTERISTICAS DEL TERRENO

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

La capacidad portante estimada es de qadm.=4.5 Kg. /cm2 a una profundidad de desplante de 1.5m

1.2.- PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

1.2.1.- PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA

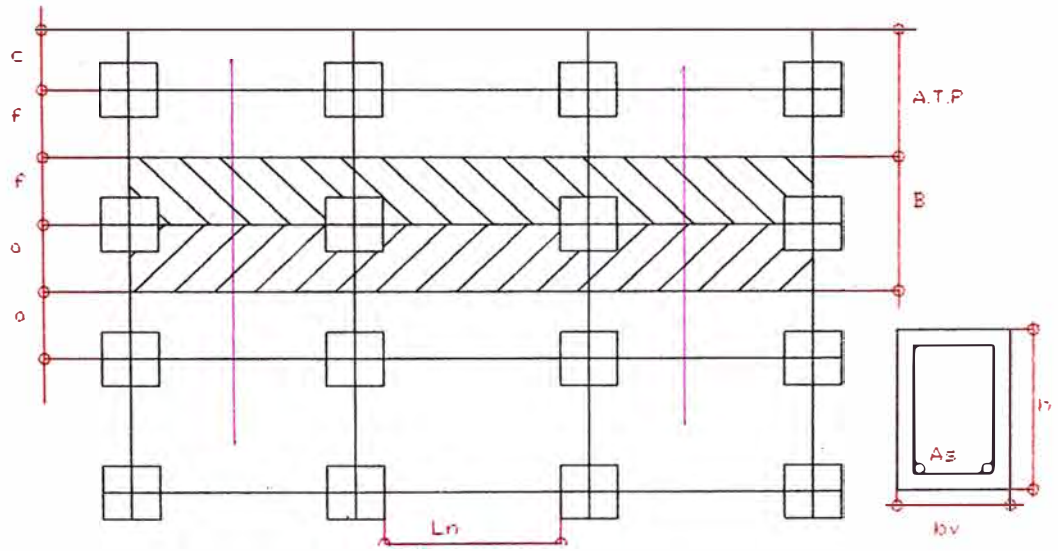
La norma E-060 de concreto armado del R.N.C en el capitulo 10 nos manifiesta: En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10cm. de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm. de ancho y losa superior de 5 cm.,

con sobre carga menores a 300 Kg. /m2. y luces menores de 7.5 m., su peralte mínimo para no verificar deflexiones será:

$h \geq L/25$

Donde L es la luz libre.

1.2.2.- PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA



Ln : Longitud libre.

- Para calcular la dimensión transversal tributaria para vigas perimetrales (A.T.P) se aplica:

$$A.T.P = f+c \rightarrow bv=A.T.P/20$$

Donde c= Peso del muro (kg/m)/Peso total en la losa (kg/m2).

- Para calcular la dimensión transversal tributaria para vigas intermedias.

$$B=a+f \rightarrow bv=B/20$$

Por otro lado, para calcular el peralte de la viga para ambos casos se tiene:

Para un concreto de f'c = 210 kg/cm2 y Fy = 4200 kg/cm2 se tiene:

$h = LN/ (4/(Wu^{1/2}))$; $Wu = 1.5*WD+ 1.8*WL$

Donde: Wu es la carga por unidad de área.

Según la norma Peruana de concreto Armado: b ≥ 25cm, este valor es para el caso de que estas formen parte de pórticos o elementos sismorresistente de estructuras de concreto armado.

Actualmente es común considerar vigas de igual peralte en las dos direcciones, por considerar que los esfuerzos de sismo son muchas veces más importantes que los de carga de gravedad, el objetivo es considerar rigideces laterales y resistencias en las dos direcciones.

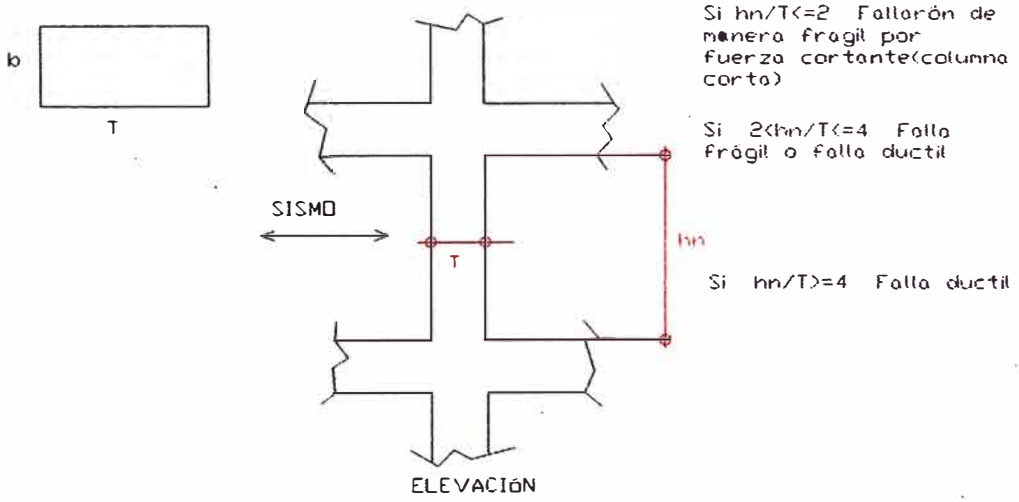
1.2.3.- PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Consideraciones para zonas de alto riesgo sísmico:

a).- Según investigaciones realizas en Japón sobre el Sismo de TOKACHI de 1968, donde colapsaron muchas columnas por:

- Fuerza cortante.
- Deficiencia en el anclaje del acero en las vigas.
- Deficiencia en los empalmes del acero en las columnas.
- Por aplastamiento.

De las observaciones obtenidas se tiene:



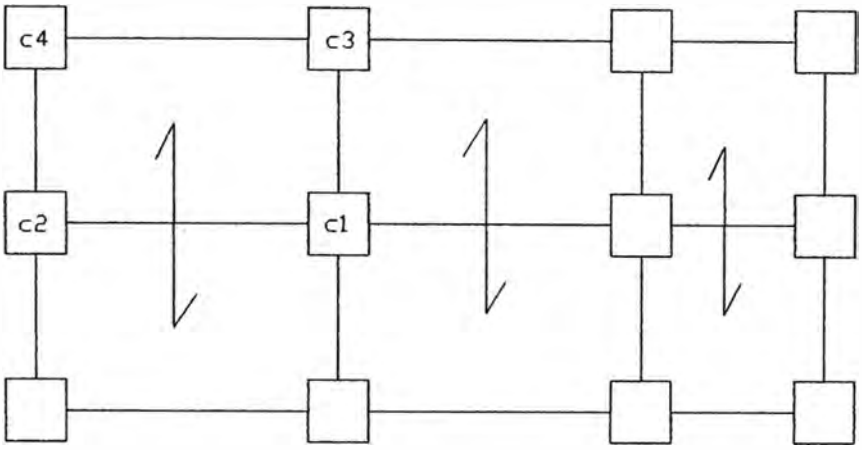
Se recomienda que: hn/ T>= 4

b).- Según ensayos experimentales en Japón:

$$n = P/(f'c*b*T)$$

Si n>1/3 → Falla frágil por aplastamiento debido a cargas axiales excesivas.

Si n< 1/3 → Falla dúctil.



Las columnas se predimensionan con:

$$b*T = P/(n*f'c)$$

Donde:

T = Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna.

b = La otra dimensión de la sección de la columna.

n = Valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la siguiente tabla.

f' c = Resistencia del concreto a la compresión simple.

P: Se obtiene de la siguiente tabla.

TIPO C1 (para los primeros pisos)	COLUMNA INTERIOR	P= 1.1*Pg n = 0.30
TIPO C1 (Para los últimos pisos superiores)	COLUMNA INTERIOR	P=1.10*Pg n= 0.25
TIPO C2, C3	COLUMNA EXTERIOR DE PÓRTICOS INTERIORES	P =1.25*Pg n =0.25

TIPO C4 COLUMNA DE ESQUINA P= 1.5*Pg

n= 0.20

Donde Pg = Peso total de carga de gravedad que soporta la columna.

Nota.- Se considera primeros pisos a los restantes de los 4 últimos pisos.

1.2.4.-PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Las placas son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección.

Las placas pueden hacerse de 10cm. Como mínimo de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm. De espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25,30 cm. Conforme aumentamos el número de pisos o disminuyamos su densidad.

En el Perú se han proyectado una serie de edificaciones de hasta 20 pisos considerando placas de espesores iguales a 25cm. Considerando longitudes apreciables de estas; Si existe pocas placas en una dirección, es probable que se requiera de espesores mayores como 40, 50, 60cm.

La dimensión final de longitud y espesor de placas se da luego de realizar el análisis sísmico, pues es difícil poder indicar una recomendación general:

Se puede dar una aproximación para el espesor del muro con la siguiente formula:

$t \geq \frac{h}{25}$; Donde h es la altura del entrepiso.

1.3.- METRADO DE CARGA

1.3.1.- METRADO DE CARGA PARA LOSA ALIGERADA.

Para el análisis y diseño de una losa aligerada, armada en una dirección, necesitamos metrar las cargas verticales que soporta cada vigueta de 40cm. de ancho por metro lineal.

Las cargas a considerar son: Carga muerta y Carga viva(s/c)

- Carga muerta:

Peso de la losa	300kg/m2
Peso de acabado	100kg/m2
Peso tabiquería móvil	180kg/m2
• Carga viva(s/c)	200kg/m2

WD= Peso de la losa + Peso de acabado + Peso tabiquería móvil =580kg/m2

WL= Carga viva = 200kg/m2.

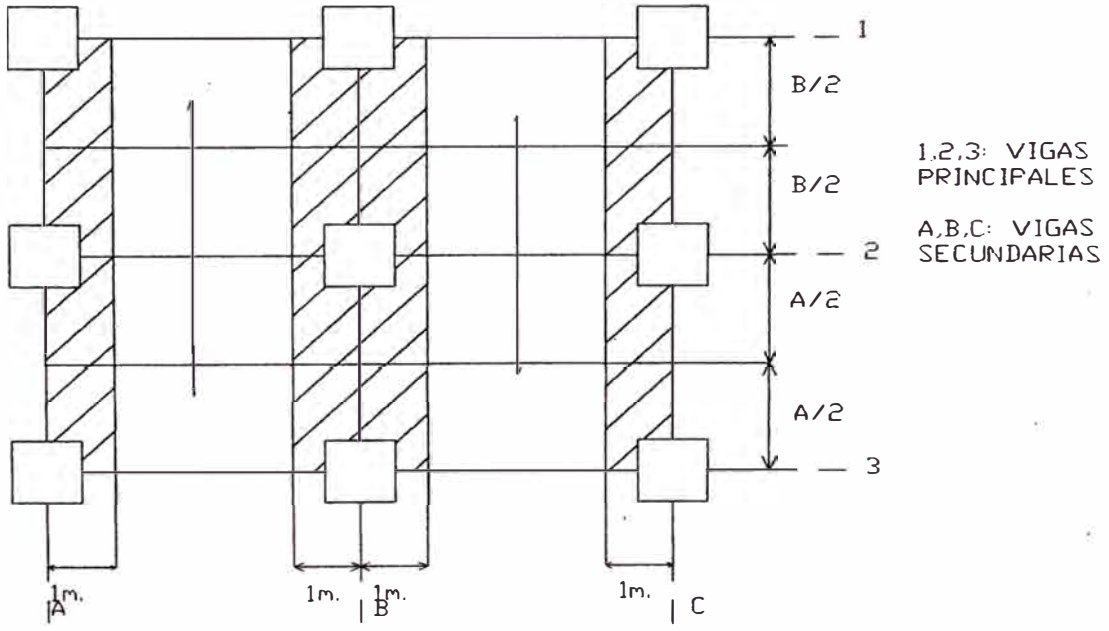
Considerando el metrado de carga para una vigueta de 40cm de ancho por un metro de largo, se tiene:

WD= 0.4*1*580= 220kg/m

WL= 0.4*1*200= 80kg/m

1.3.2.- METRADO DE CARGA PARA VIGA.

Este metrado se efectuara para cada pórtico, ya sea pórtico principal (sirve de apoyo a la losa aligerada) o secundaria y nos servirá para el análisis para cargas verticales. Para metrar las cargas para los pórticos primero se encontrara un ancho tributario; para los pórticos principales éste será igual a la semisuma de las luces de los aligerados tanto a la izquierda y derecha del mismo, mientras que para los pórticos secundarios se considerará un ancho igual a un metro a cada lado de la viga. Conocido el ancho tributario y la longitud de la viga se habrá encontrado el área tributaria a cada viga.



Ancho tributario = A/2+B/2= (A+B)/2 (Pórticos Principales)

Ancho tributario = 1m. (Pórtico secundario de canto)

Ancho tributario = 2m. (Pórtico secundario central)

Ancho tributario = A/2 ó B/2 (Pórtico principal de canto)

Área tributaria = Ancho tributario *longitud de viga.

METRADO DE CARGA PARA CADA VIGA PRINCIPAL:

Para encontrar la carga que soporta la viga se tomará en consideración dos tipos de carga:

A.- Carga Muerta (WD).

- Peso de la viga (Kg. /m)
- Peso de la losa aligerada (Kg. /m2)
- Tabiqueria móvil (Kg. /m2)
- Piso terminado (Kg. /m2)

Estos 3 últimas cargas se suman y el resultado se multiplica por el área tributaria, a este resultado se le divide entre la longitud de cada viga. El resultado se obtiene en kg/m.

Sumando este resultado con el peso de la viga, se obtiene la carga muerta (WD) aplicada en la viga (kg/m).En nuestro caso el peso de la viga no se tomará en cuenta, porque el programa SAP 2000 lo calcula automáticamente.

B.- Carga viva (WL).

De manera similar se efectúa con la sobrecarga (WL).

METRADO DE CARGA PARA VIGA SECUNDARIA:

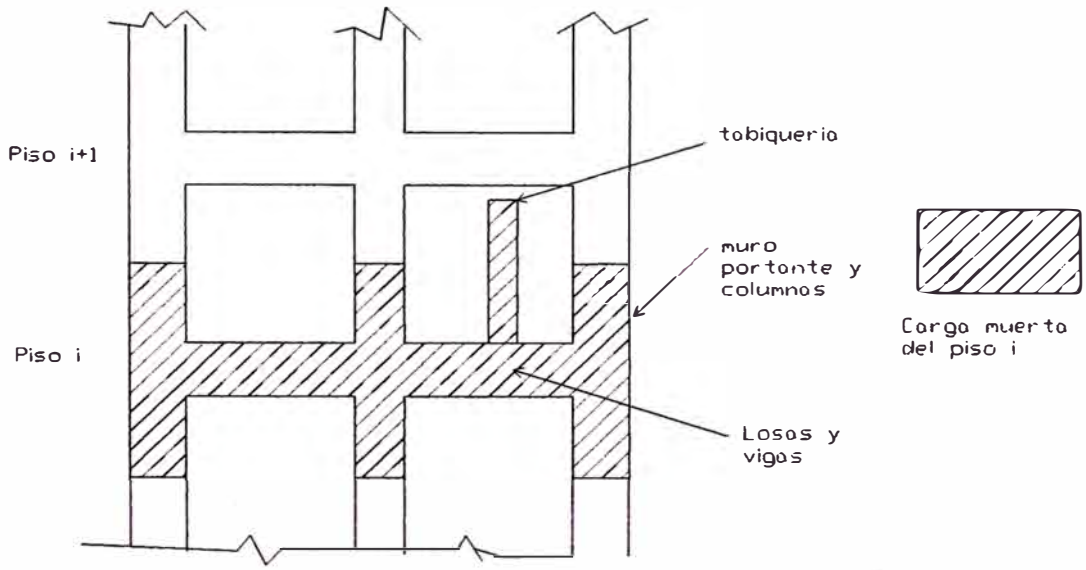
Se efectúa de manera similar a lo explicado para los pórticos principales, actuando los pesos de la carga muerta y los pesos de la carga viva dentro del área tributaria.

1.3.3.- METRADO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

Para efectos del análisis sísmico, es necesario conocer la masa involucrada en cada nivel de la edificación.

El cálculo del peso por nivel se efectuará mediante la suma de los pesos de los elementos que tengan acción solidaria con la losa ante un movimiento, esto es, se considerará la mitad del entrepiso superior y la mitad del entrepiso inferior de los elementos tales como columnas, placas y muros de albañilería portante. Por

otro lado, los tabiques y elementos que se encuentran aislados de los marcos se deben considerar, en los niveles que lo sostienen (en nuestro caso se tomará la tabaquería equivalente ya que no se cuenta con la distribución de muros).Las placas y columnas de la mitad inferior del primer nivel, no se tomarán en cuenta, ya que consideraremos que se encuentran asociados al terreno.



Además de las cargas ya mencionadas, se tomará un porcentaje de la carga viva para cada nivel:

tipo	%	carga
A y B	50	Viva
C	25	Viva
Depósitos	80	Peso total almacenable
Azoteas, techo	25	Viva
Tanques, silos	100	Peso total almacenable
Peso total en el piso i = Carga muerta + % Carga viva		

VALORES DE LOS PESOS A CONSIDERAR:

Carga muerta:

Peso propio del elemento de concreto armado 2400kg/m3

Peso del piso terminado	100kg/m2
Peso de la tabiqueria móvil	180kg/m2
Carga viva:	
Sobre carga.	200kg/m2

1.4.- ANÁLISIS SISMICO.

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

IRREGULARIDAD TORSIONAL.

En el análisis sísmico la Norma de diseño sismorresistente E-030 del Perú, vigente desde fines del año 1997, señala que las edificaciones deben ser diseñadas para efectos sísmicos cuja fuerza basal está reducida por un coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R), el mismo que tiene un determinado valor cuando las estructuras son "regulares" y este valor debe ser corregido por un factor de ¾ cuando la estructura es "irregular". Es decir en este ultimo caso las fuerzas de diseño vienen a ser 1/3 mayores que las que correspondan a estructuras regulares.

En el presente trabajo se analiza un edificio de 5 pisos, cuya configuración es perfectamente simétrica en la dirección x-x, y asimétrica en la dirección y-y, para determinar uno de los parámetros que sirve para calificar a la estructura como "irregular"

que se da cuando "el desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos y el desplazamiento relativo entre centros de masa es mayor que 1.3".

Este parámetro que indica que si una estructura es regular o irregular es bastante sensible a la ubicación de las placas (también denominados muros de corte o muros estructurales) e inclusive aún para estructuras visualmente regulares no es posible conseguir desplazamientos relativos que estén dentro de los rangos permitidos para considerar a una estructura regular como tal. Alertar a los diseñadores de estructuras que generalmente califican a las estructuras como

regulares cuando se observa que la irregularidad estructural es pequeña a simple vista.

Cuando se efectúa el análisis sísmico de un edificio, luego de seleccionar una configuración estructural sismorresistente adecuada, se utilizan los parámetros símicos correspondientes a la nueva norma peruana vigente E-030, para lo cual calificamos la estructura como regular o irregular dependiendo que se presentan o no irregularidad en planta o en altura; sin embargo, dentro de los casos contemplados en la nueva norma, hay un parámetro que generalmente no se toma en cuenta cuando estamos frente a una configuración aparentemente simétrica, es la irregularidad torsional.

En edificios con diafragmas rígidos, en cada una de las direcciones de análisis, si el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo de los centros de masa, la estructura es irregular, por lo tanto, el coeficiente de reducción a considerar será de 0.75 veces el de una estructura regular, por consiguiente el cortante basal se verá incrementado y resultará una estructura mucho más rígida que la que se hubiera contemplado al calificar nuestra estructura como regular.

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

- Análisis de fuerzas estáticas equivalentes.
- Análisis dinámico.

1.4.1.- ANALISIS DE FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES. (Método estático)

Es un método aproximado. Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura.

Las estructuras clasificadas como regulares de no más de 45m de altura y la estructura de muros portantes de no más de 15m de altura , aun cuando sean irregulares , podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes .

La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales (Fi).

b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a cargas laterales que tiene el edificio (muros y/o marcos).

c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

Aparte de las fuerzas ya mencionadas, también debe considerarse el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (ei), se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado Mti que se calcula como:

$$Mti = \pm Fi * ei$$

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE Y DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA

Para calcular la fuerza cortante en la base y distribución de la fuerza sísmica en altura se aplicará el artículo 17 de la norma técnica de edificaciones E-030 Diseño sismorresistente:

Articulo 17 Análisis Estático

17.1 Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura según se establece en el Artículo 14 (14.2).

17.2 Período Fundamental

a. El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

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

Donde:

$C_T = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

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

$C_T = 60$ para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

a. También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^{n} P_i \cdot D_i^2\right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^{n} F_i \cdot D_i\right)}}$$

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el periodo fundamental deberá tomarse como el 0,85 del valor obtenido por este método.

17.3 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0{,}125$$

17.4 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Si el periodo fundamental T, es mayor que 0,7 s, una parte de la fuerza cortante V, denominada F_a, deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la

estructura. Esta fuerza Fa se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0{,}07 \cdot T \cdot V \leq 0{,}15 \cdot V$$

Donde el período T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir (V - F_a) se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^{n} P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

17.5 Efectos de Torsión

Se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado Mt_i que se calcula como:

$$Mt_i = \pm F_i \; e_i$$

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

17.6 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso. Para las zonas 3 y 2 esta fracción será de 2/3 Z. Para la zona 1 no será necesario considerar este efecto.

1.4.2.- ANALISIS DINAMICO

El reglamento especifica como método de análisis dinámico al procedimiento de combinación espectral o por medio de análisis tiempo- historia.

Para edificaciones convencionales, ya sea estructuras grandes o complejas, estructuras regulares o irregulares, deberán emplearse el procedimiento de combinación espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo- historia.

ANALISIS POR COMBINACION MODAL ESPECTRAL

Se tomara en consideración el artículo 18 de la norma técnica de edificaciones E-030 diseño sismorresistente:

Artículo 18 Análisis Dinámico

18.1 Alcances

El dinámico análisis de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo-historia.

18.2 Análisis por combinación modal espectral.

a. Modos de Vibración

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b. Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

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.

c. Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas 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 (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0{,}25 \cdot \sum_{i=1}^{m} |r_i| + 0{,}75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^{m} r_i^2}$$

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

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas 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.

c. Fuerza Cortante Minima 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 según el Artículo 17 (17.3) 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.

e. 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 de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

18.3 Análisis Tiempo-Historia

El análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

1.5.- ANÁLISIS PARA CARGAS VERTICALES

Para esta etapa del análisis se hará uso del programa SAP2000, analizando la edificación como un sistema estructural espacial. Se trabaja con luces libres y brazos rígidos para representar mejor la unión de viga con placa, debido a que permite una evaluación más real de los esfuerzos

de los elementos ya que, si se consideran luces a ejes de los apoyos se distorsiona su deformación debido al tamaño importante de los apoyos.

Debido a la importancia de la sobrecarga, se ha considerado para el análisis la alternancia de éstas. La alternancia de la carga viva puede generar momentos mayores a los obtenidos al considerar todos los tramos cargados uniformemente. Así para la estructura en estudio la alternancia de carga viva, adicionalmente a las cargas muertas y de sismo requiere resolver 11 combinaciones de carga incluyendo la condición de todos los tramos cargados, además de la combinación 12, que es la envolvente de todas las combinaciones.

Al diseñar una estructura de concreto armado y sus respectivos elementos estructurales deberá garantizarse que en todas sus secciones las resistencias de diseño sean por lo menos iguales a las resistencias requeridas que se calcularan para las cargas amplificadas en las combinaciones que estipule la norma.

Además se deberá garantizar un comportamiento adecuado para carga de servicio (control de deflexiones, figuración).

La resistencia requerida (U) para carga muerta (CM), carga viva (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo:

$U = 1.5*CM+1.8*CV$

$U = 1.25*(CM+CV \pm CS)$

$U = 0.90*CM \pm 1.25*CS$

Estas tres combinaciones representan las cargas que por lo general se presentan en el diseño de estructuras convencionales, sin embargo pueden existir otras cargas particulares que podrían presentarse.

A continuación se presenta las combinaciones de cargas usadas para él análisis estructural por cargas gravedad y de sismo para el programa de computo SAP 2000.

Se consideran 5 sistemas de carga estáticos:

D : Cargas permanentes (carga muerta)

L1 : Un "damero" de cargas vivas sobre los pórticos más cargados (en dirección transversal)

L2 : El "damero" complementario.

SX1: Sismo X con excentricidad positiva

SX2: Sismo X con excentricidad negativa

SY1: Sismo Y con excentricidad positiva

SY2: Sismo Y con excentricidad negativa

Los "dameros" de carga vivas serán tales que produzcan los momentos máximos positivos en los pórticos más cargados (aquellos orientados perpendicularmente a las viguetas).

Definiendo SX como la envolvente de SX1 y SX2, y SY como la envolvente de SY1 y SY2, conforme a la norma E-060 se tendrán las combinaciones:

COMB1	1.5D+1.8L1
COMB2	1.5D+1.8L2
COMB3	1.5D+1.8 (L1+L2)
COMB4	1.25 (D+L1+L2) +SX
COMB5	1.25 (D+L1+L2) –SX
COMB6	1.25 (D+L1+L2) +SY
COMB7	1.25 (D+L1+L2) –SY
COMB8	0.9D+SX
COMB9	0.9D –SX
COMB10	0.9D +SY
COMB11	0.9D – SY

Además, se agregará una envolvente de las anteriores.

Más adelante se presentará un resumen de las cargas verticales sin considerar el peso propio de la viga, ya que el programa ya lo considera dentro de su análisis.

En el Anexo se presenta el listado de resultados del programa de cómputo SAP2000, donde encontraremos fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores en ambas direcciones del edificio en estudio , con los cuales se procederá al diseño de los distintos elementos estructurales tales como: vigas, columnas, placas y cimentaciones.

1.6.- DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Generalidades.- El diseño de los elementos de concreto armado se hace usando alternativamente uno de los siguientes métodos:

- Método elástico o de carga de servicio.
- Método de Resistencia, denominado comúnmente de rotura o de carga ultima.

En la actualidad el uso del método de carga última es el más usado. La nueva norma de concreto Armado usa este método para el diseño.

El método de carga última se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última. En este método, adicional a la amplificación de las cargas se usan factores de reducción (θ).

Las cargas actuantes que se usan en el análisis estructural deberán cumplir con lo señalado en la norma E.020 de carga y la norma sismorresistente.

REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

Al diseñar una estructura de concreto armado, deberá garantizarse que en todas sus secciones las resistencias proporcionadas sean por lo menos iguales a las resistencias requeridas, que se calculan para las cargas amplificadas en las combinaciones que estipule la norma.

RESISTENCIA PROPORCIONADA $\geq$ RESISTENCIA REQUERIDA

RESISTENCIA DE DISEÑO $\geq$ RESISTENCIA REQUERIDA..... (1)

Estas son las expresiones básicas para el diseño por cargas últimas ó diseño por Resistencia.

En la ecuación (1), la "resistencia de diseño" y "Resistencia requerida" son independientes entre sí.

RESISTENCIA DE DISEÑO (resistencia Nominal).-Generalmente esta resistencia sufre una reducción de capacidad debido a la inexactitud en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones. Por el motivo antes expuesto esta resistencia será afectada por un factor de reducción de capacidad (θ), sus valores son:

Para flexión	θ = 0.90
Para cortante	θ = 0.85
Para flexo- compresión	θ = 0.75 (columnas zunchadas)
	θ = 0.70 (columnas estribadas)

RESISTENCIA REQUERIDA (U).- En ocasiones, las cargas que se aplican son mayores que las cargas especificadas en el diseño y para contrastar este exceso de carga se tendrá que afectar a la resistencia requerida por el factor de carga, para que sea sumamente improbable la falla.

La Norma E060-89 recomienda que la resistencia requerida (U) para resistir las cargas sean:

- Cargas muertas y vivas
  U = 1.5*CM+1.8*CV
- Carga Cargas muertas y vivas de sismo(CS)
  U = 1.5*CM+1.8*CV
  U = 1.25*(CM+CV± CS)
  U = 1.25*(CM± CS)
  U = 0.90*CM ± 1.25*CS

NOTA: En el caso de cargas extremas una estructura debe comportarse en forma dúctil. Esto significa asegurar que la estructura no falle en forma frágil sin advertencia, sino que sea capas de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la máxima. Para asegurar el comportamiento dúctil, los diseñadores deben dar especial atención a los detalles tales como cuantía de refuerzo longitudinal, anclaje de refuerzo y confinamiento del concreto comprimido, evitando así los tipos frágiles de falla.

1.6.1 .- DISEÑO DE LOSA ALIGERADA ARMADA EN UNA DIRECCIÓN

Para el diseño de losa armada en una dirección de podrán utilizar para el análisis de cargas por gravedad los momentos y fuerzas cortantes que se obtienen con la aplicación del método simplificado de coeficientes siempre encuando cumplan las siguientes condiciones:

A.- Existe dos o más tramos.

B.- Los tramos son aproximadamente iguales, sin que la mayor de las luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor.

C.- Las cargas estén uniformemente distribuidos.

D.- Las cagas vivas no exceda en tres veces la carga muerta.

E.- Los elementos son prismáticos.

MOMENTOS POSITIVOS:

Tramos extremos.

- El extremo discontinuo no está empotrado:..... $\frac{W_u * L_n^2}{11}$
- El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo:... $\frac{W_u * L_n^2}{14}$

- Tramo interior:..... $\frac{W_u * L_n^2}{16}$
- Momento negativo en las caras exteriores del primer apoyo interior:

  Dos tramos:..... $\frac{W_u * L_n^2}{9}$

  Más de dos tramos..... $\frac{W_u * L_n^2}{10}$

  Momentos negativos en las demás caras de los apoyos interiores:

  $\frac{W_u * L_n^2}{11}$

MOMENTOS NEGATIVOS EN LA CARA DE TODOS LOS APOYOS PARA:

- Losas con luces que no exceden de 3m. y vigas en que la relación entre la suma de rigideces de la columna y la rigidez de la viga sea más de 8 en cada extremo del tramo: ..... $\frac{W_u * L_n^2}{12}$
- Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para elementos construidos monolíticamente con sus apoyos:

  Cuando el apoyo es una viga:..... $\frac{W_u * L_n^2}{24}$

  Cuando el apoyo es una columna:..... $\frac{W_u * L_n^2}{16}$

FUERZA CORTANTE:

En la cara exterior del primer apoyo interior:..... $\frac{1.15 * W_u * L_n}{2}$

Fuerza cortante en la cara de todos los demás apoyos:..... $\frac{W_u * L_n}{2}$

Donde:

L_n: Será la luz libre para el cálculo de los momentos positivos y fuerzas cortantes, y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para el cálculo de los momentos negativos.

Después de haber realizado el análisis, se procede al diseño de las viguetas:

Se aplica la siguiente formula:

Acero principal:

$$W = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 * M_u}{\theta * f'_c * b * d^2}} \quad ; \quad p = W * \frac{f'_c}{f_y} \quad ; \quad A_s = p * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y} \quad ; \quad b_w = 10cm$$

Acero de temperatura:

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * t * b \quad ; \quad f_y = 4200 * Kg/cm^2$$

Donde:

t = Espesor de la losa (5cm.)

b= Se toma un ancho de losa de 100cm.

Estos se colocan en dirección transversal a los aceros principales y a una distancia de:

$$S \leq \frac{A_s}{A_{s_{temp}}} \quad ; \quad A_s = \text{Área de Acero o baria a emplear}$$

$S \leq$ 45 cm. ó 5t La que sea menor

Nota.- También se deberá verificar la fuerza cortante del concreto con la siguiente formula:

$Vc = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$; y debe cumplir: $\theta V_C > V_{ud}$

Si no cumple se retira un cierto numero de ladrillos a cada extremo de la vigueta.

1.6.2.- DISEÑO DE VIGA

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión: $Mu \leq \theta M_n$

Donde:

Mu: Es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

Mn : Es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

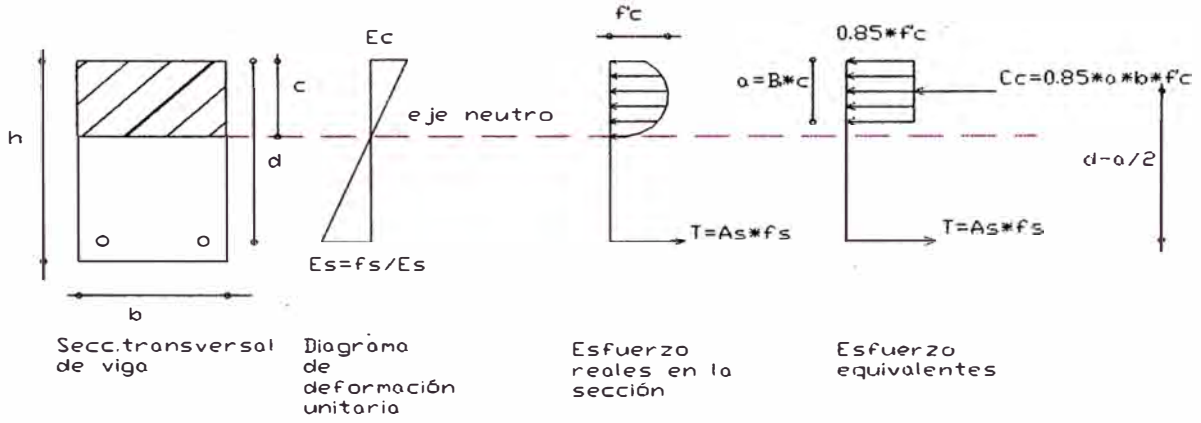
θ : Factor de reducción de capacidad.

ECUACIONES PARA EL DISEÑO EN FLEXION

Para comprender mejor este tema nos apoyaremos en el diagrama" distribución de esfuerzos y deformaciones unitarios" internas cuando la viga ésta próximo a la falla. Se desea disponer de un método para calcular el momento Mn (momento último nominal) para el cual la viga fallará bien sea por fluencia del acero sometido a tensión o por aplastamiento del concreto en la fibra extrema a compresión.

Si la viga falla por fluencia del acero $\Rightarrow$ Se produce la falla dúctil (fc=fy)

Si la viga falla por aplastamiento del concreto $\Rightarrow$ Se produce la falla gragil ($\in_c = 0.003$)



Donde B_1 es 0.85 si la resistencia del concreto es menor que 280 Kg/cm2. Si este no es el caso este disminuirá en 0.05 por cada incremento de 70 Kg/cm2 en la resistencia del concreto, no siendo su valor menor a 0.65.

Del diagrama anterior se tiene (esfuerzo equivalente):

FALLA DUCTIL ($f_s = f_y = 4200 kg/cm^2$ y $\in_c = 0.003$)

Sumatoria de fuerzas igual a cero y tomando momentos se tiene:

$$a=\frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c^{l} * b} \; ; \quad M_n = A_s * f_y * (d-\frac{a}{2}) \; ; \quad M_u = \theta * A_s * f_y * \left(d-\frac{a}{2}\right)$$

Donde: θ es el factor de resistencia que para viga es 0.9.

FALLA BALANCEADA

Falla balanceada en vigas es la condición para el cual se produce simultáneamente la falla del concreto (aplastamiento) y la falla del acero (fluencia del acero)

$$(f_s = f_y = 4200\, kg/cm^2 \quad Y \quad \in_c = 0.003)$$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f_c^{l}}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right)$$

FALLA GRAGIL ($\in_C = 0.003$ Y $f_s \langle f_y$)

Primero falla la viga por aplastamiento del concreto antes que el inicio de fluencia del acero en tracción, es decir cuando en la falla: $\in_s \langle \in_y$.

NOTA IMPORTANTE.-Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil, con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

CUANTIAS MAXIMAS.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

Para zonas sísmicas se tomara como cuantía máxima el valor de: $0.50 * \rho_b$

CUANTIA MINIMA.

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f_c^{l}}}{f_y} \quad \text{Donde} \quad f_c^{l}, f_y \text{ están en kg/cm2}$$

Alternativamente, el área del refuerzo positivo o negativo en cada secc. del elemento, deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

CALCULO DEL ACERO

El cálculo del acero se efectuará simplemente haciendo una iteración entre las siguientes dos expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{\theta * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad ; \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

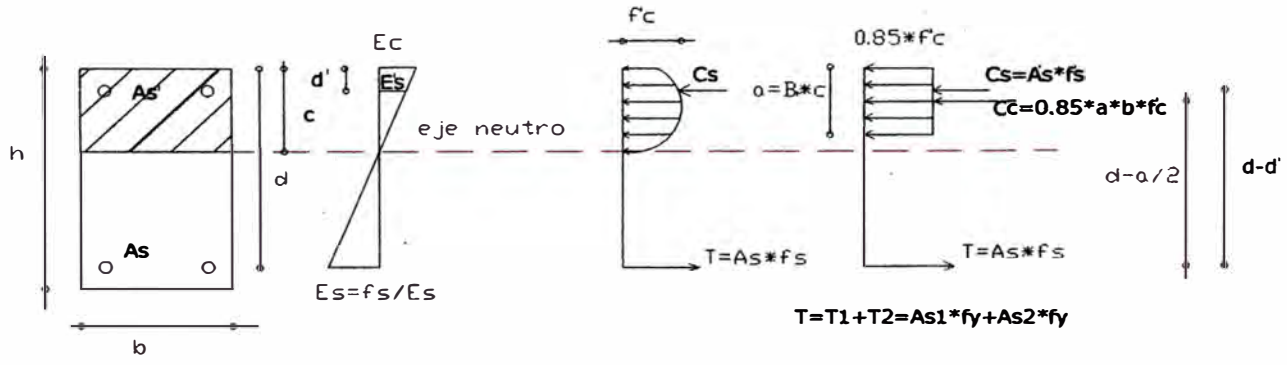
Se sugiere como primera aproximación que "a" sea igual a "d/5".

VIGA DOBLEMENTE REFORZADA

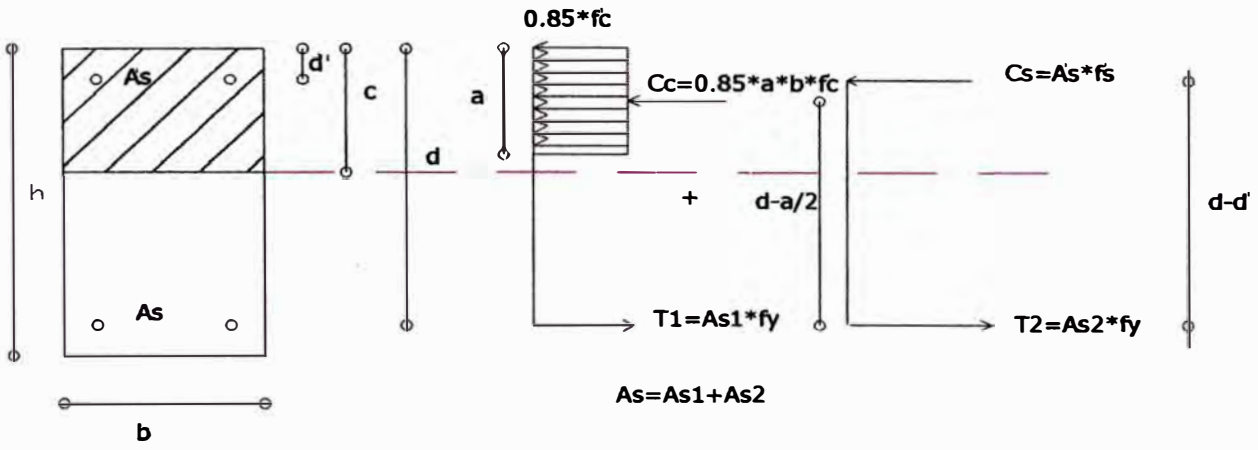
Las secciones doblemente reforzadas se vuelven necesarias cuando por limitaciones arquitectónicas de pre-dimencionamiento y otras, la sección no es capas de resistir el momento aplicado aunque se le provee de la cuantía máxima permitida.

Una sección con refuerzo en compresión tiene una ductilidad mayor al de una sección simplemente reforzada, este comportamiento es conveniente en zonas sísmicas donde se busca una redistribución de esfuerzos.

El refuerzo en compresión sirve para controlar las deflexiones, pues evita el acortamiento en el tiempo.



Para el análisis asumimos que el esfuerzo en tracción esta en fluencia. El acero en tracción compensa las fuerzas de compresión del concreto y del acero, siendo estas fuerzas: As1*fy y As2*fy respectivamente, tal como indica la figura.



Del grafico se obtiene:

$$As1*fy=0.85*a*b*f'_c \Rightarrow a=\frac{A_{s1}*f_y}{0.85*f'_c*b};$$

$$As1=As-As2 \Rightarrow As1*fy=As*fy-As2*fy$$

Por equilibrio tenemos:

$$A'_s*f'_s=A_{s2}*f_y \Rightarrow A_{s1}*f_y=A_s*f_y-A'_s*f'_s$$

Remplazando tenemos:

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

Para encontrar el momento nominal, bastará con sumar los momentos producidos por los pares de fuerzas.

$$M_n=A_{s1}*f_y*\left(d-\frac{a}{2}\right)+A'_s*f'_s*\left(d-d^1\right)$$

$$M_n=\left(A_s*f_y-A'_s*f'_s\right)*\left(d-\frac{a}{2}\right)+A'_s*f'_s*\left(d-d^1\right) \quad \text{(1)}$$

Empleando el diagrama de deformaciones unitarias y por semejanza de triángulos tenemos:

$$\frac{c}{c-d^1}=\frac{0.003}{\in_s^1} \Rightarrow \in_s^1 = 0.003*\frac{c-d^1}{c}$$, además $f_s^1 = E_s * \in_s^1$

$$f_s^1 = \frac{6*(c-d^1)}{c} \Rightarrow f_s^1 = \frac{6*(a-\beta_1 * d^1)}{a} \ldots\ldots\ldots\ldots$$

(Ton/cm2)..... (2)

Si $f_s^1 \rangle f_y$ $\Rightarrow$ A_s^1 esta en fluencia por lo tanto $f_s^1 = f_y$

CUANTIA BALANCEADA:

La cuantía balanceada se encuentra para el estado en que empieza la fluencia del acero en traccion.

$$\frac{A_s}{bd} = \rho_b = 0.85\frac{f_c^1}{f_y} * \beta_1\left(\frac{6000}{6000+f_y}\right) + \frac{A_s^1}{bd}\frac{f_s^1}{f_y} \quad ;$$

$$\rho_b = \overline{\rho_b} + \rho^1 * \frac{f_s^1}{f_y} \qquad \overline{\rho_b} = 0.85 * \beta_1 * \frac{f_c^1}{f_y}\left(\frac{6000}{6000+f_y}\right) \quad ;$$

$$\rho^1 = \frac{A_s^1}{bd} \quad ; \qquad \rho_b = \frac{A_s}{bd}$$

$$f_s^1 = 6000 - \frac{d^1}{d}(6000 + f_y) \leq f_y$$

CUANTIA MAXIMA

$$\rho \leq \rho_{max} = 0.75\overline{\rho_b} + \rho^1\frac{f_s^1}{f_y}$$

NOTA.- La cuantía balanceada se obtiene cuando el acero en tracción empieza a fluir.

(fy=fs)

DISEÑO DE SECCIONES DOBLEMENTE REFORZADAS.

Sea " Mu" el valor del momento último actuante en nuestra secc. de viga. El diseño de secciones doblemente reforzada se parte asumiendo un valor de cuantía para la parte de acero en tracción que equilibra el esfuerzo de compresión del esta

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd} \quad \Rightarrow \quad A_{s1} = \rho_1 bd$$

Con el cual se encuentra "a" y Mu1

$$a = \frac{A_{s1} * f_y}{0.85 * f_c^1 * b} \quad ; \quad M_{u1} = \theta * A_{s1} * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Es posible que Mu1 sea suficiente para soportar el momento último actuante, en todo caso se tendrá que:

Si Mu $\leq M_{u1}$ entonces no necesitamos acero en compresión.

Si Mu $\rangle M_{u1}$ entonces si necesitamos acero en compresión.

Para el caso que necesitamos acero en compresión, procedemos a calcular la cantidad de acero en tracción adicional para compensar el momento último remanente, es decir:

Mu2= Mu-Mu1 ; Mu2= $\theta * Mn2 = \theta * As2 * fy * \left(d - d^1\right)$

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{\theta f_y \left(d - d^1\right)}$$

El acero en comprensión será el que equilibra la fuerza de tracción que origina As2.

$$A_s^1 * f_s^1 = A_{s2} * f_y \quad ; \quad M_{u2} = \theta * M_{n2} = \theta * f_s^1 * \left(d - d^1\right)$$

$$A_s^1 = \frac{M_{u2}}{\theta * f_s^1 * (d - d^1)}$$

Donde $f_s^1 = 6 * \frac{(a - \beta_1 * d^1)}{a} \leq f_y$ (ton/cm2)

Luego el área total de acero en tracción será: As= As1+As2

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión:

$$Vu \leq \theta * Vn$$

Donde:

Vu: es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

Vn: es la resistencia nominal al corte de la sección.

θ : 0.85= factor de reducción de capacidad.

La resistencia nominal Vn estará conformada por la contribución del concreto Vc y por la contribución de acero Vs de tal forma que:

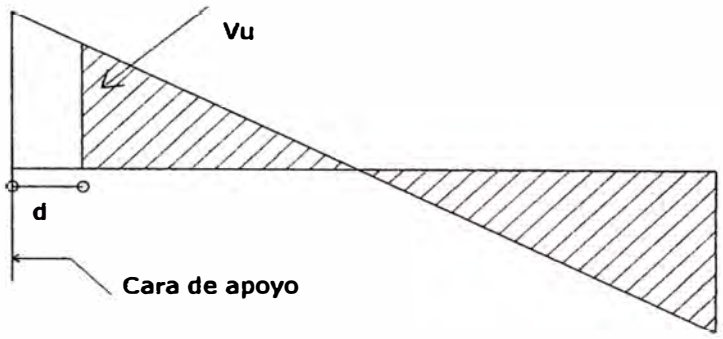
$$Vn = Vc + Vs$$

La fuerza cortante que toma el concreto Vc será igual a:

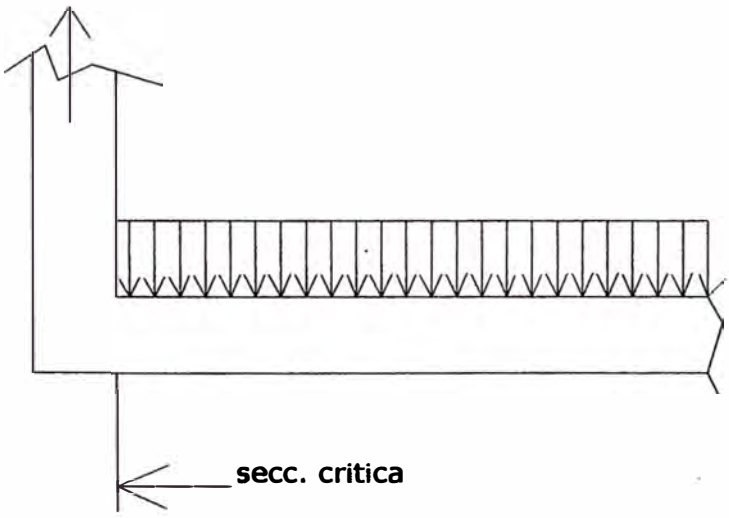
$V_c = 0.53\sqrt{f_c^1}\, b_w d$; f_c^1 en $kg/cm2$ Y bw,d en cm.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- Si la reacción del apoyo induce compresión al elemento y no existe carga concentrada entre la cara del apoyo y una sección ubicada a "d" de ella, entonces este tramo se diseñará para un cortante último que corresponda a la sección ubicada a "d" de la cara de apoyo. Esta sección se denomina sección crítica y es la que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento.



- Si la reacción del apoyo induce tracción al elemento, la sección crítica se encuentra en la cara del apoyo.



verticales CALCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo que se necesita tendrá que resistir: Vs=Vn-Vc

$$Vs = \frac{A_v f_y d}{S} \quad \text{.....Para estribos}$$

Donde:

Av: Área del estribo

S: Espaciamiento de los estribos.

Despejando: $S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$

Según A.C.I-99 se tendrá encuesta los siguientes requisitos:

1.- Si $Vn \leq \frac{V_c}{2}$ entonces no se necesita ningún tipo de refuerzo transversal.

2.- Si $Vn \geq \frac{V_c}{2} \wedge Vn \leq Vc$ entonces un refuerzo transversal mínimo

$A_{V\min} = 3.5 * b_w * \frac{S}{f_y}$; b_w y S en centímetros

Donde $S \leq \frac{d}{2} \wedge S \leq 60cm$

3.- Si $Vn \geq Vc$ tenemos:

- Si $Vs \leq 1.06\sqrt{f'_c} * b_w * d$, entonces: $S \leq \frac{d}{2} \vee S \leq 60cm.$

- Si $Vs > 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \wedge Vs \leq 2.12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

Entonces: $S \leq \frac{d}{4} \vee S \leq 30cm.$

4.- $Vs \rangle 2.12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ entonces:

- Cambiar la sección.
- Mejorar la calidad del concreto

Nota.- el esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo por corte no deberá ser mayor de 4200kf/cm2, con esto se consigue un control en el ancho de las grietas diagonales.

1.6.3.-DISEÑO DE COLUMNAS

Básicamente la columna es un elemento estructural que trabaja en compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión.

El diseño de un elemento sometido a flexo compresión se hace en base a las mismas hipótesis del diseño en flexión, considerando adicionalmente el problema de la esbeltez. Los efectos de esbeltez de las columnas y la consiguiente reducción de la capacidad de carga se evalúan en forma independiente al diseño propiamente dicho, mediante la consideración de los momentos generados por las deformaciones transversales de las columnas o mediante procesos aproximados que comprenden la estimación de factores que corrigen a los momentos de análisis estructural.

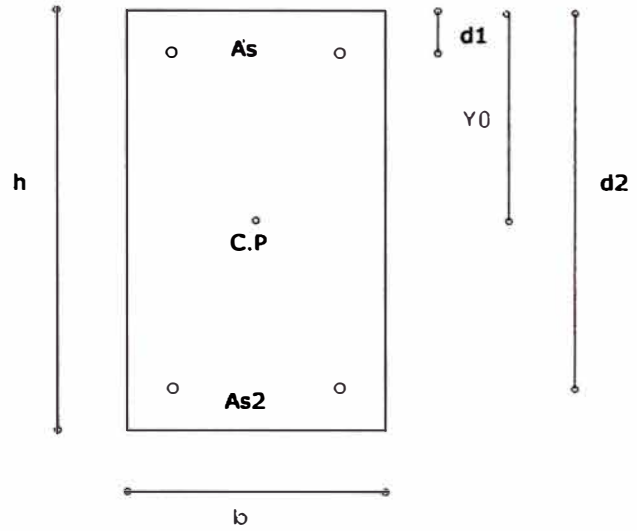
FALLA EN COLUMNAS

Las columnas llegan a fallar debido a tres casos:

1. Por fluencia inicial del acero en la cara de tensión
2. Por aplastamiento del concreto en la cara en compresión
3. Por pandeo.

CENTROIDE PLÁSTICO

Es el punto en la sección de la columna donde la fuerza axial actúa, produciendo en toda la sección deformaciones iguales. Se determina de la siguiente manera:



$$Yo=\frac{A_g * 0.85 f_c^1 * h/2 + A_s^1 * f_y d_1 + A_{s2} f_y d_2}{A_g * 0.85 f_c^1 + A_s^1 f_y + A_{s2} f_y} \quad ; \text{ siendo : } Ag=b*h$$

COLUMNA CORTA.

Cuando el proceso de falla en la columna se debe a la falla inicial del material se clasifica a la columna como corta. Según el A.C.I si la relación de esbeltez KL/r es menor a 22, la columna se clasifica como corta, caso contrario la columna es larga.

Donde:

K: factor de longitud de columna

Lu: longitud de la columna

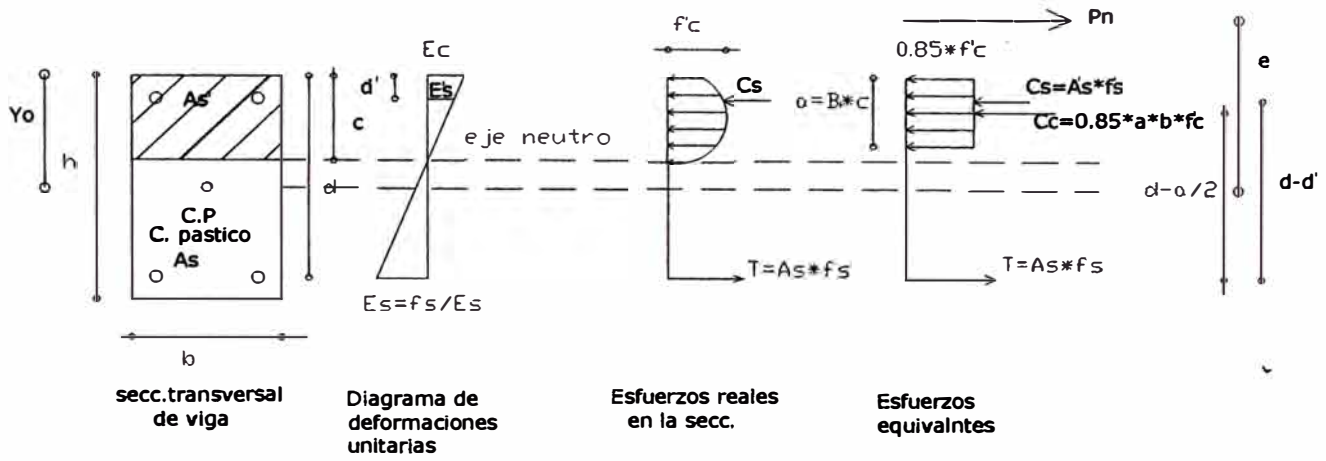
r : Radio de giro en el sentido de la flexión

$r=\sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$ Donde: Ig=momento de inercia= $\frac{b h^3}{12}$

Ag=Área total de la sección de la columna (bxd)

COLUMNA CORTA CON CARGA AXIAL (e=0)

Analizaremos el caso en que la armadura esté ubicado simétricamente, caso que generalmente se realiza en los diseños.



secc.transversal de viga | Diagrama de deformaciones unitarias | Esfuerzos reales en la secc. | Esfuerzos equivalntes

Sea:

Ag = Área bruta de la sección de la columna (bxd)

Ast = Área total de acero repartida en todas las caras de la columna.

Cuando el concreto alcanza su máxima resistencia $\longrightarrow \in_c = 0.003$

En estas condiciones todo el acero ya esta en fluencia.

Por lo tanto:

$$Po = 0.85 f_c^1 (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$ (Resistencia nominal a la carga axial de la columna)

Se debe notar que la carga axial produce una compresión uniforme en toda la sección transversal; en consecuencia, el esfuerzo y la deformación en la falla serán uniformes en toda la sección transversal.

En las estructuras reales es muy improbable obtener una excentricidad cero. Las excentricidades se presentan con mucha facilidad, debido a factores como pequeñas deficiencias en la alineación de las columnas, asimetría de las cargas que se presenta por la diferencia que pude haber en los espesores de las losas en tableros adyacentes o como se indico antes, por imperfecciones en el alineamiento. Luego, se considera razonable suponer una excentricidad mínima, para las columnas con estribos, del 10% del peralte de la columna en la dirección perpendicular a su eje de flexión y del 5% para columnas con refuerzo espiral.

El A.C.I con el objeto de tomar en cuenta estas excentricidades reduce la resistencia a la carga axial y da las siguientes expresiones:

-Para columnas zunchadas.

$$p_n = 0.85\left(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y\right)$$

- Para columnas con estribos.

$$P_n = 0.80\left(0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y\right)$$

Las dos expresiones anteriores nos dan la capacidad máxima de carga axial de las columnas.

RESISTENCIA DE COLUMNAS CARGADAS EXCENTRICAMENTE:

CARGA AXIAL Y FLEXION (Columna corta)

La flexión se produce por que hay un momento flector actuante, o si la carga axial actuante es excéntrica.

La excentricidad (e) es igual a: e= M/P; donde P es la carga axial actuante en el centroide plástico de la sección y M el momento actuante total.

Del grafico anterior se obtiene (diagrama de esfuerzos equivalentes):

$$P_n = 0.85 f'_c ba + A'_s f'_s - A_s f_s$$

$$M_n = P_n e = 0.85 f'_c ba\left(Y_0 - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (Y_0 - d') + A_s f_s (d - y_0)$$

$$f'_s = E_s \in'_s = E_s * \frac{0.003(c - d')}{c} \le f_y$$

$$f_s = E_s \in_s = E_s * \frac{0.003(d - c)}{c} \le f_y \quad ; \quad a = \beta_1 C$$

FALLA BALANCEADA EN COLUMNAS DE SECCIONES RECTANGULARES

Falla balanceada en columnas es la condición para el cual se produce simultáneamente la falla del concreto y la fluencia de la capa exterior en tensión del acero.

$$a_b = \beta_1 C_b$$

$$a_b = \beta_1 d\left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right) \quad ; \quad P_{np} = 0.85 f'_c b a_b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$M_{nb} = P_{nb} * e_b = 0.85 f'_c b a_b \left(y_0 - \frac{a_b}{2}\right) + A'_s f'_s (y_0 - d') + A_s f_y (d - y_0)$$

$$f'_s = 0.003 * E_s \frac{(C_b - d')}{C_b} \leq f_y$$

Puesto que a_b y f'_s son conocidos se puede calcular P_{nb} y e_b.

Si $A'_s = A_s$, entonces Yo= 0.5h

MODOS DE FALLA DEL MATERIAL EN LAS COLUMNAS

Pu<Pnb Entonces la falla es de tensión (e>eb)

Pu=Pnb Entonces la falla es balanceada (e=eb)

Pu=Pnb Entonces la falla es de compresión.

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA EN COLUMNAS (ϕ)

Según A.C.I el parámetro ϕ no es constante, y depende de la magnitud de la carga axial, este parámetro afecta tanto al momento nominal como a la carga axial nominal de la columna.

- Si Pu > 0.1 $f'_c Ag$

  $\phi = 0.70$ (Para columnas estribadas)

  $\phi = 0.75$ (Para columnas zunchadas)

- Si Pu $\leq 0.1 f'_c A_g$

  $\phi = 0.9 - \frac{2 P_u}{f'_c A_g} \geq 0.70$ (Para columnas estribadas)

- $\phi = 0.9 - \frac{1.5 P_u}{f'_c A_g} \geq 0.75$ (Para columnas zunchadas)

Donde Pu deberá tomar como máximo el menor valor entre 0.1 $f'_c A_g$ y ϕP_{nb}.

DISPOSICIONES ESPECIALES PARA COLUMNAS SUJETAS A FEXOCOMPRESIÒN QUE RESISTAN FUERZAS DE SISMO

Los requisitos de esta sección son aplicables si la carga de diseño ϕP_n excede de 0.1* $f'_c Ag$ ò ϕPb (la menor) .En caso contrario, él elemento deberá cumplir los requisitos para elementos en flexión.

- La resistencia especifica del concreto (f'_c) será menor que 210kg/cm2.
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero de 4200kg/cm2.
- El ancho mínimo de las columnas será de 25cm (No aplicable en edificaciones de albañilería)
- La relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0.4. Esta condición es aplicable cuando la estructura esta formada solo por pórticos. Si la estructura tiene muros de corte en las dos direcciones, ya no seria necesaria esta condición.
- La cuantía de refuerzo longitudinal (ρ) no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06. Cuando la cuantía exceda de 0.04 los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga – columna.

PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO DE COLUMNAS NO ESBELTAS

- Calcular Pu,Mu y calcular e=Mu/Pu
- Asumir una sección de columna y un tipo de refuerzo lateral.
- Asumir una cuantía de refuerzo ρ, calcular $A_{st}(1\%\rho\langle 6\%)$
- Calcular Pnb y determinar el tipo de falla (fluencia del acero o aplastamiento del concreto)

- Verificar $\phi P_n \geq P_u$

  Si la sección no puede soportar a la carga factorizada o si es demasiado grande y por lo tanto no es económico, modificar la sección transversal y/o el refuerzo y repita los dos últimos pasos.

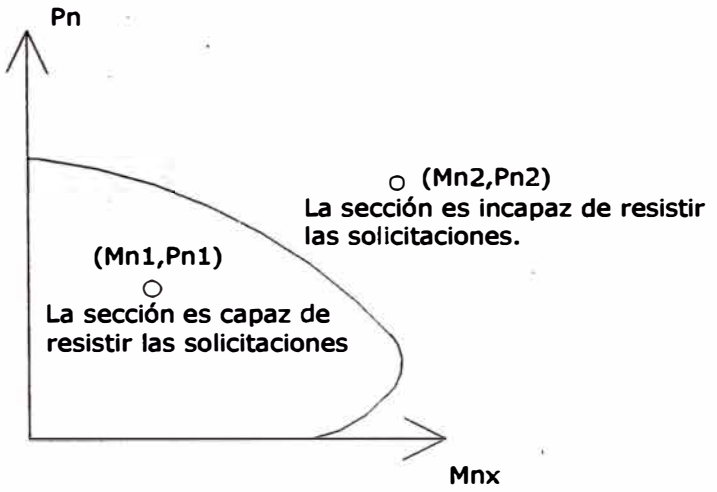
- Diseñe el refuerzo lateral.

NOTA.- En columnas no es posible controlar los tipos de falla, ya que su falla esta dada por dos tipos de cargas (Compresión y flexión), dependiendo de la intensidad de uno u otro, en determinado momento se producirá la falla. Para saber que tantas combinaciones de estas cargas resistirá la columna se realiza un diagrama de interacción.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.

Es una curva que indica la resistencia de la columna, que se obtiene haciendo variar la posición del eje neutro de una sección, para una misma distribución de acero, teniéndose diferentes valores de carga y momentos resistentes, donde la ordenada es la carga axial y la abcisa el momento.

Para cada posición del eje neutro se analizará el equilibrio de la acción, calculándose el par ordenado respectivo, dicho procedimiento será repetitivo permitiéndonos construir el diagrama de interacción de una columna para una cierta distribución de acero.



CURVA DE INTERACCIÓN

DISTRIBUCION DEL ACERO TRANSVERSAL

Las columnas con estribos rectangulares o circulares deberán llevar estribos de la siguiente manera:

- Si las varillas longitudinales son menores a la ($1\frac{1}{4}$") el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos 3/8", en caso contrario el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos ½".
- Espaciamiento vertical de estribos "s".

  $S \leq 16\phi_p$ (ϕ_p = diámetro de la varilla longitudinal)

  $S \leq 48\phi_{estribo}$

  $S \leq$ Menor dimensión de la sección transversal de columna

Las varillas longitudinales deberán contar con estribos que doble alrededor de ellas en forma alternada, la distancia libre entre varillas longitudinales continuas deberá ser menor a 15 cm. en caso contrario las varillas longitudinales deberán contar con estribos que doble ardedor de ellas.

DISEÑO POR CORTANTE

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la norma Peruana en la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde V_u es la resistencia requerida por corte en la sección analizada y V_n es la resistencia nominal. La resistencia nominal Vn estará conformada por la contribución del concreto (Vc) y por la contribución del acero (Vs) de tal forma que:

$$Vn=Vc+Vs$$

La fuerza de corte Vu se tomar a una distancia "d" del apoyo.

A continuación se darán algunas expresiones que permitirán determinar la resistencia al corte tanto del concreto como del acero, según sea el caso.

a).- Resistencia del concreto para elementos sujetos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\, b_w d$$

Una expresión más exacta seria lo siguiente:

$$V_c = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176 * b_w \frac{V_u * d}{M_u}\right) * b_w * d \le 0.9 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde Mu es el momento actuante simultáneamente con Vu en la sección considerada. El cociente (Vu*d/Mu) no debe considerarse mayor a uno en el calculo de Vc.

b).- Resistencia del concreto para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales:

$V_c = 0.5\sqrt{f'_c} * b_w * d\left(1 + 0.0071\frac{N_u}{A_g}\right)$; Donde Nu se expresa en kg y Ag en cm^2

Siendo una expresión más detallada la siguiente:

$$Vc = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176 b_w \frac{V_u * d}{M_m}\right) * b_w * d$$

Donde: Mm= Mu- Nu* (4h-d)/8

Y donde el cociente (Vu*d/Mm) no está limitado a un valor menor o igual a 1; sin embargo, Vc no deberá tomarse mayor que:

$V_c = 0.9\sqrt{f'_c}\, b_w * d * \sqrt{1 + 0.028\frac{N_u}{A_g}}$; Donde Un/Ag está expresado en kg/cm2

c).- Para miembros sujetos a tracción axial significativa, el aporte del concreto debe considerarse nulo (Vo=0).

d).- Resistencia del acero:

Debido a que el concreto toma cierta cantidad de cortante, el restante será asumida por el acero transversal.

$$Vs = Vu/\phi - Vc$$

La resistencia del acero también dependerá de la condición en que este se encuentra colocado, pudiendo ser los siguientes:

- Cundo se utilice estribos perpendiculares al eje neutro.

$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$; Donde Av es el área del refuerzo por corte, dentro de una distancia "s", proporcionada por la suma de las áreas del o de los estribos en el alma.

- Cuando se utilice refuerzos por corte consistente en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

Vs=Av*fy*senα ; $V_s \leq 0.8\sqrt{f'_c} b_w * d$

- Cuando el esfuerzo por corte consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo:

$$V_s = \frac{A_v f_y (sen\alpha + \cos\alpha) * d}{S}$$

La resistencia al corte proporcionado por cualquiera de estos tipos de refuerzo transversales (Vs.) no deberá ser mayor que:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} b_w * d$$

El espaciamiento máximo del refuerzo por corte será de 0.5d ó 60cm, el que sea menor, debiéndose reducir a la mitad si:

$$V_s \geq 1.1\sqrt{f'_c} b_w d$$

<u>Además deberá cumplirse por tratarse de zona símica:</u>

1. Los estribos serán cerrados de un diámetro mínimo de 3/8".
2. La zona de confinamiento será de 2d, medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz. Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento So que no exceda del menor de los siguientes valores:

- 0.25d
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 30cm.

El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento So ó 5cm (la menor)

Cuando Vu exceda de (0.5ϕVc) se proporcionará un área mínima de refuerzo por corte igual a:

$$A_v = 3.5\frac{b_w S}{f_y}$$

Se excluyen de este requisito los siguientes elementos estructurales:

- Losas y zapatas.
- Losa Nervadas y/o aligeradas.
- Vigas con peralte que no exceda 25cm., dos y media veces el espesor del ala, o la mitad del ancho del alma, eligiéndose el mayor valor.

1.6.4.- DISEÑO DE PLACAS

Generalmente en los muros los esfuerzos de compresión son bajos dado la gran sección de estos, lo cual conlleva a que en el diagrama de iteración se ubique el punto que indica el par (Pu,Mu) actuantes, por debajo del punto que denota la falla balanceada (Pu<Pb).

Es usual considerar en el análisis un acero principal concentrado y un acero de menor área repartida a lo largo del alma. Dado los esfuerzos elevados que se obtienen en los extremos y con el fin de proveer ductilidad en los núcleos comprimidos (o traccionados).

DISEÑO POR COMPRESIÓN

El diseño de muros de concreto armado sometido a compresión puede efectuarse a través de dos métodos: el método empírico y el método general de diseño.

Método empírico.-consiste en determinar la resistencia a la compresión del muro a través de siguiente fórmula: $\phi P_{nw} = 0.55\phi f'_c A_g\left(1-\left(\frac{K * L_c}{32 * t}\right)^2\right)$;

donde:

$\phi = 0.70$: Factor de reducción de resistencia.

K=2.0 : Factor de altura efectiva (Muros con apoyos que admite desplazamiento relativo)

Lc : Distancia vertical entre apoyos (cm).

Ag : Área de sección transversal del muro (cm2)

t : Espesor del muro (cm)

f'_c : 210kg/cm2.

NOTA.- Este método se emplea en secciones rectangulares sólidas, cuya resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central del espesor total.

Método general de diseño de muros.-Si la carga axial se ubica fuera del tercio central, parte de su sección estará sometida a tracción y por lo tanto, se diseña siguiendo los criterios de diseño de columnas.

DISEÑO POR FLEXION.

Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas copla narres deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente:

Muros esbeltos, cuando H/L ≥ 1

Serán aplicables los lineamientos generales establecidos para el diseño de elementos en flexo compresión. El refuerzo vertical se distribuirá a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos.

Muros poco esbeltos, cuando H/L<1

Usualmente estos muros tienen carga axial no significativa, y la distribución de esfuerzos no cumple con los lineamientos establecidos para flexión y/o flexo compresión. El diseño de estos muros es semejante al diseño de la viga pared.

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Los muros con esfuerzo de corte debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñaran considerando:

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

Donde: $V_n \langle 2.7\sqrt{f'_c} * t * d$; d=0.8L

Resistencia al corte del concreto: $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * t * d$

Para cálculos mas detallados considerar el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.85\sqrt{f'_c} * t * d + \frac{N_u * d}{4 * L} \quad ;$$

$$V_c = \left(0.15\sqrt{f'_c} + L\left(\frac{0.3\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{L}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L}{2}} \right) \right) * t * d$$

Si (Mu/Vu –L/2) es negativo no deberá usarse esta última ecuación.

Refuerzo horizontal por corte.-

Cuando $V_u \rangle \phi V_c$, entonces deberá colocarse refuerzo horizontal por corte.

$$A_{vh} = \frac{(V_u - \phi V_c) S_2}{\phi f_y d}$$; Donde:

A_{vh}: Área de refuerzo horizontal por corte en una franja de muro de longitud S_2

La cuantía ρ_h del refuerzo horizontal por corte será: $\rho_h \geq 0.0025$

El espaciamiento del refuerzo horizontal será el menor de: L/5,3t, 45cm.

Refuerzo vertical por corte: La cuantía ρ_v del refuerzo vertical por corte será mayor o igual a:

$$\rho_v = \left(0.0025 + 0.5\left(2.5 - {}^{H}\!/_{L}\right)\left(\rho_h - 0.0025\right)\right) \geq 0.0025$$

Pero no se necesita ser mayor que el refuerzo horizontal requerido. El espaciamiento del refuerzo vertical será el menor de: L/3, 3t, 45cm.

Cuando se tenga muros con espesores mayores a 25cm. el refuerzo por corte horizontal y vertical tendrá que distribuirse en dos caras.

1.6.5.- DISEÑO DE ZAPATA.

En la realización del proyecto, cuando la arquitectura está definida solo en forma primaria se conoce la ubicación de las columnas y tal vez de las placas,

pero no está definida la dimensión de los elementos ni las cargas que actúan en cada uno de ellos.

Para la realización del estudio, el ingeniero especialista en suelos tendrá que hacer el estudio en campo y recolectar muestras como también información básica del lugar en estudio, para luego analizar en el laboratorio y obtener los valores técnicos para el diseño de cimentación.

CRITERIOS PARA ELEGIR EL TIPO DE CIMENTACIÓN

Siempre que sea posible debe emplearse zapatas aisladas por su menor costo. Es posible resistir con ellas no solo cargas axiales sino también momentos. Cuando la excentricidad producida `por los momentos es muy grande y aumenta desproporcionadamente las dimensiones de la zapata, debe examinarse con la posibilidad de profundizar la cimentación, variar sus dimensiones a lo necesario para resistir la carga axial, resistiendo los momentos por acción de la reacción lateral del suelo en las caras laterales de la zapata.

Cuando las columnas están muy cerca y las zapatas se superponen, se emplean zapatas combinadas. Este tipo de zapata también se emplea cuando se tiene un elemento estructural como las cajas de ascensor que toma un momento sísmico muy grande en relación a la carga axial que actúa sobre ella. En este caso conviene combinar esta zapata con la de alguna columna cercana, para así reducir las excentricidades y tener una distribución de presión más uniforme.

La norma también señala, en el caso de cimentar en terreno de baja capacidad portante, deberán conectarse las zapatas mediante vigas de cimentación.

PROCEDIMIENTO A SEGUIR PARA EL DISEÑO DE UNA ZAPATA

1. Determinar la capacidad admisible del suelo, en base en los datos de perforaciones de prueba insitu de las investigaciones de suelo.
2. Determinar las cargas de servicio y los momentos flexionantes que actúan en la base de las columnas que soportan a la estructura. Seleccionar la combinación de carga de servicio y momentos más desfavorables.

3. o de la zapataCalcular el área necesaria de la zapata dividiendo la carga total de servicio más desfavorable entre la capacidad permisible de apoyo que se seleccionó para el suelo, si la carga es axial o también tomando en cuenta los esfuerzos de flexión más desfavorable si existe una combinación de carga y momento flexionante.

$$\sigma = \frac{P}{A_t} \pm \frac{P_e}{I/C} \quad ; \qquad \text{Donde } I/C = b t^2 /6$$

b= ancho se la zapata

t = Longitud de zapata.

4. Calcular las cargas y momentos factorizados para condiciones dominantes y encontrar los valores nominales de resistencia que requieren, dividiendo las cargas y momentos factorizados entre los factores ϕ de resistencia pertinentes.

5. Determinar por prueba y ajuste, el peralte efectivo "d" que se requiera en la sección para que cuente con una capacidad adecuada para resistir el cortante por penetración a una distancia "d" de la cara de apoyo, en la sección en una dirección y una distancia d/2 para secciones en dos direcciones.

$$v_c = 2\sqrt{f'_c}\, b_w * d \qquad \text{Para la acción en una dirección.}$$

$$v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f'_c}\, b_0 * d \qquad \text{Para la acción en dos direcciones}$$

Donde:

b_w = Ancho de la zapata.

b_0 = Perímetro del plano de falla para la acción de dos direcciones.

Puesto que hay dos parrillas de refuerzo, se utilizará un valor promedio de "d" si la zapata es rectangular, revisar la capacidad cortante como viga en cada dirección, en los planos situados a una distancia "d" de la cara de la columna de apoyo.

6. Calcular los momentos resistentes factorizados Mu en un plano en la cara de la columna de apoyo, que producen las cargas factorizadas dominantes desde ese plano hasta el extrem.

Encontrar Mn = Mu/(ϕ=0.9) y seleccionar un área total de refuerzo As con base en Mn y el peralte efectivo aplicable.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = A_s f_y \left(d - \frac{0.59 A_s f_y}{b f_c^1} \right)$$

7. Determinar el tamaño y la separación del refuerzo por flexión en las direcciones largas y cortas:

a).- Distribuir uniformemente el acero en todo el ancho de la zapata, en la dirección larga.

b).- Determinar la porción Ast del área total de acero As que se determinó en el paso 6, para distribuir uniformemente en la franja central de la dirección corta.

$$A_{st} = \frac{2}{\beta + 1} * A_s$$

Donde β es la relación de secciones criticas en ambas direcciones (Para zapatas cuadradas β=1)

Distribuir uniformemente fuera de la franja central de la zapata, el resto del acero de refuerzo (As-Ast). Verificar el área del acero en cada dirección principal de la zapata en planta, exceda el valor mínimo necesario por contracción y temperatura: As=0.0018$b_w * d$, para acero de 4200kg/cm2 y 0.0020$b_w * d$ para acero de 2800kg/cm2

8. Revisar la longitud disponible de desarrollo y anclaje, para comprobar si satisfacen los requisitos de adherencia.

9. Revisar los esfuerzos de aplastamiento en la columna y en la zapata en sus áreas de contacto, de manera que la resistencias al aplastamiento P_{nb} para ambas sea mayor que el valor nominal de reacción de la columna $P_n = \frac{P_u}{(\phi = 0.70)}$ .Para zapatas el aplastamiento está dado por la siguiente expresión:

$$P_{nb} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * \left(0.85 f_c^1 * A_t\right)$$

Donde: $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ no debe exceder de 2.0

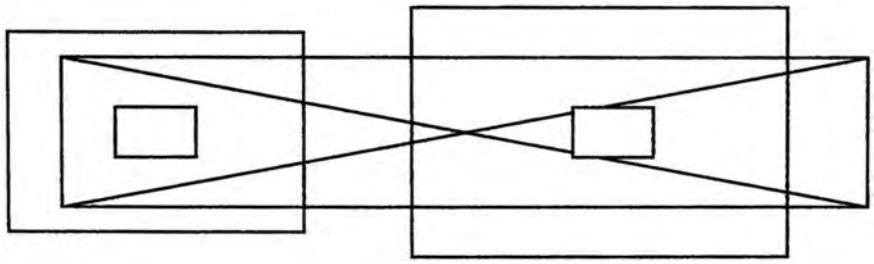
10. Determinar la cantidad y tamaño de las varillas de dovela que trasfieren la carga de la columna a la losa de la zapata.

1.6.6.- CIMENTACIÓN COMBINADA.

Este tipo de cimentación puede ser conveniente principalmente en los siguientes casos:

a.- Columnas muy Cercanas entre si.

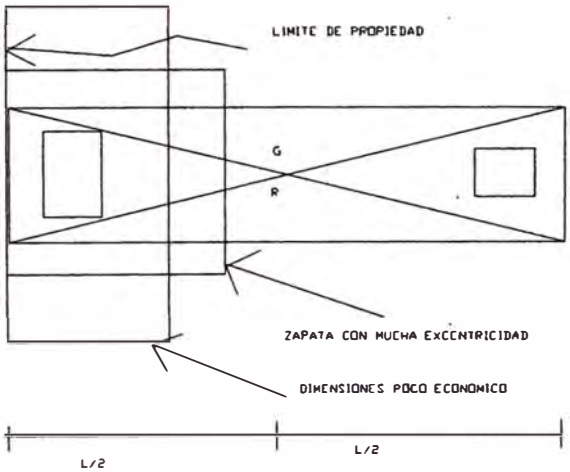
Para esta condición si se usaran zapatas aisladas podrían traslaparse o podrían resultar de proporciones poco económicas

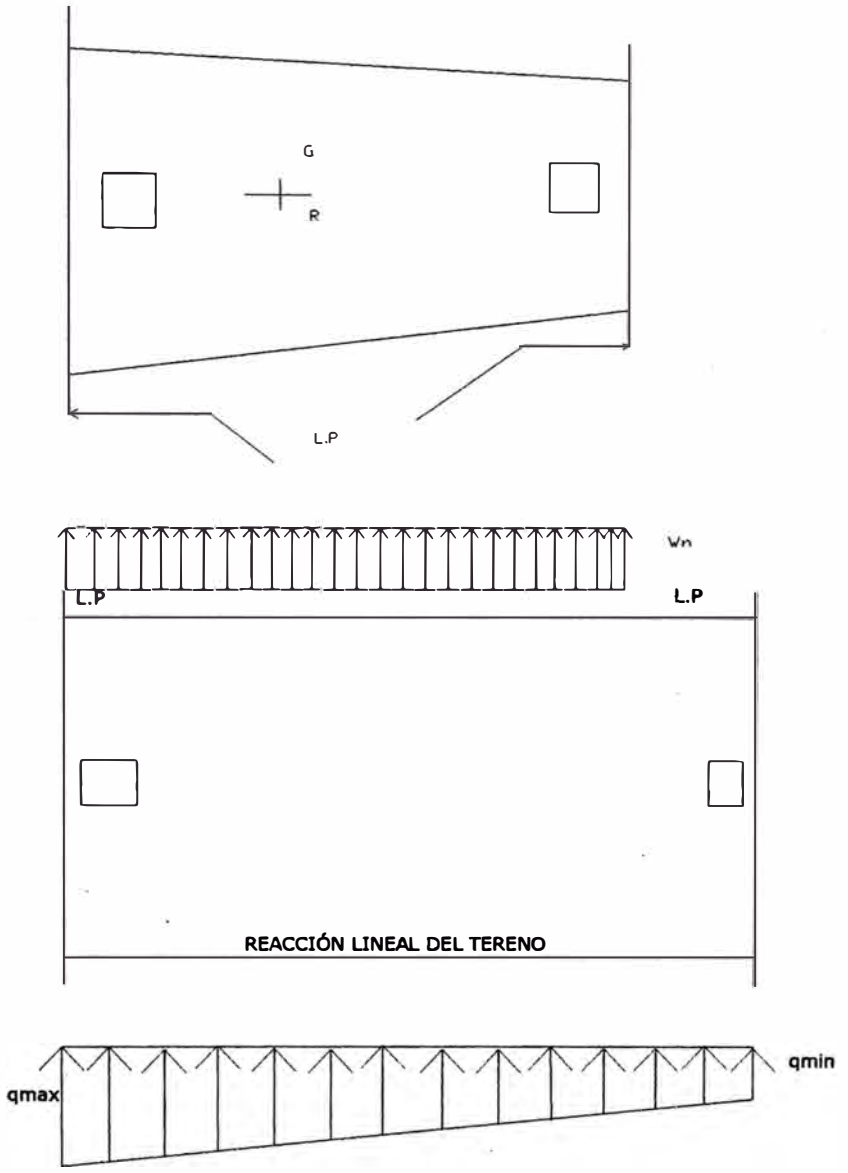


Es conveniente que el punto de aplicación de la resultante de las cargas actuantes coincida con el centro de gravedad de la zapata combinada para poder considerar una reacción uniforme repartida del terreno.

b.- Columnas exterior muy cercanas del límite de propiedad.

El punto G fija la longitud de la zapata para una reacción uniforme repartida del terreno.

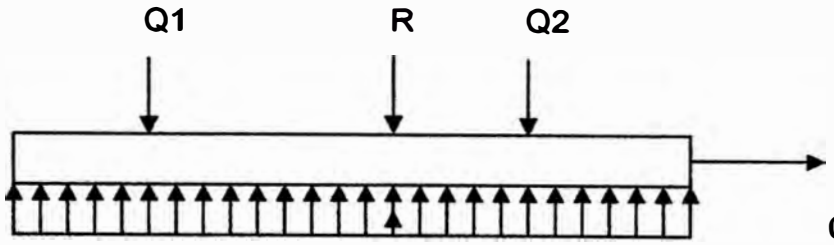




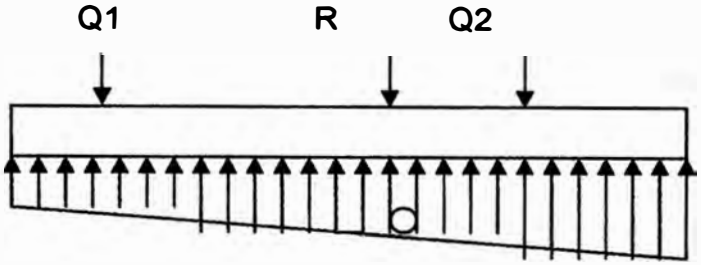
Para el análisis de zapatas combinadas se usará el método convencional:

Método Rígido, de acuerdo a la siguiente hipótesis:

- La cimentación es infinitamente rigida, por lo tanto la deflexion de la cimentación no influyen en la distribución de las presiones.
- La presión del terreno esta distribuida en una línea recta o en un superficie plana.



Wn G Cimentación infinitamente rígida



qmin qmax

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CIMENTACIONES POR EL METODO CONVENCIONAL.

a.- Determinación de las resultantes de las cargas actuantes (R) y la ubicación de la resultante.

R=SQ=Q1+Q2+Q3+.....

Si cualquier columna esta sujeto a momentos flexionantes, el efecto del momento deberá ser tomado en consideración.

b.- Determinación de la distribución de presiones.

c.- Determine el ancho de la cimentación.

d.- Determinar el diagrama de fuerza cortante.

e.- Determinar el diagrama de momento flector.

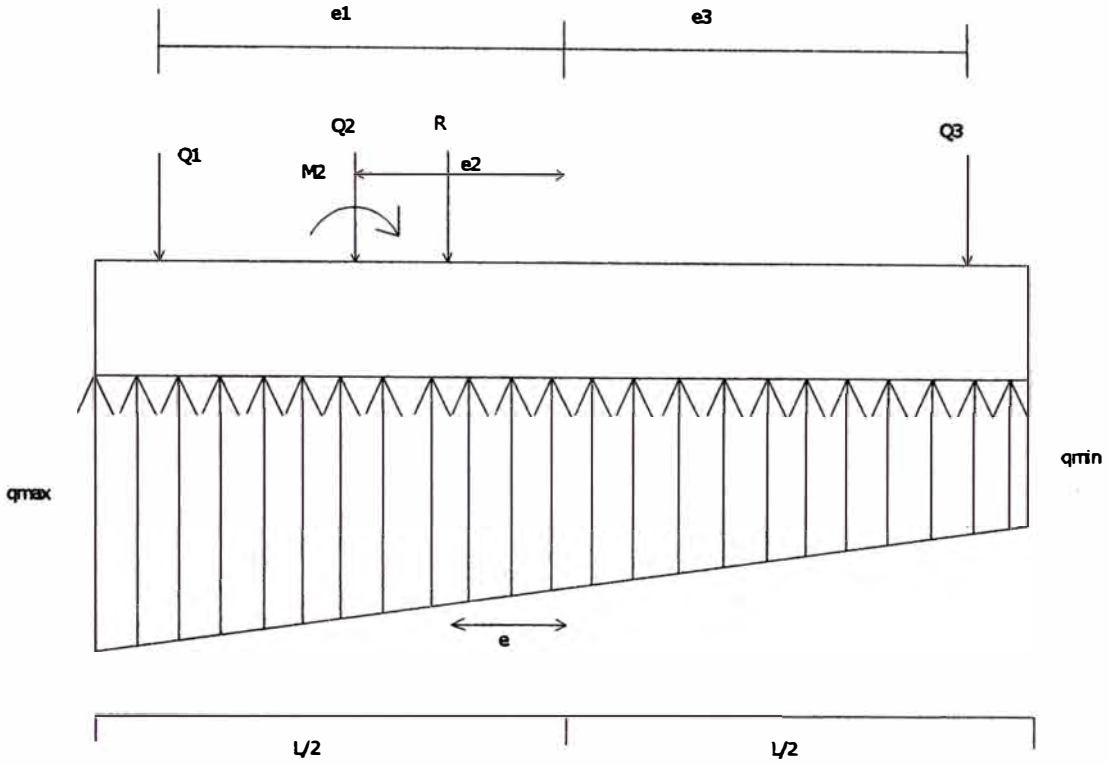
f.- Diseñar la cimentación como una viga continua.

g.- Diseñar la cimentación en dirección transversal en forma equivalente al de zapatas aisladas.

$$e = \frac{Q1 * e1 + Q2 * e2 + Q3 * e3 - M}{R}$$

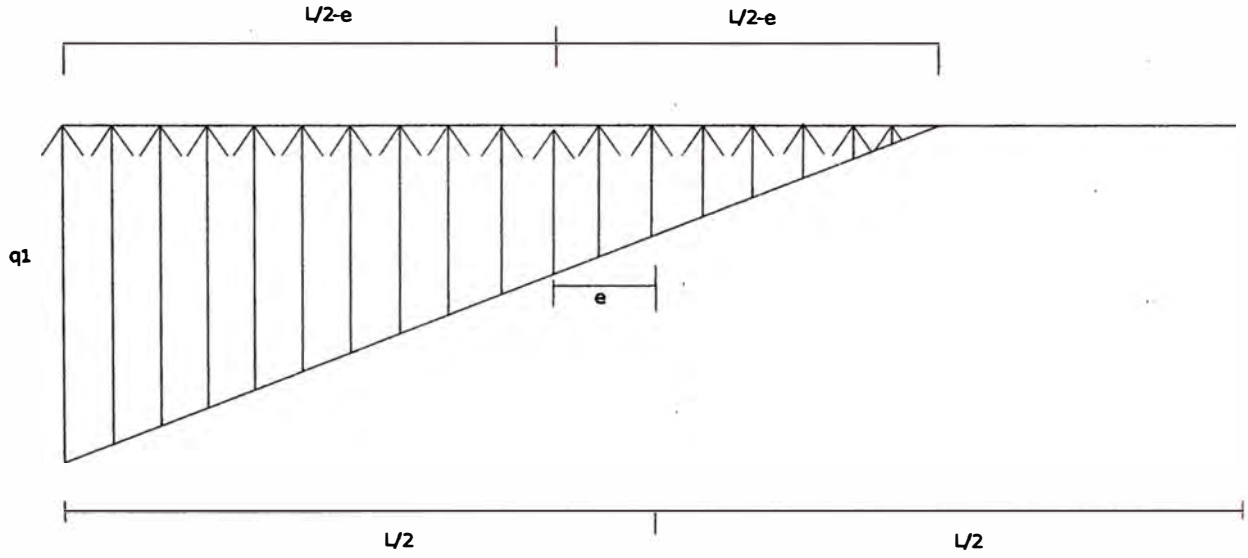
Si: $e \leq L/6$

➔ $$q1,\ 2 = \frac{R(1 \pm 6 * e / L)}{L}$$



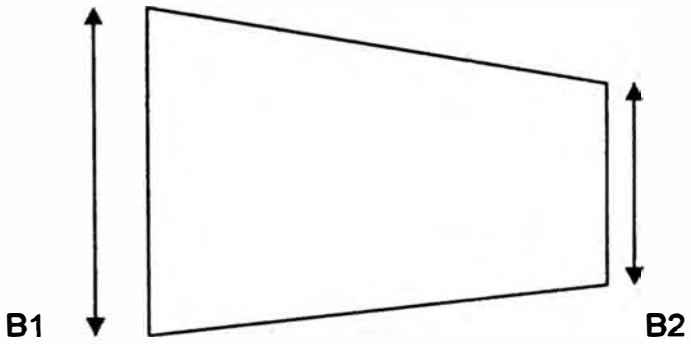
Si: e $\geq \frac{L}{6}$

➔ $q1 = \frac{2 * R}{3(L/2 - e)}$



Determinación del ancho de la cimentación

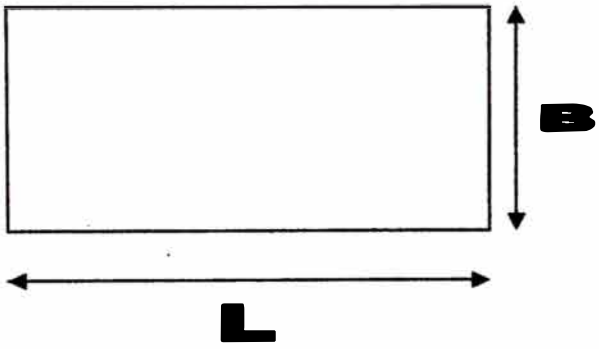
$$B1=\frac{q1}{\sigma_n}=\frac{t/m}{t/m2}\rightarrow(m)$$

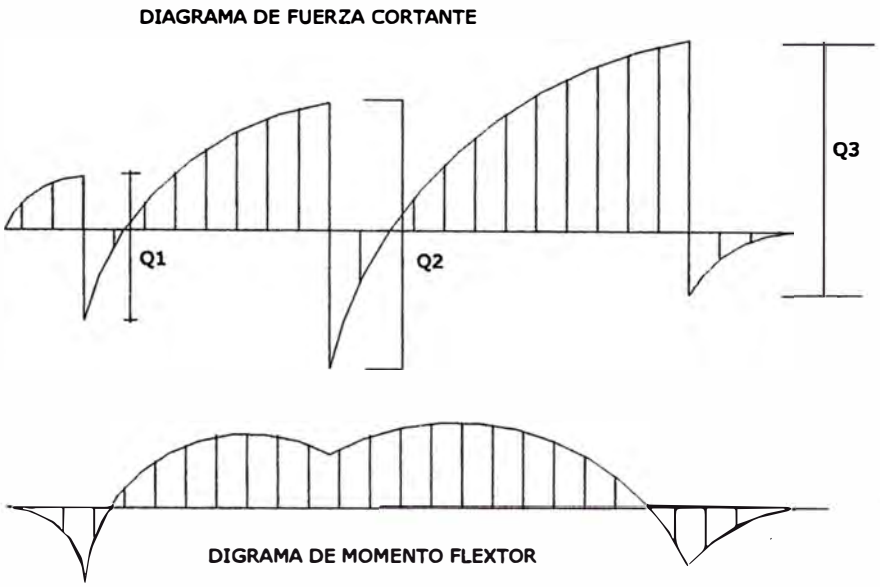


q esta expresada en t/unidad de longitud de la cimentación.

Si: e=0

Zapata rectangular





1.6.7.- ZAPATA CONECTADA

La zapata conectada está constituida por una zapata excéntrica y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida, que permite controlar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente a la columna perimetral. Se considera una solución económica, especialmente para distancias entre ejes de columna mayores d 6m. Usualmente es más económico que la zapata combinada.

Estructuralmente se tiene dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntricas, la que esta en el limite de propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno; el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden, es resistido por una viga de conexión rígida que une dos columnas que forman la zapata conectada.

La viga de conexión debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural supuesto. La única complicación es la interacción entre el suelo y el fondo de la viga. Algunos autores recomiendan que la viga no se apoye en el terreno, o que se apoye debajo de ella de manera que solo resista su peso propio. Si se usa un ancho pequeño de 30 ó 40cm. este problema es de poca importancia para el análisis.

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE CONEXIÓN

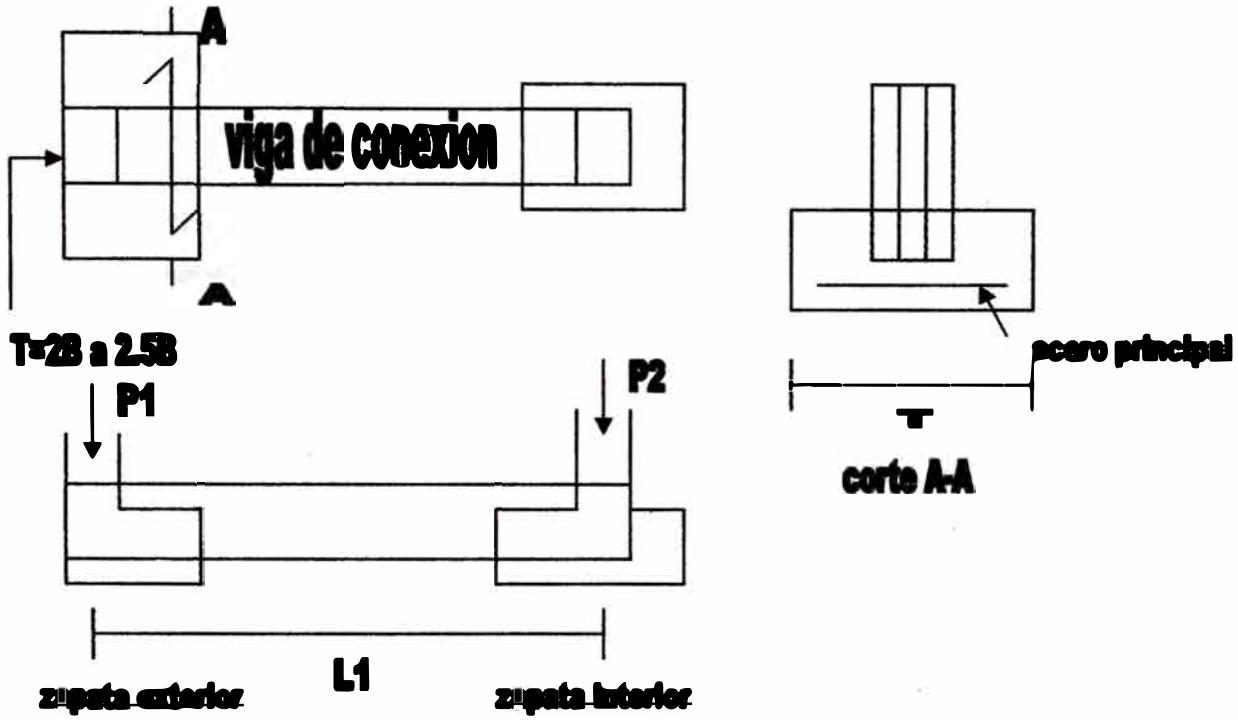
h=L1/7 $$b = \frac{P1}{31 * L1} \geq \frac{h}{2}$$

Donde:

L1: Espaciamiento entre columna exteriores y columna interior.

P1: Carga total de servicio de la columna exterior:

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA EXTERIOR



La zapata exterior exterior transfiere su carga a la viga de conexión, actuando la zapata como una losa en voladizo a ambos lados de la viga de conexión. Se recomienda dimensionarla en planta considerando una dimensión transversal igual a

2 ó 2.5 veces la dimensión en la dirección de la excentricidad.

VIGA DE CONEXIÓN

Debe analizarse como una viga articulada a la columna exterior e interior, que soporta la reacción neta del terreno en la zapata exterior y su peso propio.

ZAPATA INTERIOR

Se diseña como una zapata aislada. Puede considerarse la reacción de la viga de conexión. En el diseño de cortante por punzonamiento se considera la influencia de la viga de conexión en la determinación de la zona crítica.

CAPITULO II
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

2.1.- Ubicación de la edificación.

El proyecto se realizará en la ciudad de Huancayo.

2.2.- Descripción de la edificación.

Se analizará una edificación de concreto armado, cuyo tipo de sistema estructural es aporticado con muros de corte. El edificio es de cinco pisos, cuyas plantas típicas y elevación se muestran en la figura siguiente.

Área y perímetro del proyecto

El área donde va ir construido la estructura tiene 24.25m. de frente por 11.5m. de fondo, asiendo un área del terreno 278.88m2. y un área de construcción de1394.4m2

Características generales del proyecto.

A continuación, se indican las características principales de la edificación y los parámetros obtenidos de acuerdo a lo especificado por las normas técnicas.

DATOS DE LA EDIFICACIÓN

Numero de pisos	5
• Uso	vivienda
• Categoría	C(edificios comunes)

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

CONCRETO

Resistencia	: $f'_c = 210 kg/cm^2$
Modulo de elasticidad	: Ec=2.18E+5 kg/cm2
Peso unitario	: $\gamma_c = 2400\, kg/m^3$

ACERO

Resistencia	: Fy=4200kg/m3
Modulo de elasticidad	: Ey=2.0E+6kg/cm2
Peso unitario	: γ_a =7850kg/m2

CARGAS DE DISEÑO

Carga muerta:

Tabiqueria móvil : 180 kg/m2

Acabados : 100 kg/m2

Carga viva:

Sobre carga piso típico : 200 kg/m2

Sobre carga techo : 100 kg/m2

PARAMETRO DE SITIO

Zonificación:

- Zona : 2(Departamento de Junín)
- Factor(Z) : 0.3

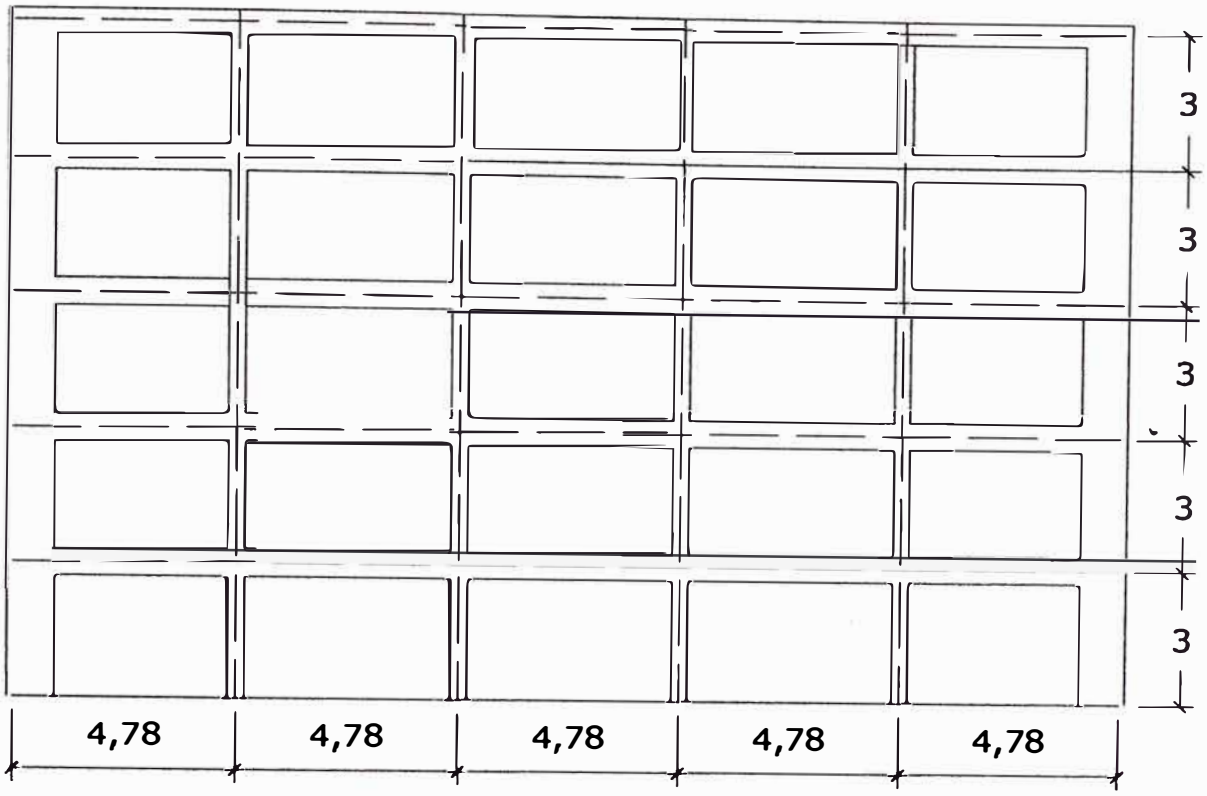
CONDICIONES GEOTECNICAS

Perfil del suelo S1 (Suelo grava arenosa)

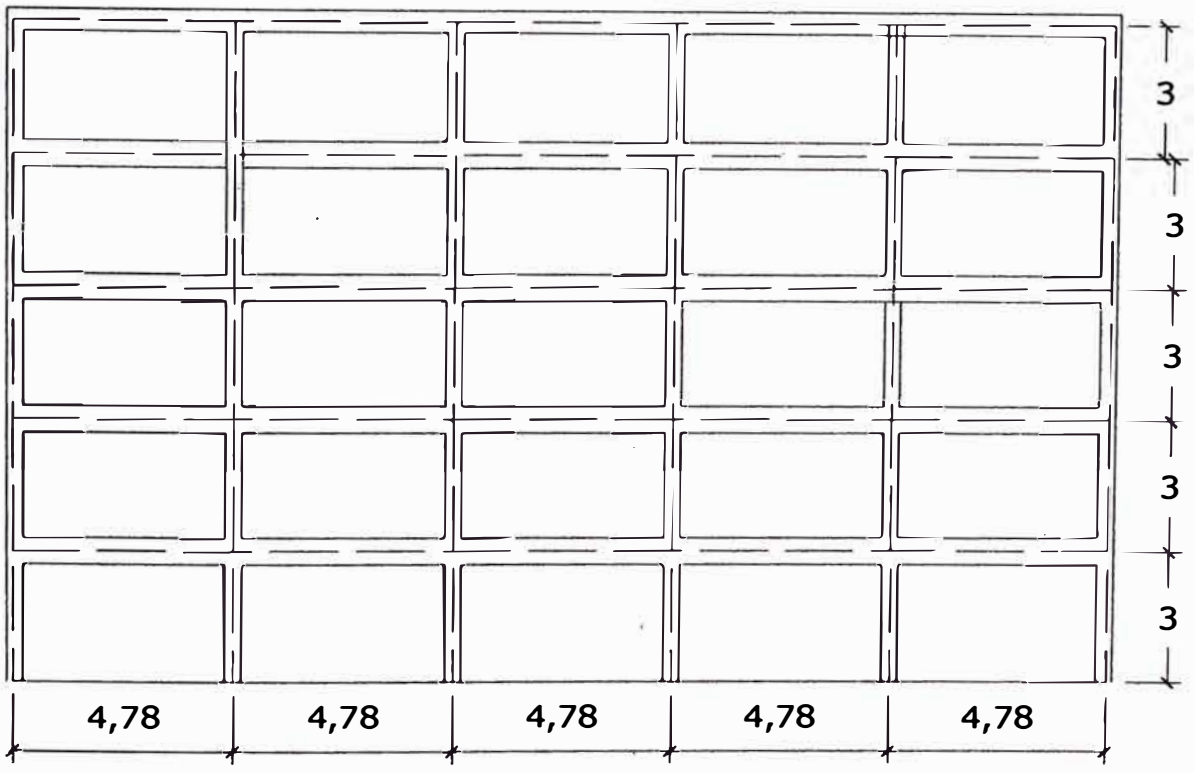
Periodo de vibración del suelo: Tp= 0.4sg

Factor de amplificación del suelo: S=1.0

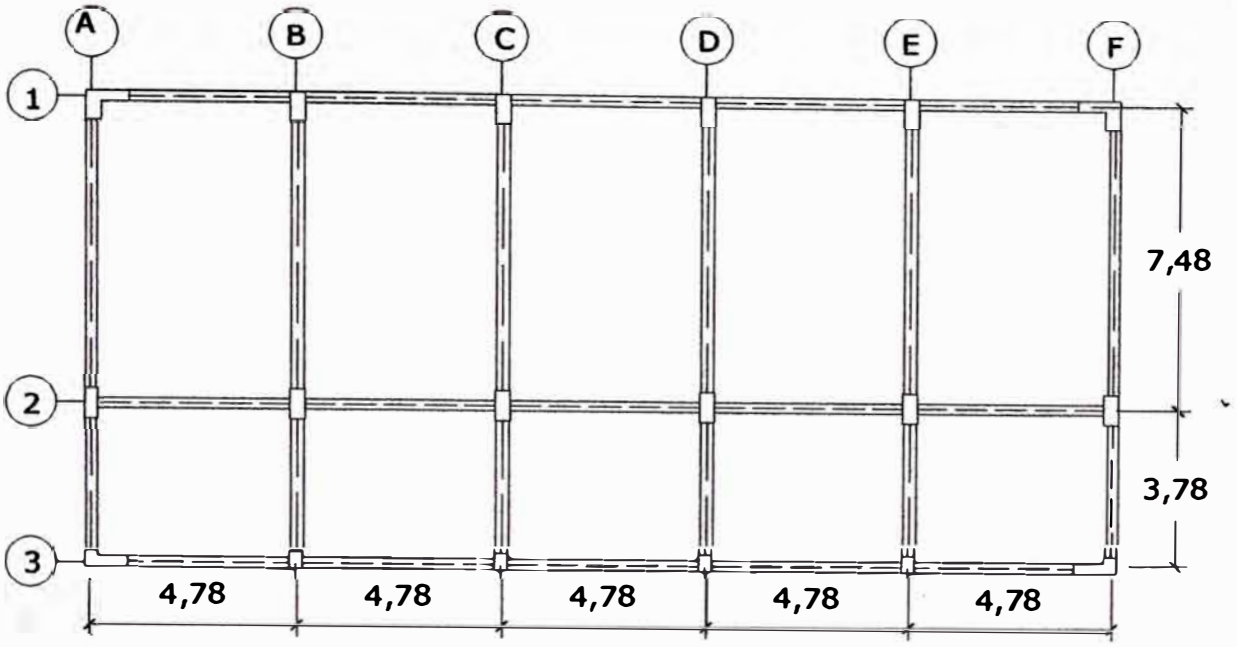
Esfuerzo admisible del suelo : q=4.5 kg/cm2



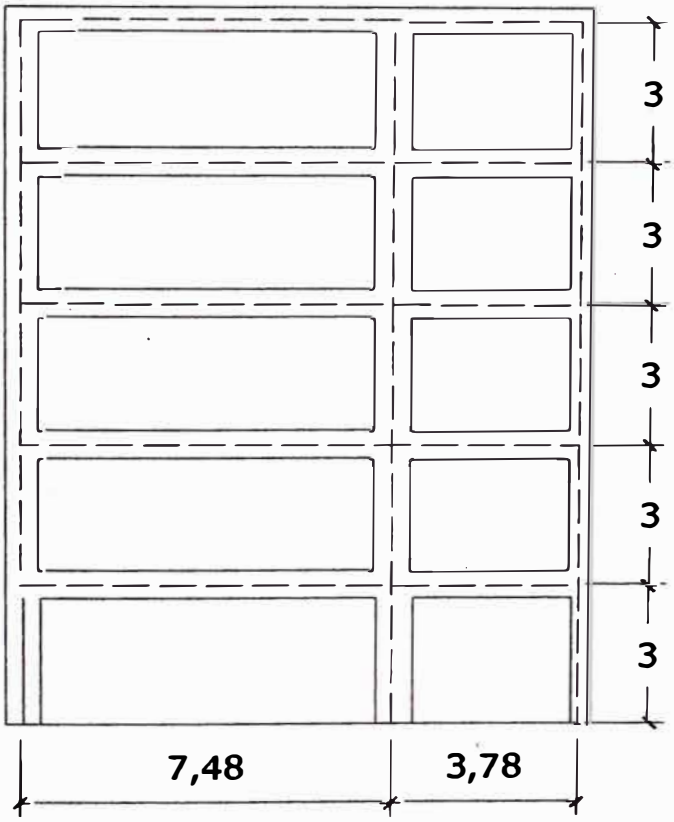
CORTE PORTICO 1-1 Y 3-3



PORTICO 2-2

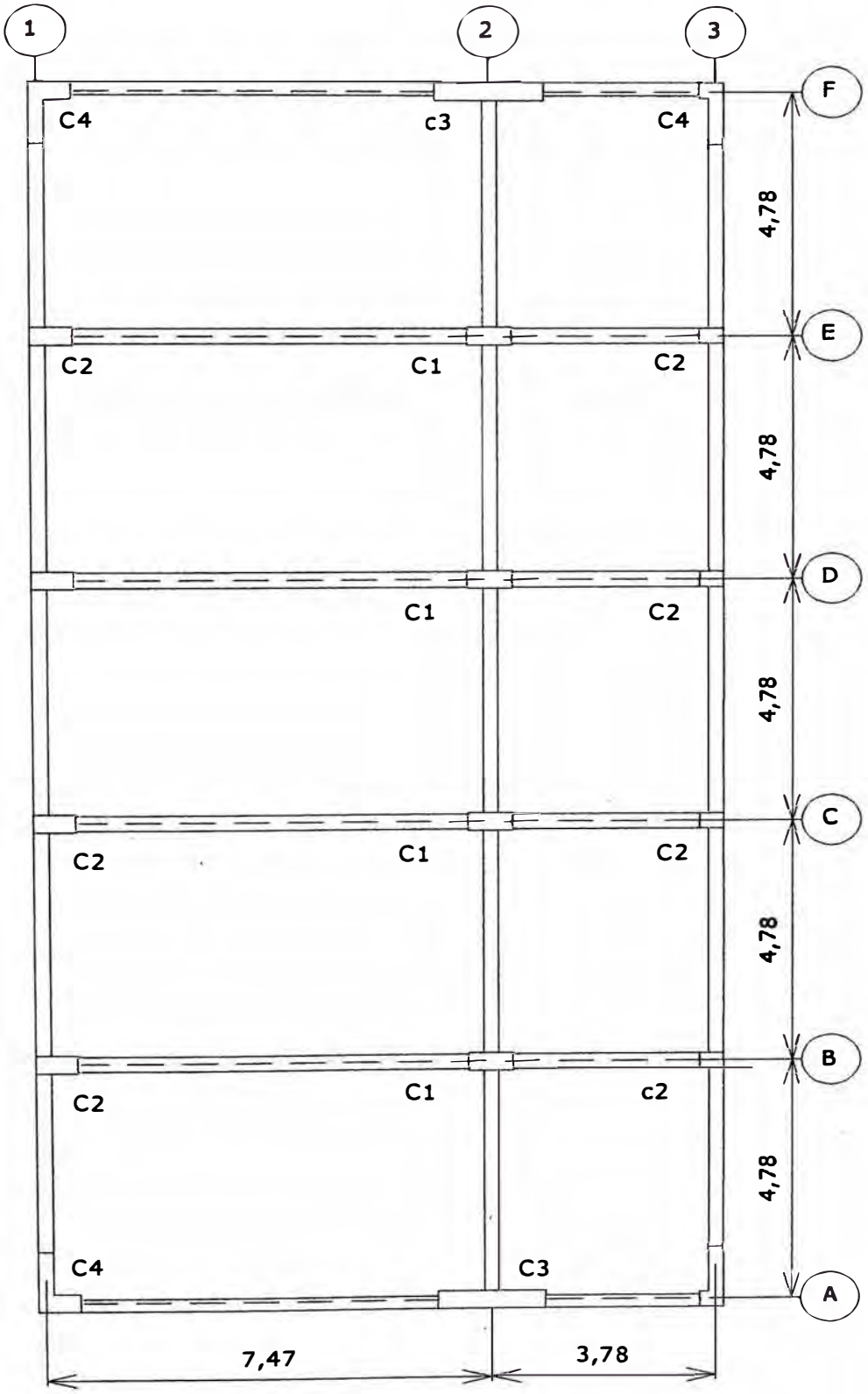


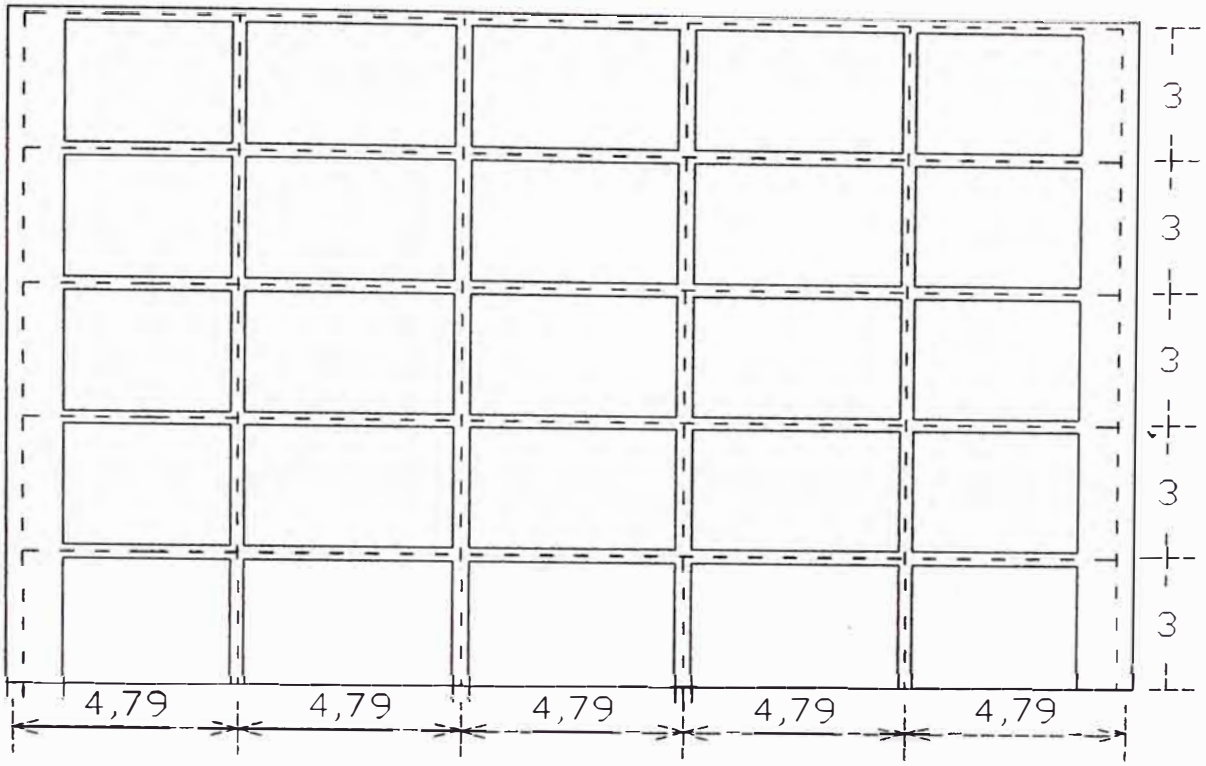
PLANTA TIPICA



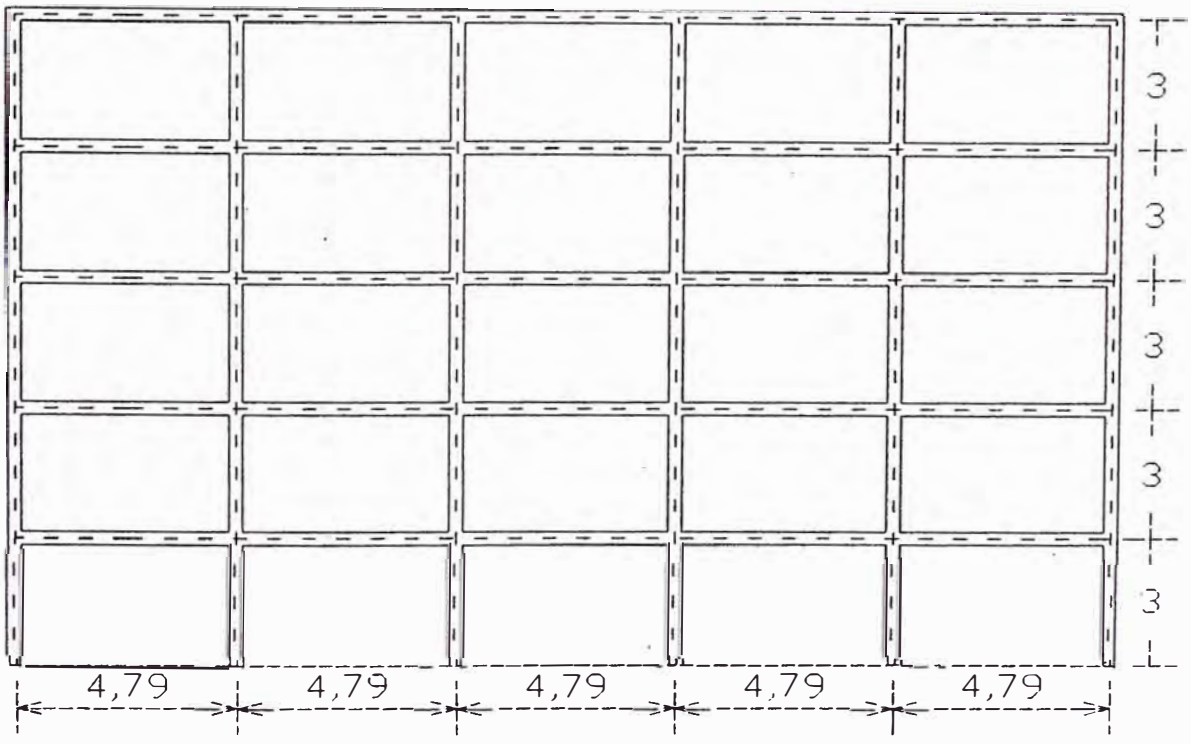
PORTICO A,B,C,D,E,F

CARACTERISTICAS DE LOS PORTICOS Y LA DE PLANTA TIPICA (SOLUCIÓN DEFINITIVA DEL PROYECTO)

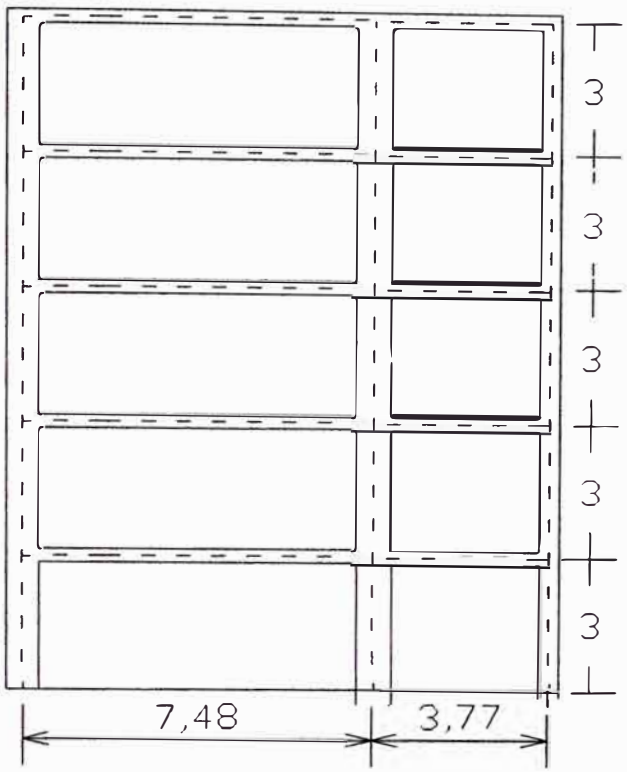




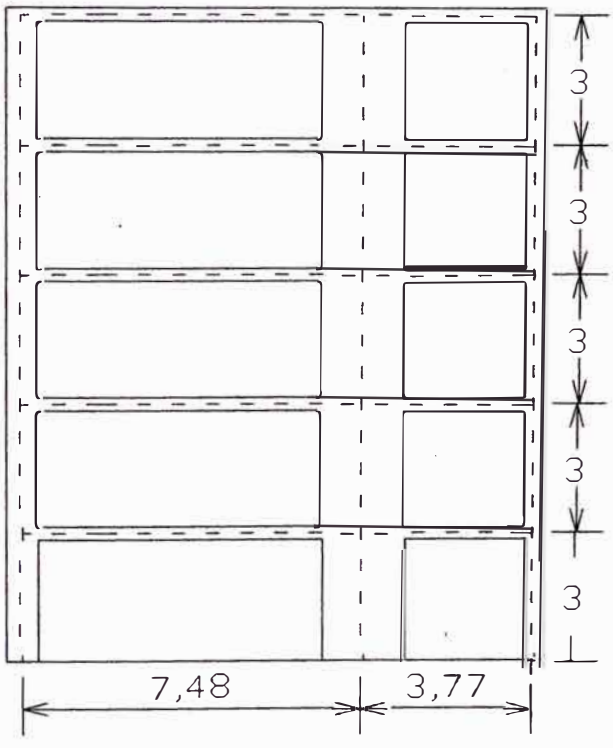
PÓRTICO 1-1 Y 3-3



PÓRTICO 2-2



PORTICOS B,C,D,E



PORTICOS A,F

CAPITULO III
PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1.- PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA.

Como la sobre carga (s/c) es menor que 300kg/m2 y las luces es menor que 7.5m, su peralte para no verificar deflexiones es:

$$h \geq L/25; \quad h \geq 4.78/25 = 19.12cm$$

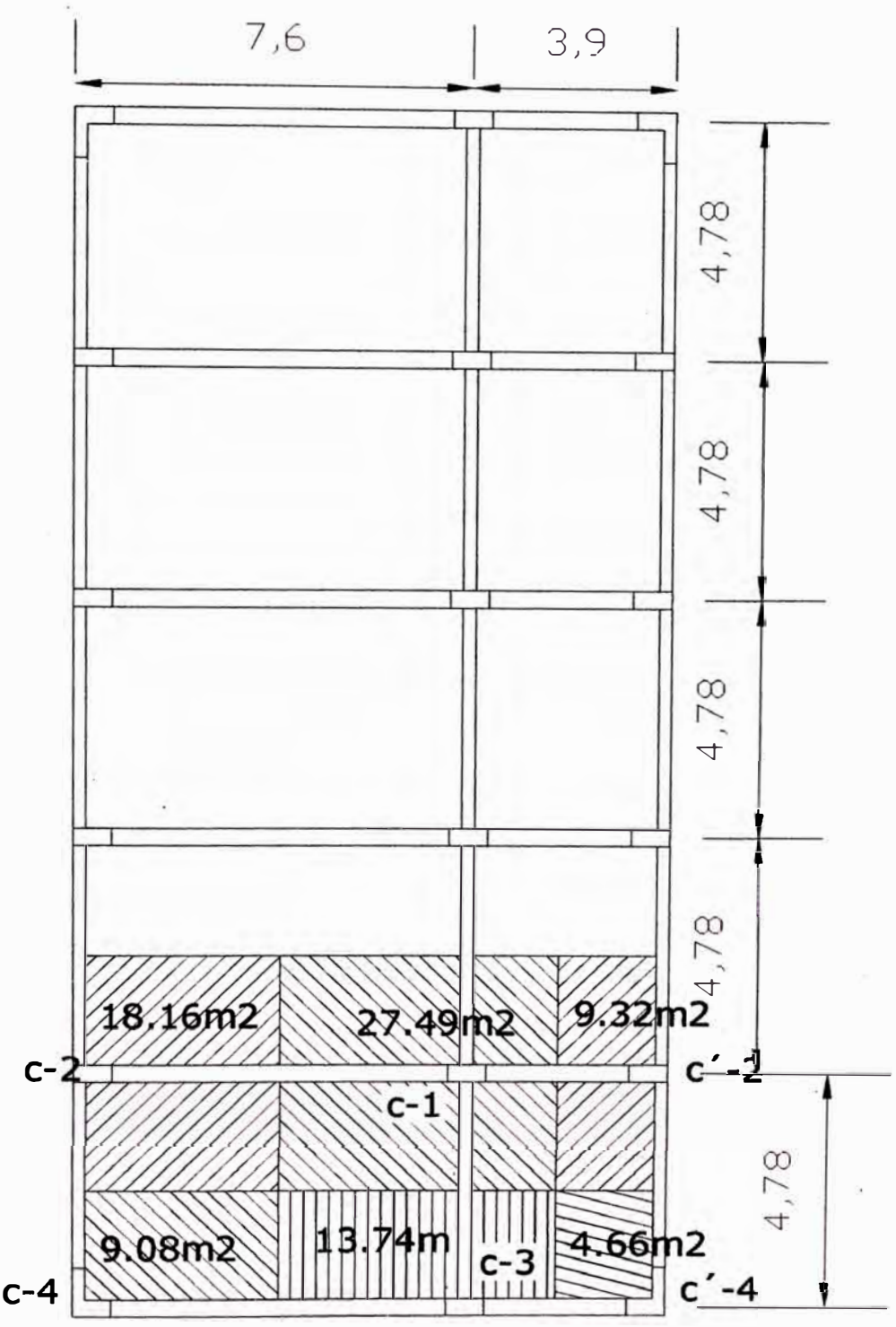
Por lo tanto tomamos un espesor de la losa: h=20cm.

3.2.- PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Calculamos la carga por cada m2. De losa aligerada.

Peso aligerado	300kg/m2
Peso tabiqueria movil	180kg/m2
Peso acabado	100kg/m2
Peso vigas	170kg/m2
Peso columnas	145kg/m2
S/C	200kg/m2
Peso total/m2	**1095kg/m2**

En el siguiente dibujo se indican las áreas tributarias para cada columna.


7,6
3,9
4,78
4,78
4,78
4,78
18.16m2
27.49m2
9.32m2
c-2
c´-2
c-1
4,78
9.08m2
13.74m
c-3
4.66m2
c-4
c´-4

	C-2	C-1	C-4	C-3	C´-4	C´-2
N p	0.25 1.25Pg	0.30 1.1Pg	0.20 1.5Pg	0.25 1.25Pg	0.20 1.5Pg	0.25 1.25Pg
Área tributaria(m2)	18.164	27.485	9.08	13.74	4.66	9.32
Peso/piso(Kg.)	19889.58	30096.075	9942.6	15045.3	5102.7	10205.4
Peso/5 pisos(Pg)	99447.9	150480.375	49713	75226.5	25513.5	51027
bT= $\frac{P}{n f_c^1}$ (cm2)	2367.807	2627.44	1775.46	1791.107	911.19	1214.93
b*T	35x67.6	35x75.1	35x50.7	35x51.2	30x30.3	30x40.5
Dimensiones escogidas(cm)	35x70	35x75	35x70	35x75	30x40	30x40

Por razones constructivas y de estética, se a escogido las mismas dimensiones de las columnas para cada eje 1, 2,3.

3.3.- PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.

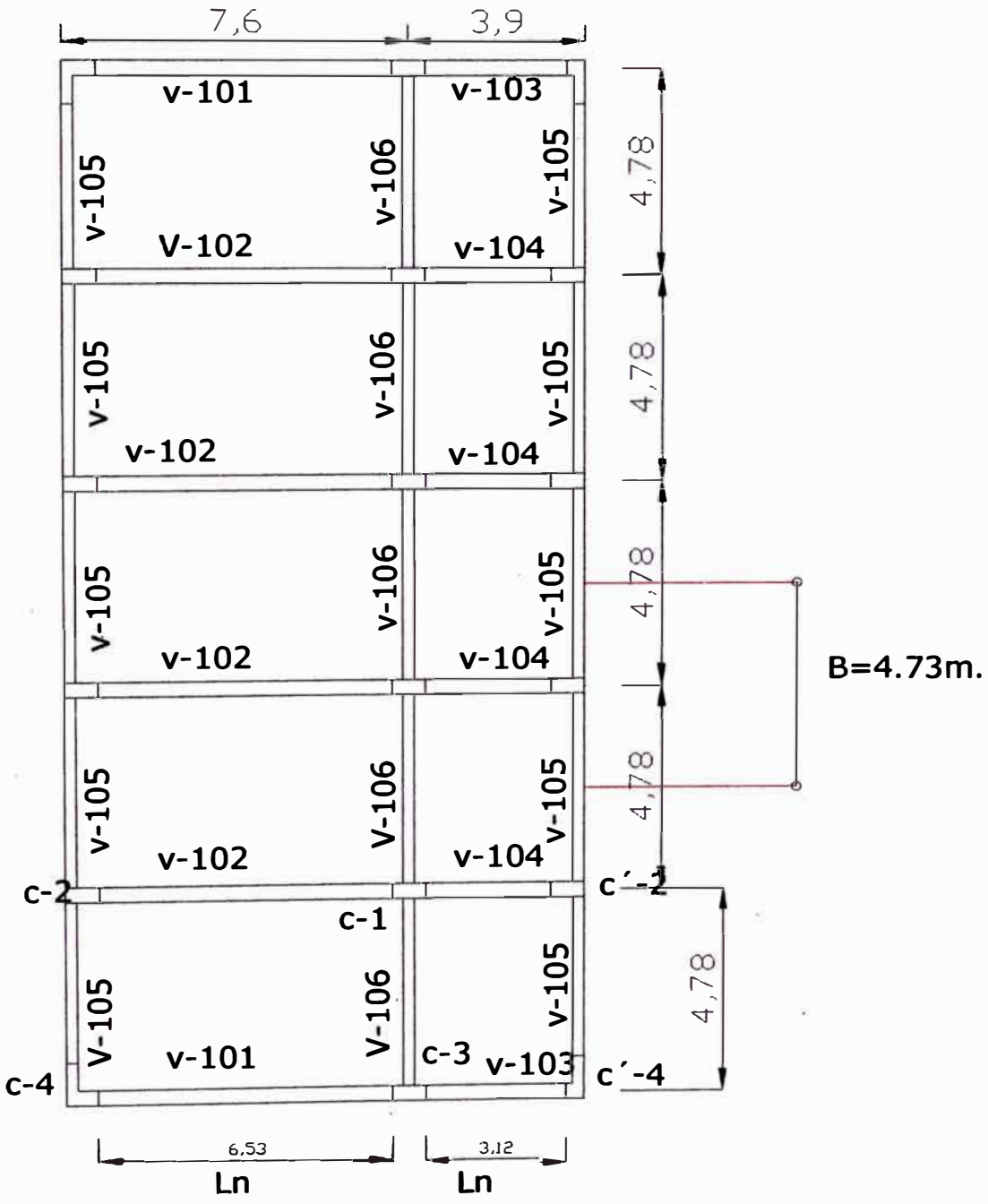
El peralte se calcula con: $h=\frac{L_n}{\frac{4}{\sqrt{W_u}}}$; y b= B/20

Cálculo de Wu y la relacion entre h y Ln

	1 al 4 piso	5 piso
Peso techo aligerado(Kg./m2)	300	300
Tabiqueria móvil(Kg./m2)	180	0

Peso acabado(Kg./m2)	100	100
WD(Kg./m2)	580	400
WL(Kg./m2)	200	100
Wu=1.4WD+1.7WL	0.1152(Kg./cm2)	0.073(Kg./cm2)
h	**Ln/12**	**Ln /15**

Para el predimensionamiento de las vigas, Ln y B se obtienen del grafico siguiente:



Predimensionamiento de vigas piso 1 al 4 piso

Con los datos obtenidos de la información anterior se elabora la siguiente tabla de Predimensionamiento de vigas.

	V-102	V-104	V-101	V-103	V-106
B(m.)	4.73	4.73	3.502	3.502	2
Ln(m)	6.53	3.12	6.53	3.12	4.43
h=Ln/12(m)	0.54	0.26	0.54	0.26	0.37
b=B/20(m)	0.24	0.24	0.18	0.18	0.10
bxh(cm)	24x54	24x26	18x54	18x26	10x37
Dimensiones adoptadas	**30x60**	**30x60**	**25x60**	**25x60**	**25x60**

Nota: Para la viga perimétrica V-101 y V-103 se considera una dimensión adicional tributaria debido al peso del muro de fachada. (C).

C= Peso del muro (Kg./m)/Peso total en la losa (Kg./m2).

Peso del Muro=.015*1*2.85*1800=769.5kg/m

Peso total de la losa=P. losa +P. acabado+P.tab.+s/c=780kg/m2.

C= 769.5/780=0.987m.

CONCLUSIÓN: Se ha decidido como dimensiones para todas las vigas principales de 30x60, con el objetivo de buscar la homogenidad y rigideces laterales, y para las vigas secundarias de 25x60, para tener igual peralte que las vigas principales y así poder conseguir mayor rigidez en esa dirección.

Pridimensionamiento de vigas 5 nivel

Como en el caso anterior, solamente se calculará las dimensiones de las vigas mas cargadas, tanto principal como secundaria (V-102 y V-106). Todas las vigas principales tienen la misma dimensión que V-102, de igual manera las vigas secundarias tienen las mismas dimensiones que V-106.

	V-102	V-106
B(m)	4.73	2
Ln(m)	6.53	4.43
h=Ln/15 (cm)	43.53	29.53
b=B/20 (cm)	23.65	10
Bxh (cm)	23.65x43.53	10x29.53
Dimensión adoptado	**30x50**	**25x50**

3.4.- PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

El espesor de la placa debe ser mayor que: $t \geq h/25$

Donde h= altura libre del entrepiso.

$$t \geq 3.8/25 = 15.2 \text{ cm.}$$

Tomamos un espesor de t=25 cm. (Minimo espesor de la viga) para obtener un acabado sin salientes de viga.

A continuación se presenta el resumen de lo calculado hasta el momento:

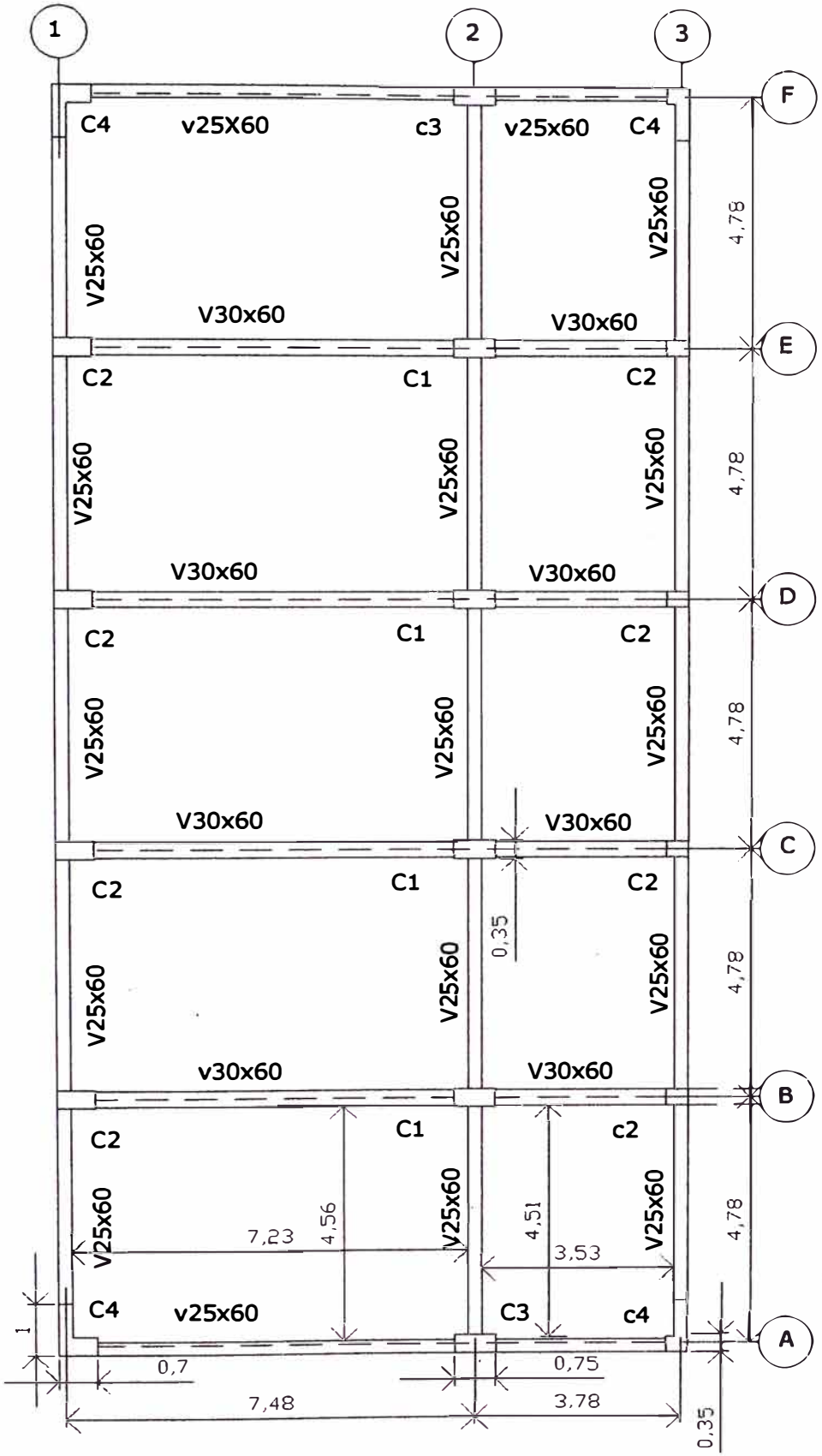
DIMENSIONES DE LAS VIGAS (bxh cm)

DIMENSIONES DE LAS VIGAS

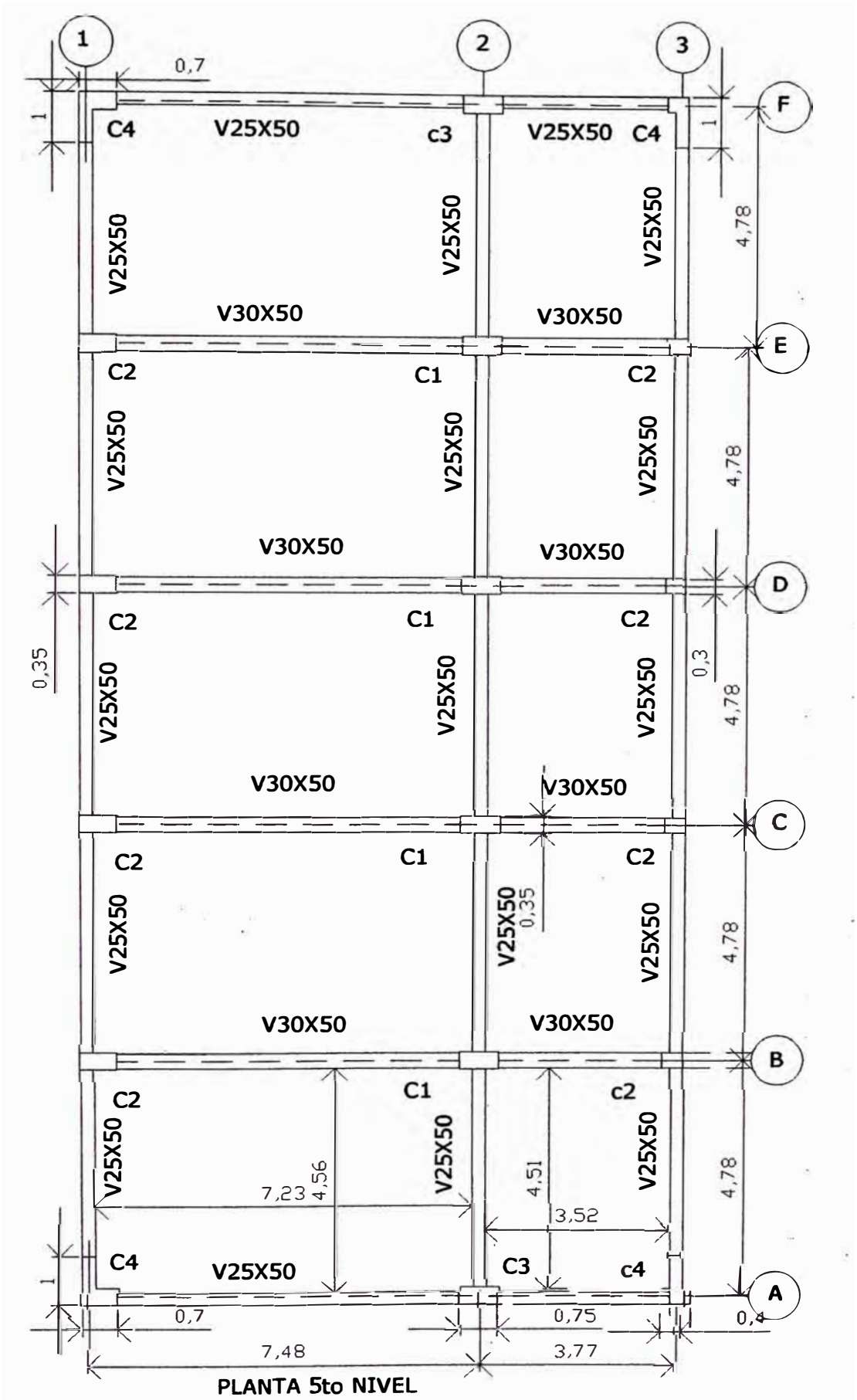
PISO 5				PISO 1,2,3,4		
EJE	B,C,D,E	A,F	1,2,3	B,C,D,E	A,F	1,2,3
DIMENSIONES(CM)	30X50	25X50	25X50	30X60	25X60	25X60

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS (bxt cm)

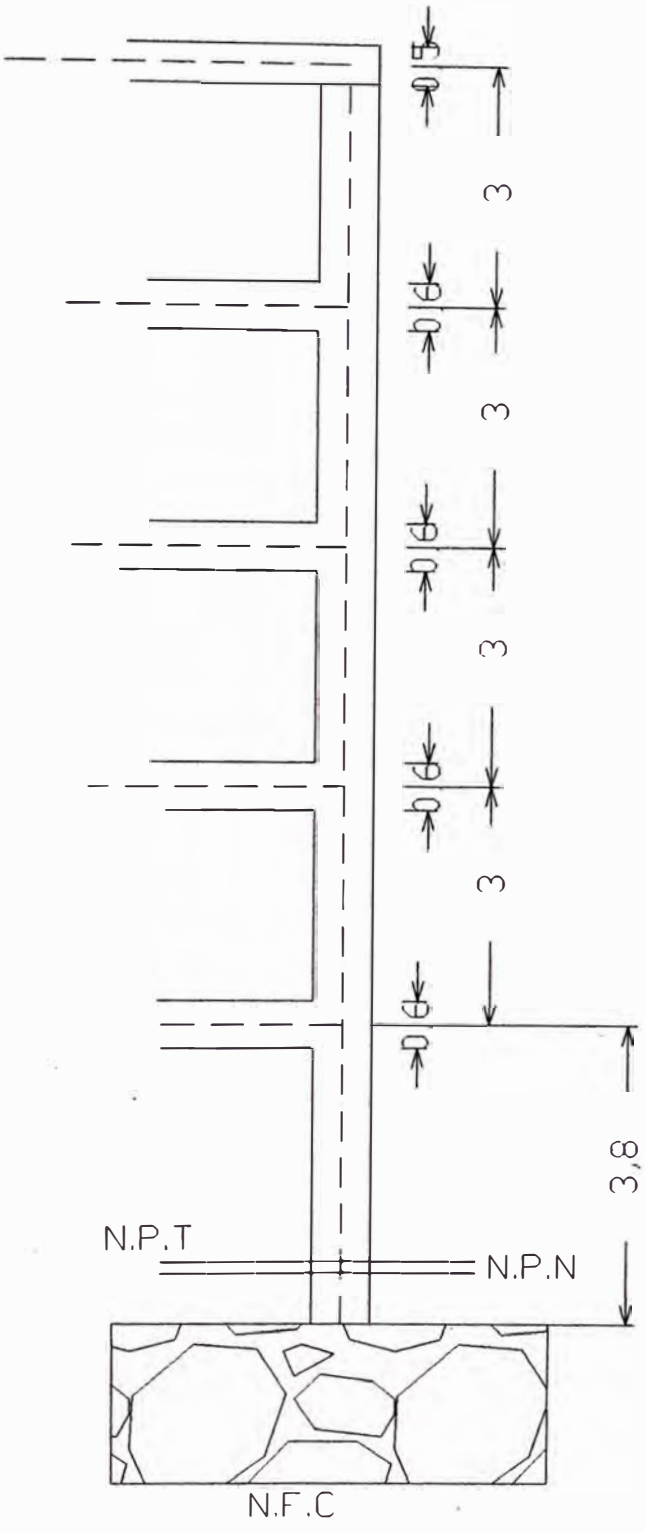
EJE	1	2	3
DIMENSIONES	35X70	35X75	30X40



PLANTA TIPICA NIVEL 1,2,3,4



Analisis y diseño de una edificación de concreto armado de cinco niveles – uso vivienda



ELEVACION DE ENTREPISOS

CAPITULO IV
METRADO DE CARGA

4.1.- METRADO DE CARGA PARA LOSA ALIGERADA

En esta parte se metrará la carga por cada vigueta, o sea para una losa de 0.40m. de ancho por cada metro lineal de longitud.

Carga muerta	Carga(kg/m2)	B(m)	L(m)	Parcial(1 al 4 piso)	Parcial (5 piso)
Peso aligerado	300	0.40	1	120	120
Peso acabado	100	0.40	1	40	40
Peso tabiqueria	180	0.40	1	72	0
			WD (kg/m)	232	160

WD=0.232tn/m (Piso 1 al 4)

WD=0.160tn/m (piso 5)

Carga viva	Carga(Kg./m2)	B(m)	L(m)	Parcial(1 al 4)	Parcial(5 piso)
Sobre carga	200	0.40	1.0	80	0
Sobre carga	100	0.40	1.0	0	40
			WL (kg/m2)	80	40

WL=0.08 T/m (Piso 1 al 4)

WL=0.04t/m (Piso 5)

4.2.- METRADO DE CARGA PARA VIGAS.

A continuación se procede al metrado de carga que soporta cada viga, sin incluir su propio peso (SAP lo calcula). Esto nos servirá para el análisis de cargas verticales.

CÁLCULO DE CARGAS DE GRAVEDAD PORTICOS SECUNDARIOS

PORTICO 3					
CARGA MUERTA	**CARGA**	**B**	**L**	**PARCIAL 1-4 PISO**	**PARCIAL 5 PISO**
PESO ALIGERADO	300	1	1	300	300
PESO ACABADO	100	1.25	1	125	125
PESO TABIQUERIA	180	1.25	1	225	0
			WD(kg/m)	650	425

WD= 0.65 Tn/m (piso 1 al 4)

WD= 0.425 Tn/m (piso 5)

CARGA VIVA	**CARGA**	**B**	**L**	**PARCIAL 1-4 PISO**	**PARCIAL 5 PISO**
PESO SOBRECARGA	200	1.25	1	250	0
PESO SOBRECARGA	100	1.25	1	0	125
			WD(kg/m)	250	125

WL= 0.25 Tn/m (piso 1 al 4)

WL= 0.125 Tn/m (piso 5)

CÁLCULO DE CARGAS DE GRAVEDAD
PÓRTICOS PRINCIPALES

PÓRTICOS AyF					
CARGA MUERTA	**CARGA**	**B**	**L**	**PARCIAL 1-4 PISO**	**PARCIAL 5 PISO**
PESO ALIGERADO	300	2.24	1	672	672
PESO ACABADO	100	2.54	1	254	254
PESO TABIQUERIA	180	2.54	1	457.2	0
			WD(kg/m)	1383.2	926

WD= 1.3832 Tn/m (piso 1 al 4)

WD= 0.926 Tn/m (piso 5)

CARGA VIVA	**CARGA**	**B**	**L**	**PARCIAL 1-4 PISO**	**PARCIAL 5 PISO**
PESO SOBRECARGA	200	2.54	1	508	0
PESO SOBRECARGA	100	2.54	1	0	254
			WD(kg/m)	508	254

WL= 0.508 Tn/m (piso 1 al 4)

WL= 0.254 Tn/m (piso 5)

PORTICOS B,C,D,E					
CARGA MUERTA	**CARGA**	**B**	**L**	**PARCIAL 1-4 PISO**	**PARCIAL 5 PISO**
PESO ALIGERADO	300	4.48	1	1344	1344
PESO ACABADO	100	4.78	1	478	478
PESO TABIQUERIA	180	4.78	1	860.4	0
			WD(kg/m)	2682.4	1822

WD= 2.6824 Tn/m (piso 1 al 4)

WD= 1.822 Tn/m (piso 5)

CARGA VIVA	**CARGA**	**B**	**L**	**PARCIAL 1-4 PISO**	**PARCIAL 5 PISO**
PESO SOBRECARGA	200	4.78	1	956	0
PESO SOBRECARGA	100	4.78	1	0	478
			WD(kg/m)	956	478

WL= 0.956 Tn/m (piso 1 al 4)

WL= 0.478 Tn/m (piso 5)

CÁLCULO DE CARGAS DE GRAVEDAD

PORTICOS SECUNDARIOS

PORTICO 1

CARGA MUERTA	CARGA	B	L	PARCIAL 1-4 PISO	PARCIAL 5 PISO
PESO ALIGERADO	300	1	1	300	300
PESO ACABADO	100	1.25	1	125	125
PESO TABIQUERIA	180	1.25	1	225	0
			WD(kg/m)	650	425

WD= 0.65 Tn/m (piso 1 al 4)

WD= 0.425 Tn/m (piso 5)

CARGA VIVA	CARGA	B	L	PARCIAL 1-4 PISO	PARCIAL 5 PISO
PESO SOBRECARGA	200	1.25	1	250	0
PESO SOBRECARGA	100	1.25	1	0	125
			WD(kg/m)	250	125

WL= 0.25 Tn/m (piso 1 al 4)

WL= 0.125 Tn/m (piso 5)

PORTICO 2					
CARGA MUERTA	**CARGA**	**B**	**L**	**PARCIAL 1-4 PISO**	**PARCIAL 5 PISO**
PESO ALIGERADO	300	2	1	600	600
PESO ACABADO	100	2.25	1	225	225
PESO TABIQUERIA	180	2.25	1	405	0
			WD(kg/m)	1230	825

WD= 1.23 Tn/m (piso 1 al 4)

WD= 0.825 Tn/m (piso 5)

CARGA VIVA	**CARGA**	**B**	**L**	**PARCIAL 1-4 PISO**	**PARCIAL 5 PISO**
PESO SOBRECARGA	200	2.25	1	450	0
PESO SOBRECARGA	100	2.25	1	0	225
			WD(kg/m)	450	225

WL= 0.45 Tn/m (piso 1 al 4)

WL= 0.225 Tn/m (piso 5)

4.3.- METRADO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN.

Encontrado las dimensiones de los elementos estructurales, el siguiente paso es encontrar el peso total de la edificación por pisos, que nos servirá para el análisis sísmico.

METRADO DE VIGAS										
PISO 1 AL PISO 4						PISO 5				
EJE	SECC(m2)	L(m)	VOLUM(m3)	Pe(t/m3)	Peso(t)	SECC(m2)	L(m)	VOLUM(m3)	Pe(t/m3)	Peso(t)
A	0.15	9.65	1.4475	2.4	3.474	0.125	9.65	1.20625	2.4	2.895
B	0.18	9.65	1.737	2.4	4.1688	0.15	9.65	1.4475	2.4	3.474
C	0.18	9.65	1.737	2.4	4.1688	0.15	9.65	1.4475	2.4	3.474
D	0.18	9.65	1.737	2.4	4.1688	0.15	9.65	1.4475	2.4	3.474
E	0.18	9.65	1.737	2.4	4.1688	0.15	9.65	1.4475	2.4	3.474
F	0.15	9.65	1.4475	2.4	3.474	0.125	9.65	1.20625	2.4	2.895
1	0.15	20.05	3.0075	2.4	7.218	0.125	20.05	2.50625	2.4	6.015
2	0.15	22.15	3.3225	2.4	7.974	0.125	22.15	2.76875	2.4	6.645
3	0.15	22.45	3.3675	2.4	8.082	0.125	22.45	2.80625	2.4	6.735
			PESO TOTAL=		46.8972			PESO TOTAL=		39.081

METRADO DE COLUMNAS Y PLACAS											
EJE	SECC(m2)	PISO1			PISO 2,3,4			PISO 5			
		L(m)	VOLUM(m3)	PESO(t)	L(m)	VOLUM(m3)	PESO(t)	L(m)	VOLUM(m3)	PESO(t)	
A	0.71	3.55	2.5205	6.0492	3	2.13	5.112	1.725	1.22475	2.9394	
B	0.71	3.55	2.5205	6.0492	3	2.13	5.112	1.725	1.22475	2.9394	
C	0.71	3.55	2.5205	6.0492	3	2.13	5.112	1.725	1.22475	2.9394	
D	0.71	3.55	2.5205	6.0492	3	2.13	5.112	1.725	1.22475	2.9394	
E	0.71	3.55	2.5205	6.0492	3	2.13	5.112	1.725	1.22475	2.9394	
F	0.71	3.55	2.5205	6.0492	3	2.13	5.112	1.725	1.22475	2.9394	
		PESO TOTAL(t)=		36.2952			30.672			17.6364	

P.losa(kg/m2)=	300	S/C(kg/m2)=	200
P.tab(kg/m2)=	180	A.losa(m2)=	272.575
		Area	
P.Acab(kg/m2)=	100	losa(m2)=	241.638

METRADO DE LOSA, TABIQUERIA, ACABADO, 25% DE CARGA VIVA					
PISO	LOSA(t)	TABIQUERIA(t)	ACABADO(t)	25%S/C	TOTAL(t)
5	72.49	23.00	27.26	6.81	129.56
4	72.49	49.06	27.26	13.63	162.44
3	72.49	49.06	27.26	13.63	162.44
2	72.49	49.06	27.26	13.63	162.44
1	72.49	49.06	27.26	13.63	162.44

EN RESUMEN SE TIENE EL SIGUIENTE METRADO DE CARGA:

PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN POR PISOS				
PISO	VIGAS(T)	COLUMNAS(T)	LOSA,TAB,ACAB,25%S/C	P.TOTAL
5	37.58	20.64	129.56	187.23
4	45.10	35.39	162.44	241.52
3	45.10	35.39	162.44	241.52
2	45.10	35.39	162.44	241.52
1	45.10	40.11	162.44	245.91
			P.Total(t)=	1157.70

NOTA.-Para calcular el peso de la losa, se tuvo que calcular el área neta de la losa, sin considerar las áreas de las vigas, que viene a ser 241.64m2.El área de 272.575m2 que se menciona en el metrado, corresponde al área total considerando las áreas de las vigas.

CAPITULO V
ANÁLISIS SISMICO

5.1.-GENERALIDADES.

En el análisis Estructural consiste en la determinación de los efectos que una solicitación demande de la estructura. En el caso de que la solicitación aplicada fuera la carga de sismo hablaremos del análisis sísmico.

Para nuestro informe se analiza la estructura espacialmente con asistencia del programa de computo SAP2000. Para el cual es usado tanto para el análisis sísmico estático, como dinámico, ya que a través de este programa podemos encontrar las fuerzas de sismo que actúan en cada nivel de la estructura, así mismo obtenemos desplazamientos que tendrán ser verificados de acuerdo a la norma.

En este programa se introduces datos del tipo de materiales, alturas de entrepisos, luces de vanos, dimensiones de columnas, vigas y placas.

Debemos tener presente que efectuar esta etapa es necesario para lograr el objetivo de conseguir una estructura antisismica, y esto puede analizarse haciendo 2 tipos de análisis diferentes: ANÁLISIS ESTATICO Y ANÁLISIS DINAMICO.

5.2.- PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.

5.2.1.- ANÁLISIS ESTATICO

Encontrado el peso total de la edificación (P), y definiendo las alturas de los entrepisos a la distancia entre ejes de vigas, excepto la altura del primer entrepiso que se toma desde la parte superior del cimiento al eje de la viga.

Ya estamos en condiciones de encontrar la fuerza cortante en la base y la fuerza que actúa en cada nivel.

Las alturas de los entrepisos se muestran en el dibujo de "elevación de entrepisos" del capitulo anterior.

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE(V)

Se aplica la siguiente formula: $V = \frac{ZUCS}{R} P \quad ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$

Donde:

Z	Factor de zona	0.3	Departamento de Junín

U	Coeficiente de uso e importancia	1.0	categoría C, edificaciones comunes
C	Factor de Amplificación sísmica	$C=2.5\left(\frac{T_p}{T}\right)$; $C \leq 2.5$	T=Periodo fundamental. $T=\frac{h_n}{C_T}$; h_n =altura Edif..
S	Factor suelo	S=1.0 $T_p(s)=0.4$	Suelo: grava arenoso
R	Coeficiente de reducción de La fuerza sísmica	8 direcc. (X-X) 8 direcc. (Y-Y)	Sistema estructural porticos Sistema estructural porticos

P= Peso total de la edificación=1157.7tn

a).-CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DIRECCIÓN X-X e Y-Y

Calculo de "c"

C=; C ≤2.5

Donde: $T=\frac{h_n}{C_T}$; C_T = 35(sistema resistente al corte-sólo porticos)

h_n =altura del edificio=15.8m. $\Rightarrow T=\frac{h_n}{C_T}=0.45$ sg

$\Rightarrow C=2.5\left(\frac{0.4}{0.45}\right)=2.22s<2.5 \Rightarrow C=2.2s$

Entonces remplazando en: $V=\frac{ZUCS}{R}P$ =tn $V=\frac{0.3x1x2.22x1}{8}$ x1157.7

V=96.38tn.

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA EN ALTURA

Se emplea la siguiente formula: $$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} P_j h_j}(V - F_a)$$

Si: $T \leq 0.7s \Rightarrow Fa=0$

Si : $T>0.7s \Rightarrow Fa=0.07\ TV \leq 0.15V$

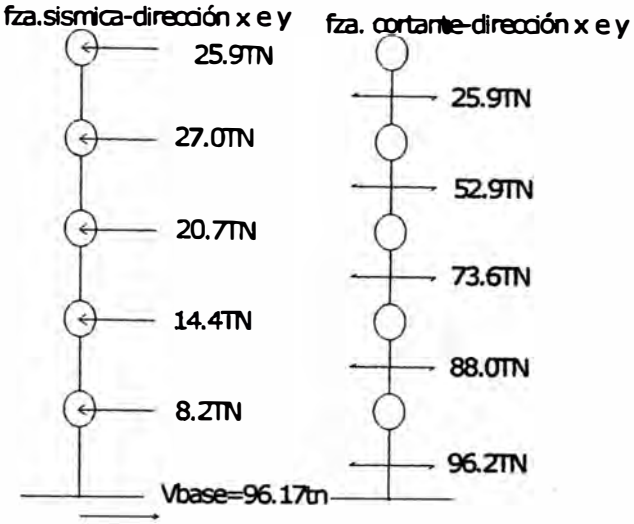
En nuestro caso Fa=0 porque T=0.45s<0.7s

Fuerzas Sísmicas. Método de Fuerzas Estáticas Equivalentes

Cortante a distribuir **96.17** t

Fuerza en último piso **0.00** t

Nivel i	altura piso	h_i	P_i calc.	P_i dato	P_i	$P_i h_i$	F_i, t
5	3	15.8	187.2		187.2	2958.2	25.9
4	3	12.8	241.5		241.5	3091.5	27.0
3	3	9.8	241.5		241.5	2366.9	20.7
2	3	6.8	241.5		241.5	1642.3	14.4
1	3.8	3.8	245.9		245.9	934.5	8.2
	15.8				Suma	10993.4	**96.17**



EFECTOS POR TORSIÓN

Además de considerar la fuerza aplicada en el centro de masas (C.M) de cada nivel, se debe considerar también el efecto de excentricidad accidental en cada nivel:

ei=0.05Lx y ei=0.05Ly

Donde: Lx= Longitud de la edificación en la dirección X

Ly= Longitud de la edificación en la dirección Y

Además de la fuerza aplicada en el C.M, se aplicará el momento accidental (Mti)

$Mti = \pm Fi*ei$

NIVEL	Fi(tn)	Long(x)m.	ex(5%)m.	My(tn-m)	Long(y)	ey(5%)m	Mx(tn-m)
5	25.9	24.25	1.2125	31.40375	11.5	0.575	14.8925
4	27	24.25	1.2125	32.7375	11.5	0.575	15.525
3	20.7	24.25	1.2125	25.09875	11.5	0.575	11.9025
2	14.4	24.25	1.2125	17.46	11.5	0.575	8.28
1	8.2	24.25	1.2125	9.9425	11.5	0.575	4.715

RESUMEN DE DATOS PARA INGRESAR AL PROGRAMA SAP2000

Los datos que se necesitan para el análisis sísmico son (método estático):

- Las fuerzas sísmicas en las dos direcciones de cada nivel y su respectivo momento accidental.
- Dimensiones tanto en planta como elevación de la estructura.
- Dimensiones de vigas, columnas y placas.
- Centro de masa de la losa (Donde se aplica las fuerzas sísmicas).

Nota: Los momentos accidentales que se introducen en el SAP200 son positivos y negativos para una misma fuerza sísmica.

A continuación mencionaremos los datos que se necesitan para ingresar al programa SAP 2000:

DIMENSIONES DE LAS VIGAS (bxh cm)

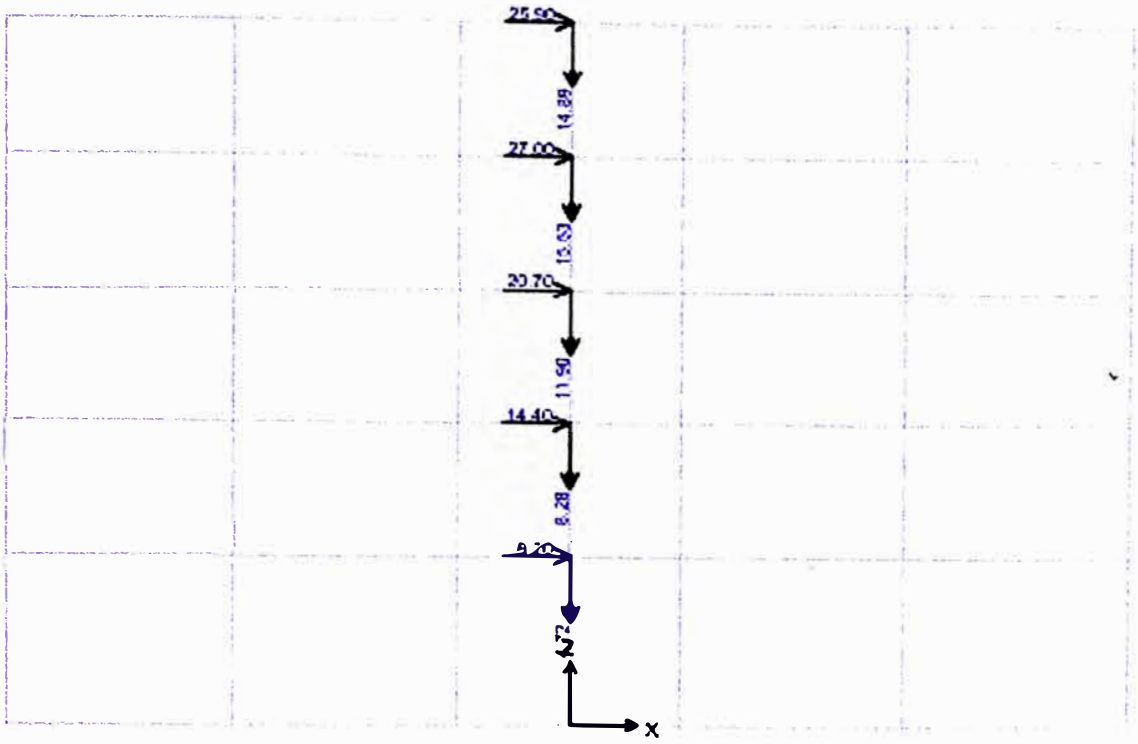
PISO 5				PISO 1,2,3,4		
EJE	B,C,D,E	A,F	1,2,3	B,C,D,E	A,F	1,2,3
DIMENSIONES(CM)	30X50	25X50	25X50	30X60	25X60	25X60

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS (bxt cm)

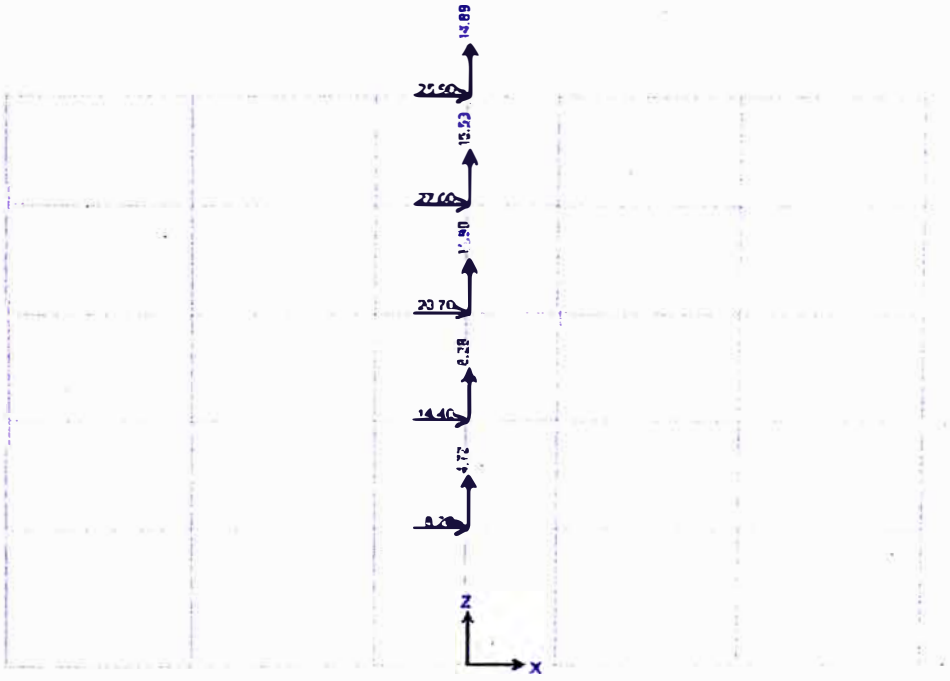
EJE	1	2	3
DIMENSIONES	35X70	35X75	30X40

FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES A LA ACCIÓN SÍSMICA, MOMENTO ACCIDENTAL, EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL.

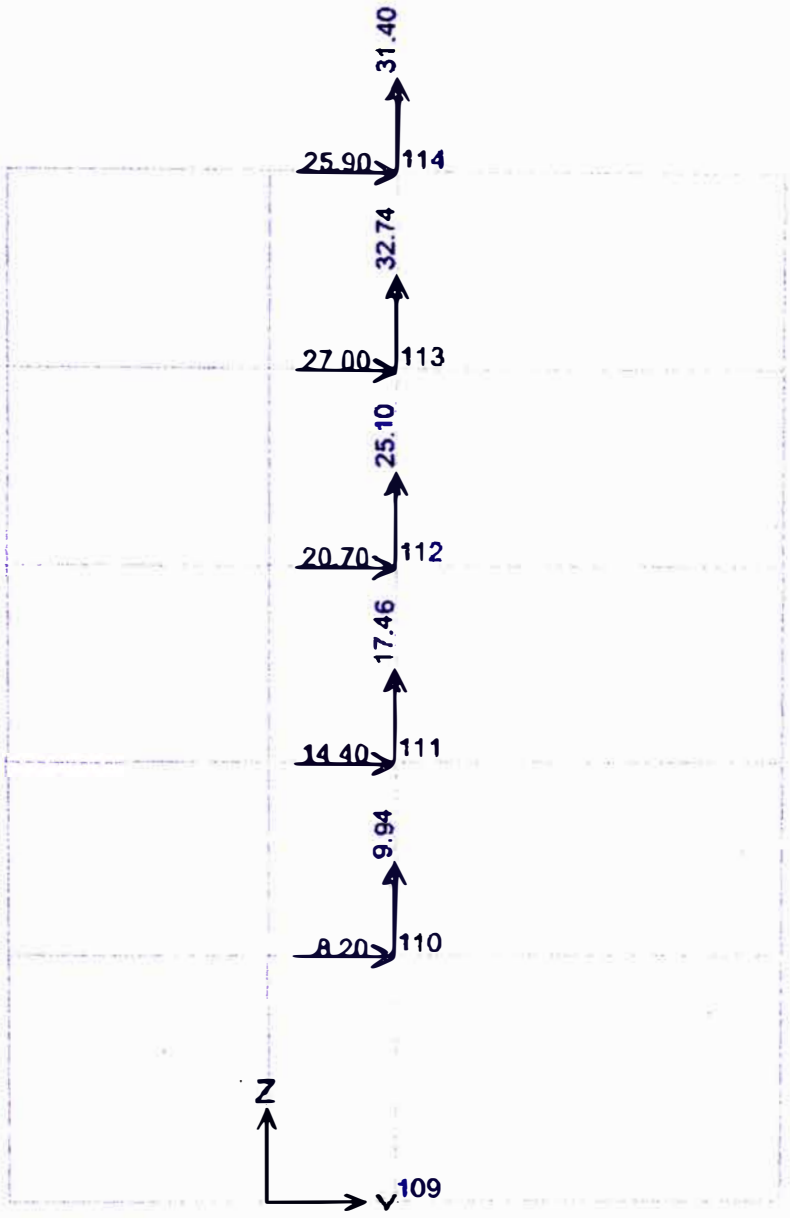
NIVEL	Fi(tn)	Long(x)m.	ex(5%)m.	My(tn-m)	Long(y)	ey(5%)m	Mx(tn-m)
5	25.9	24.25	1.2125	31.40375	11.5	0.575	14.8925
4	27	24.25	1.2125	32.7375	11.5	0.575	15.525
3	20.7	24.25	1.2125	25.09875	11.5	0.575	11.9025
2	14.4	24.25	1.2125	17.46	11.5	0.575	8.28
1	8.2	24.25	1.2125	9.9425	11.5	0.575	4.715



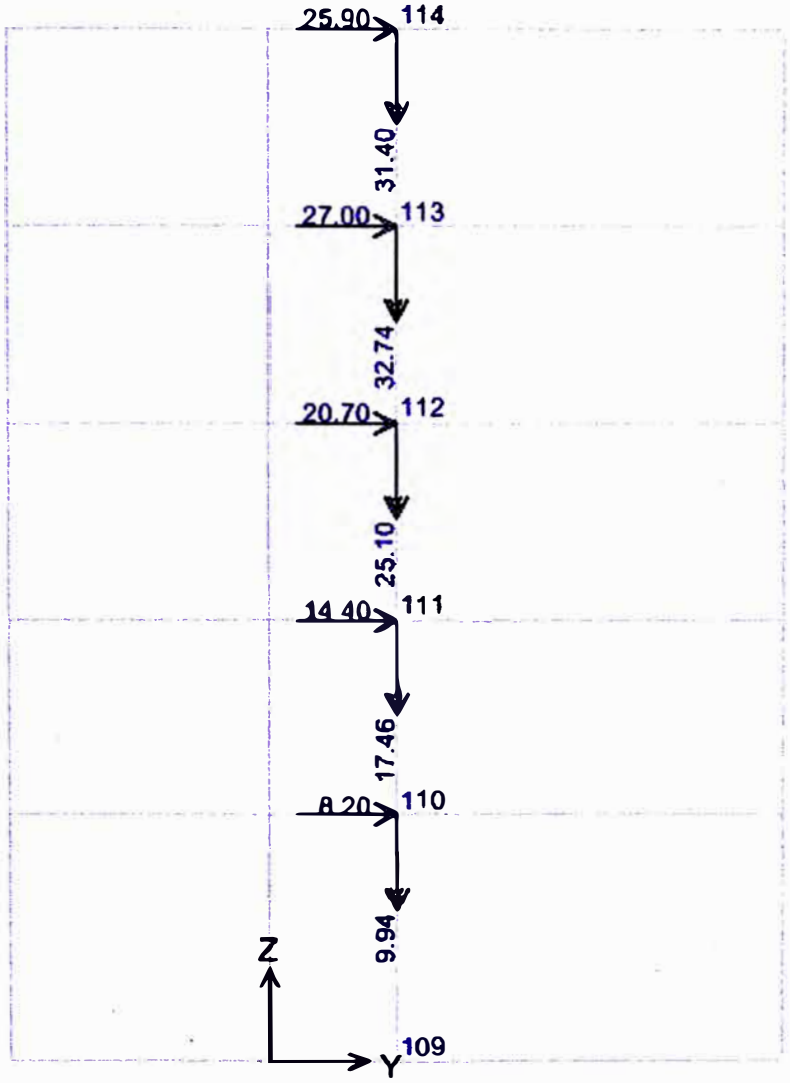
CARGA SISMICA (SX) CON MOMENTO NEGATIVO



CARGA SISMICA (SX) CON MOMENTO POSITIVO



CARGA SISMICA (SY) CON MOMENTO POSITIVO



CARGA SISMICA (SY) CON MOMENTO NEGATIVO

5.2.2.-ANÁLISIS DINÁMICO

Los datos que se necesitan para el análisis sísmico son (método dinamico):

- Dimensiones tanto en planta como elevación de la estructura.

- Dimensiones de vigas, columnas y placas.

- Centro de masa de la losa (Donde se aplica la masa de cada nivel y el momento rotacional).

Para el análisis dinámico, el programa SAP2000 necesita los siguientes datos, aparte de los datos ya mencionados anteriormente:

RESUMEN DE PESOS Y MASAS

	PESO(t)	MASA(t-s^2/m)	$x_o(m)$	$y_o(m)$
NIVEL 5	187.23	19.105	0	1.85
NIVEL 4	241.52	24.645	0	1.85
NIVEL 3	241.52	24.645	0	1.85
NIVEL 2	241.52	24.645	0	1.85
NIVEL 1	245.91	25.093	0	1.85
TOTAL	1157.7	118.133		

ESPECTRO INELÁSTICO DE PSEUDO-ACELERACIONES

Z= 0.3 RY= 8
U= 1 RX= 8
S= 1
Tp= 0.4

T	C	ZUSC	Sax	Say
0.10	2.50	0.75	0.92	0.92
0.20	2.50	0.75	0.92	0.92
0.30	2.50	0.75	0.92	0.92
0.40	2.50	0.75	0.92	0.92
0.50	2.00	0.60	0.74	0.74
0.60	1.67	0.50	0.61	0.61
0.70	1.43	0.43	0.53	0.53
0.80	1.25	0.38	0.46	0.46
0.90	1.11	0.33	0.41	0.41
1.00	1.00	0.30	0.37	0.37
1.10	0.91	0.27	0.33	0.33
1.20	0.83	0.25	0.31	0.31
1.30	0.77	0.23	0.28	0.28
1.40	0.71	0.21	0.26	0.26
1.50	0.67	0.20	0.25	0.25
1.60	0.63	0.19	0.23	0.23
1.70	0.59	0.18	0.22	0.22
1.80	0.56	0.17	0.20	0.20
1.90	0.53	0.16	0.19	0.19

NIVEL	PESO(T)	MASA(T/m/s2)	Jm
5	187.23	19.105	1146.79
4	241.52	24.645	1479.79
3	241.52	24.645	1479.34
2	241.52	24.645	1479.34
1	245.91	25.093	1506.23

$$Jm = \frac{(I_x + I_y) * M}{A}$$; donde:

Jm: Masa rotacional

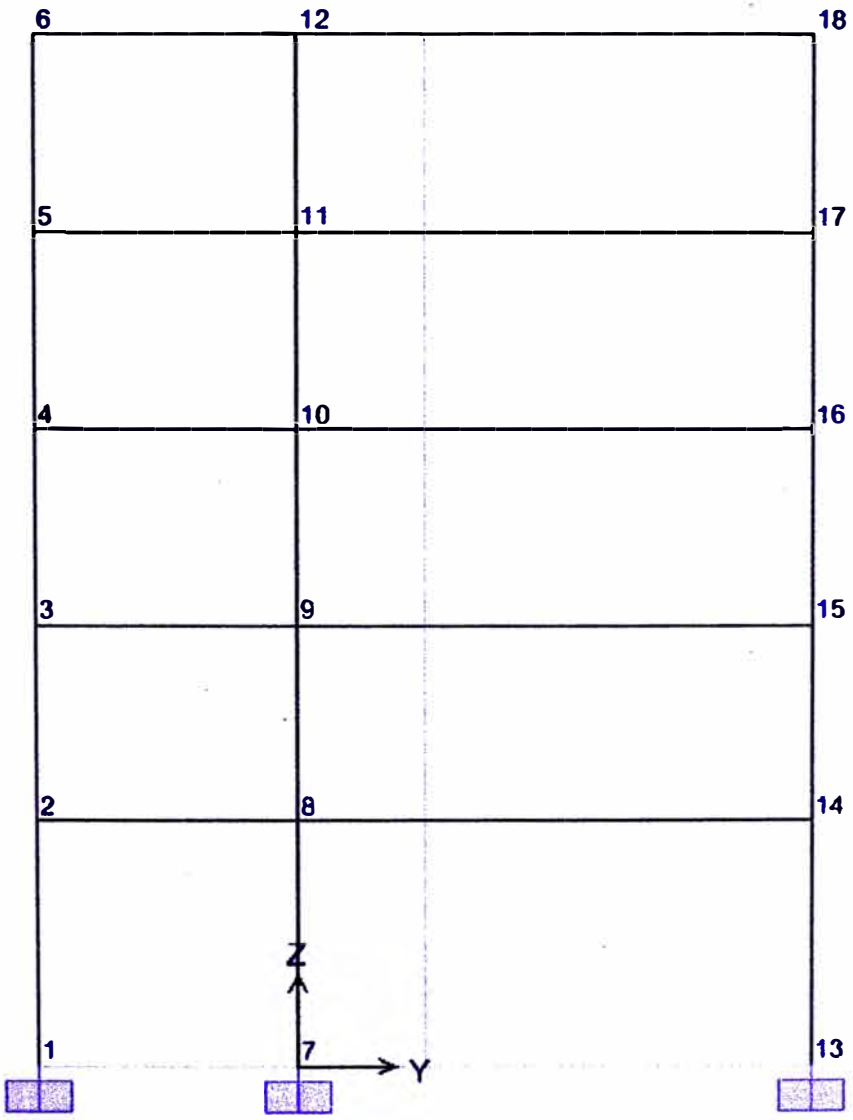
Ix,Iy: Inercia de la losa tanto en la dirección "X" e "Y"

M: Masa de cada nivel

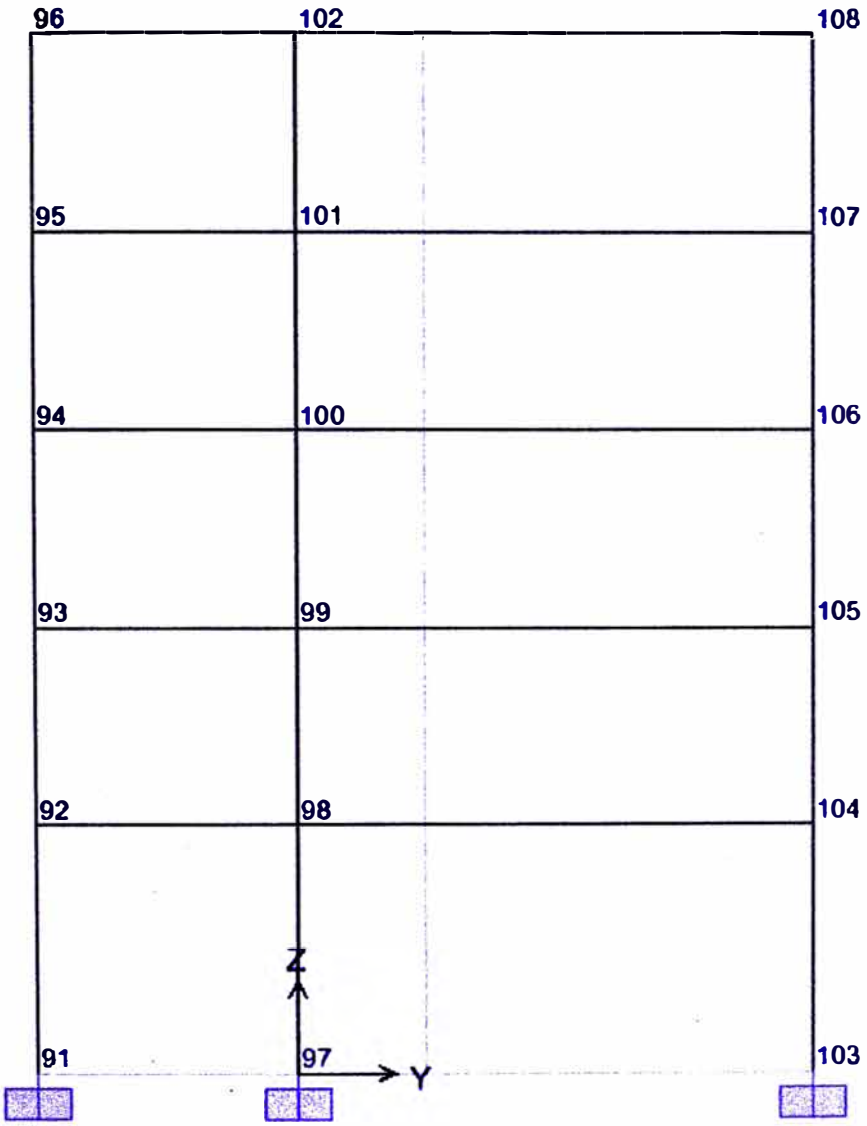
A: Área de la losa de cada nivel.

5.3.- ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS ESTATICO:



PORTICO A



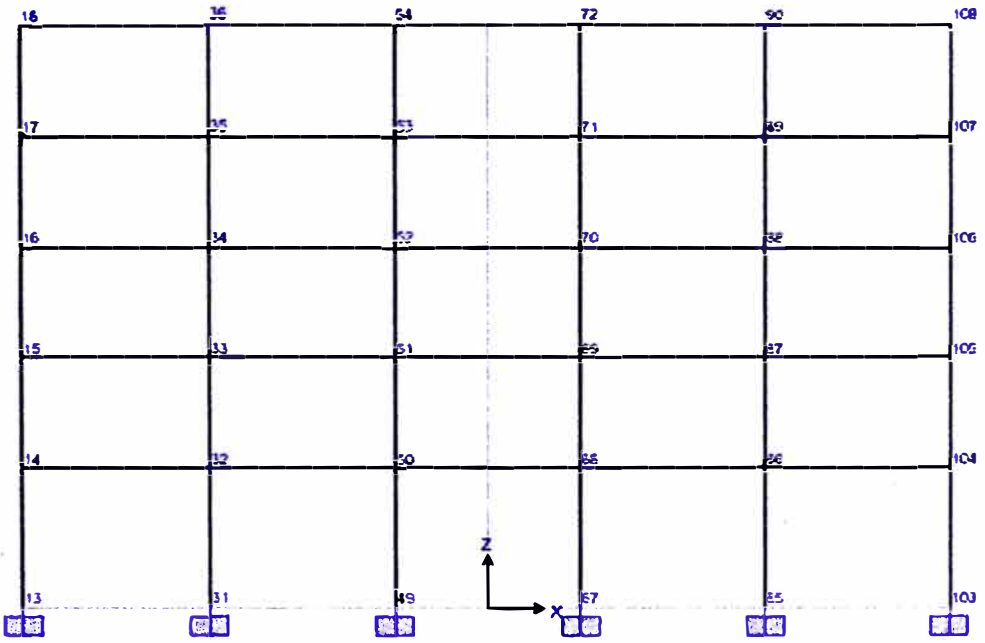
PORTICO F

DESPLAZAMIENTO PORTICO "A"

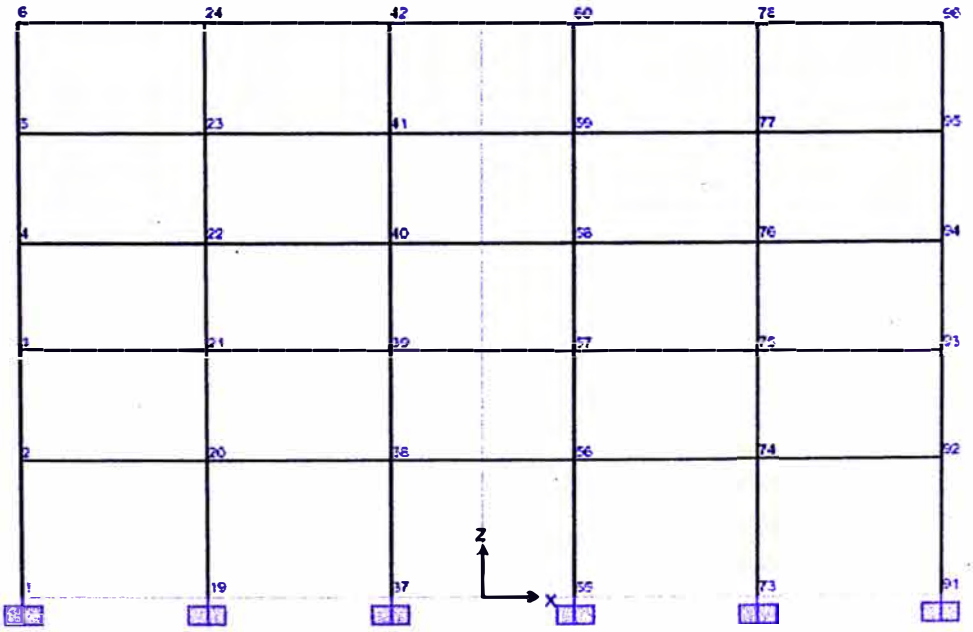
TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SY	Combination	Max	0.000168	0.002582	0.000014
2	SY	Combination	Min	-0.000174	0.001894	0.000011
3	SY	Combination	Max	0.000255	0.003906	0.000005501
3	SY	Combination	Min	-0.000266	0.00285	0.000004361
4	SY	Combination	Max	0.000278	0.004247	-0.000008789
4	SY	Combination	Min	-0.000289	0.003095	-0.000011
5	SY	Combination	Max	0.000245	0.003747	-0.000021
5	SY	Combination	Min	-0.000255	0.002735	-0.000027
6	SY	Combination	Max	0.000168	0.002582	-0.000027
6	SY	Combination	Min	-0.000174	0.001894	-0.000034

DESPLAZAMIENTO PORTICO "F"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
92	SY	Combination	Max	0.000168	0.002569	0.000014
92	SY	Combination	Min	-0.000174	0.001884	0.000011
93	SY	Combination	Max	0.000255	0.003883	0.000005481
93	SY	Combination	Min	-0.000266	0.002832	0.000004363
94	SY	Combination	Max	0.000278	0.004222	-0.000008706
94	SY	Combination	Min	-0.000289	0.003074	-0.000011
95	SY	Combination	Max	0.000245	0.003725	-0.000021
95	SY	Combination	Min	-0.000255	0.002717	-0.000027
96	SY	Combination	Max	0.000168	0.002569	-0.000027
96	SY	Combination	Min	-0.000174	0.001884	-0.000034



PORTICO 1



PORTICO 3

DESPLAZAMIENTO PORTICO "1"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
14	SX	Combination	Max	0.002653	0.000065	0.000006723
14	SX	Combination	Min	0.00251	-0.000261	0.000006669
15	SX	Combination	Max	0.004035	0.000119	0.000002471
15	SX	Combination	Min	0.003813	-0.000382	0.000002463
16	SX	Combination	Max	0.004393	0.000138	-0.00000574
16	SX	Combination	Min	0.00415	-0.000408	-0.000005818
17	SX	Combination	Max	0.003874	0.000116	-0.000014
17	SX	Combination	Min	0.003661	-0.000364	-0.000014
18	SX	Combination	Max	0.002653	0.000065	-0.000017
18	SX	Combination	Min	0.00251	-0.000261	-0.000017

DESPLAZAMIENTO PORTICO "3"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SX	Combination	Max	0.002754	0.000065	0.000007444
2	SX	Combination	Min	0.002592	-0.000261	0.000006059
3	SX	Combination	Max	0.004171	0.000119	0.000002734
3	SX	Combination	Min	0.003923	-0.000382	0.000002194
4	SX	Combination	Max	0.004533	0.000138	-0.000005309
4	SX	Combination	Min	0.004264	-0.000408	-0.000006519
5	SX	Combination	Max	0.004002	0.000116	-0.000012
5	SX	Combination	Min	0.003765	-0.000364	-0.000015
6	SX	Combination	Max	0.002754	0.000065	-0.000016
6	SX	Combination	Min	0.002592	-0.000261	-0.000019

DESPLAZAMIENTOS LATERALES SEGÚN LA NORMA TECNICA E030-97

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X-X

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.002653	0.001221	0.006	0.002	0.007
4	3	0.003874	0.000519	0.003	0.001	0.007
3	3	0.004393	0.000358	0.002	0.001	0.007
2	3	0.004035	0.001382	0.007	0.002	0.007
1	3.8	0.002653	0.002653	0.014	0.003	0.007

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y-Y

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.00258	0.00117	0.007	0.002	0.007
4	3	0.00375	0.0005	0.003	0.001	0.007
3	3	0.00425	0.00034	0.002	0.001	0.007
2	3	0.00391	0.00133	0.008	0.003	0.007
1	3.8	0.00258	0.00258	0.015	0.003	0.007

Como se puede observar que los desplazamientos tanto en el sentido X-X y Y-Y no sobrepasan los limites dados por la norma técnica.

A continuación verificaremos si la estructura es regular o irregular en planta.

CONTROL DE IRREGULARIDAD TORSIONAL DE LA ESTRUCTURA

Se considera sólo en edificios con diafragmas rígidos.

En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

Se puede observar en el siguiente cuadro que la relación "desplazamiento máximo/ promedio" es aproximadamente iguales o menores a 1.75, por lo tanto la edificación es considerada como "irregular en planta" y la fuerza sísmica aumentaría en 1/3(ya que R tomará un valor de ¾ de R)

IRREGULARIDAD TORSIONAL DIRECCIÓN X-X

NIVEL	DESPLAZ. PORTICO 1	DESPL.AZ. PORT ICO 3	DESPL. RELATIVO PORTICO 1	DESPL. RELATIVO PORTICO 3	PROMEDIO	DESPL.MAX/PROMEDIO	REGLAMENTO
5	0.002653	0.002754	0.001221	0.001248	0.0019505	1.36	1.3
4	0.003874	0.004002	0.000519	0.000531	0.001592	1.67	1.3
3	0.004393	0.004533	0.000358	0.000362	0.0015075	1.76	1.3
2	0.004035	0.004171	0.001382	0.001417	0.002035	1.30	1.3
1	0.002653	0.002754	0.002653	0.002754	0.0027035	0.98	1.3

DESPL.MAX= 0.002653

IRREGULARIDAD TORSIONAL DIRECCIÓN Y-Y

NIVEL	DESPLAZ. PORTICO A	DESPL.AZ. PORT ICO F	DESPL. RELATIVO PORTICO A	DESPL. RELATIVO PORTICO F	PROMEDIO	DESPL.MAX/PROMEDIO	REGLAMENTO
5	0.00258	0.00257	0.00117	0.00116	0.0019065	1.39	1.3
4	0.00375	0.00373	0.0005	0.00049	0.0015715	1.69	1.3
3	0.00425	0.00422	0.00034	0.00034	0.0014965	1.77	1.3
2	0.00391	0.00388	0.00133	0.00131	0.0019815	1.34	1.3
1	0.00258	0.00257	0.00258	0.00257	0.0026115	1.02	1.3

DESPL.MAX= 0.00258

Como nuestra estructura está considerada "irregular", calcularemos la fuerza sísmica con ¾ de R, o sea R=6 y no con R=8(estructura regular) como se había supuesto inicialmente.

DATOS NECESARIOS PARA EL PROGRAMA SAP2000 CON R=6

- **DATOS ADICIONALES QUE DEBEN CORREGIRSE EN EL SAP2000-MÉTODO ESTATICO.**

Periodo	T= 0.45 s	
Ordenada espectral	C= 2.22	
Coeficiente sísmico	Cs= 0.11	ZUSC/R
Aceleración espectral	Sa= 1.09 m/s^2	
Cortante basal	V = 128.23 Ton	

Fuerzas Sísmicas. Método de Fuerzas Estáticas Equivalentes

Cortante a distribuir **128.23** t

Fuerza en último piso **0.00** t

Nivel i	altura piso	h_i	P_i calc.	P_i dato	P_i	$P_i h_i$	F_i, t
5	3	15.8	187.2	*187.23*	187.2	2958.2	34.5
4	3	12.8	241.5	*241.52*	241.5	3091.5	36.1
3	3	9.8	241.5	*241.52*	241.5	2366.9	27.6
2	3	6.8	241.5	*241.52*	241.5	1642.3	19.2
1	3.8	3.8	245.9	*245.91*	245.9	934.5	10.9
	15.8				**Suma**	10993.4	**128.23**

NIVEL	PESO(T)	MASA(T/m/s2)	Jm
5	187.23	19.105	1146.79
4	241.52	24.645	1479.79
3	241.52	24.645	1479.34
2	241.52	24.645	1479.34
1	245.91	25.093	1506.23

NIVEL	Fi(tn)	Long(x)m.	ex(5%)m.	My(tn-m)	Long(y)	ey(5%)m	Mx(tn-m)
5	34.5	24.25	1.2125	41.83125	11.5	0.575	19.8375
4	36.1	24.25	1.2125	43.77125	11.5	0.575	20.7575
3	27.6	24.25	1.2125	33.465	11.5	0.575	15.87
2	19.2	24.25	1.2125	23.28	11.5	0.575	11.04
1	10.9	24.25	1.2125	13.21625	11.5	0.575	6.2675

- **DATOS ADICIONALES QUE SE DEBEN TENER PARA EL PROGRAMA SAP2000-MÉTODO DINAMICO.**

Z= 0.3 RY= 6
U= 1 RX= 6
S= 1
Tp= 0.4

T	C	ZUSC	Sax	Say
0.10	2.50	0.75	1.23	1.23
0.20	2.50	0.75	1.23	1.23
0.30	2.50	0.75	1.23	1.23
0.40	2.50	0.75	1.23	1.23
0.50	2.00	0.60	0.98	0.98
0.60	1.67	0.50	0.82	0.82
0.70	1.43	0.43	0.70	0.70
0.80	1.25	0.38	0.61	0.61
0.90	1.11	0.33	0.55	0.55
1.00	1.00	0.30	0.49	0.49
1.10	0.91	0.27	0.45	0.45
1.20	0.83	0.25	0.41	0.41
1.30	0.77	0.23	0.38	0.38
1.40	0.71	0.21	0.35	0.35
1.50	0.67	0.20	0.33	0.33
1.60	0.63	0.19	0.31	0.31
1.70	0.59	0.18	0.29	0.29
1.80	0.56	0.17	0.27	0.27
1.90	0.53	0.16	0.26	0.26

RESULTADOS OBTENIDOS CON "R=6"- METODO ESTATICO

- **DESPLAZAMIENTOS DEL PORTICO "1"**

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
14	D	LinStatic		-6.39E-08	-0.000064	-0.000255
14	SX	Combination	Max	0.003634	0.000089	0.000009126
14	SX	Combination	Min	0.003362	-0.000315	0.00000896
15	D	LinStatic		-3.283E-08	-0.000096	-0.000413
15	SX	Combination	Max	0.005503	0.000161	0.000003428
15	SX	Combination	Min	0.005104	-0.000467	0.000003281
16	D	LinStatic		5.121E-07	-0.000079	-0.000529
16	SX	Combination	Max	0.005979	0.000188	-0.000007659
16	SX	Combination	Min	0.005554	-0.000504	-0.000007766
17	D	LinStatic		0.000001535	-0.000049	-0.000601
17	SX	Combination	Max	0.005276	0.000158	-0.000018
17	SX	Combination	Min	0.0049	-0.000449	-0.000018
18	D	LinStatic		-6.39E-08	-0.000064	-0.000629
18	SX	Combination	Max	0.003634	0.000089	-0.000023
18	SX	Combination	Min	0.003362	-0.000315	-0.000023

- **DESPLAZAMIENTO DEL PORTICO "3"**

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SX	Combination	Max	0.003657	0.000089	0.00001
2	SX	Combination	Min	0.00355	-0.000315	0.000008209
3	SX	Combination	Max	0.005542	0.000161	0.000003788
3	SX	Combination	Min	0.005352	-0.000467	0.000002996
4	SX	Combination	Max	0.006027	0.000188	-0.000007094
4	SX	Combination	Min	0.005803	-0.000504	-0.000008707
5	SX	Combination	Max	0.00532	0.000158	-0.000017
5	SX	Combination	Min	0.005128	-0.000449	-0.000021
6	SX	Combination	Max	0.003657	0.000089	-0.000021
6	SX	Combination	Min	0.00355	-0.000315	-0.000026

DESPLAZAMIENTO PORTICO "A"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	D	LinStatic		-1.839E-07	-0.000064	-0.000247
2	SY	Combination	Max	0.000224	0.003443	0.000018
2	SY	Combination	Min	-0.000232	0.002527	0.000015
3	D	LinStatic		-0.000001592	-0.000096	-0.000403
3	SY	Combination	Max	0.000341	0.00521	0.000007335
3	SY	Combination	Min	-0.000355	0.003802	0.000005815
4	D	LinStatic		-0.000003194	-0.000079	-0.000517
4	SY	Combination	Max	0.000371	0.005666	-0.000012
4	SY	Combination	Min	-0.000386	0.004129	-0.000015
5	D	LinStatic		-0.000004074	-0.000049	-0.000589
5	SY	Combination	Max	0.000327	0.004999	-0.000028
5	SY	Combination	Min	-0.00034	0.003648	-0.000036
6	D	LinStatic		-1.839E-07	-0.000064	-0.000617
6	SY	Combination	Max	0.000224	0.003443	-0.000036
6	SY	Combination	Min	-0.000232	0.002527	-0.000046

DESPLAZAMIENTO PORTICO "F"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
92	SY	Combination	Max	0.000224	0.003426	0.000018
92	SY	Combination	Min	-0.000232	0.002513	0.000015
93	SY	Combination	Max	0.000341	0.005179	0.000007308
93	SY	Combination	Min	-0.000355	0.003777	0.000005817
94	SY	Combination	Max	0.000371	0.005632	-0.000012
94	SY	Combination	Min	-0.000386	0.004101	-0.000015
95	SY	Combination	Max	0.000327	0.00497	-0.000028
95	SY	Combination	Min	-0.00034	0.003625	-0.000036
96	SY	Combination	Max	0.000224	0.003426	-0.000035
96	SY	Combination	Min	-0.000232	0.002513	-0.000045

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X-X PORTICO "1"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.003634	0.001642	0.007	0.002	0.007
4	3	0.005276	0.000703	0.003	0.001	0.007
3	3	0.005979	0.000476	0.002	0.001	0.007
2	3	0.005503	0.001869	0.008	0.003	0.007
1	3.8	0.003634	0.003634	0.016	0.004	0.007

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y-Y PORTICO "A"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.003443	0.001556	0.007	0.002	0.007
4	3	0.004999	0.000667	0.003	0.001	0.007
3	3	0.005666	0.000456	0.002	0.001	0.007
2	3	0.00521	0.001767	0.008	0.003	0.007
1	3.8	0.003443	0.003443	0.021	0.006	0.007

Se puede observar que los desplazamientos laterales de entrepisos (0.75*d*R/h) no sobrepasan los límites que señalan la norma.

A continuación verificaremos si la estructura es regular o irregular en planta.

IRREGULARIDAD TORSIONAL DIRECCIÓN X-X

NIVEL	DESPLAZ. PORTICO 1	DESPL.AZ. PORT ICO 3	DESPL. RELATIVO PORTICO 1	DESPL. RELATIVO PORTICO 3	PROMEDIO	DESPL.MAX/PROMEDIO	REGLAMENTO
5	0.003634	0.003657	0.001642	0.001663	0.0026485	1.37	1.3
4	0.005276	0.00532	0.000703	0.000707	0.0021705	1.67	1.3
3	0.005979	0.006027	0.000476	0.000485	0.0020595	1.76	1.3
2	0.005503	0.005542	0.001869	0.001885	0.0027595	1.32	1.3
1	0.003634	0.003657	0.003634	0.003657	0.0036455	1.00	1.3

DESPL.MAX=	0.003634

IRREGULARIDAD TORSIONAL DIRECCIÓN Y-Y

NIVEL	DESPLAZ. PORTICO A	DESPL.AZ. PORT ICO F	DESPL. RELATIVO PORTICO A	DESPL. RELATIVO PORTICO F	PROMEDIO	DESPL.MAX/PROMEDIO	REGLAMENTO
5	0.003443	0.003426	0.001556	0.001544	0.002589	1.40	1.3
4	0.004999	0.00497	0.000667	0.000662	0.002148	1.69	1.3
3	0.005666	0.005632	0.000456	0.000453	0.0020435	1.78	1.3
2	0.00521	0.005179	0.001767	0.001753	0.0026935	1.35	1.3
1	0.003443	0.003426	0.003443	0.003426	0.00353	1.03	1.3

DESPL.MAX=	0.003443

Como se puede observar, los valores "desplaMax/promedio" son mayores que1.75, por lo tanto la estructura debe modificarse.

Estos edificios no son aptos para ser construidos de acuerdo a la norma vigente

RESULTADOS OBTENIDOS CON "R=6"-MÉTODO DINAMICO

DESPLAZAMIENTO PORTICO "1"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
14	SX	LinRespSpec	Max	0.003025	0.000656	0.000063
15	SX	LinRespSpec	Max	0.006019	0.001328	0.000099
16	SX	LinRespSpec	Max	0.008541	0.001908	0.00012
17	SX	LinRespSpec	Max	0.010389	0.002345	0.000131
18	SX	LinRespSpec	Max	0.011631	0.002641	0.000134

DESPLAZAMIENTO PORTICO"3"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SX	LinRespSpec	Max	0.003437	0.000656	0.000058
3	SX	LinRespSpec	Max	0.006827	0.001328	0.00009
4	SX	LinRespSpec	Max	0.009677	0.001908	0.00011
5	SX	LinRespSpec	Max	0.011771	0.002345	0.000119
6	SX	LinRespSpec	Max	0.013177	0.002641	0.000122

DESPLAZAMIENTO PORTICO "A"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SY	LinRespSpec	Max	0.000303	0.003395	0.000122
3	SY	LinRespSpec	Max	0.000632	0.006918	0.000191
4	SY	LinRespSpec	Max	0.000924	0.010007	0.000235
5	SY	LinRespSpec	Max	0.001146	0.012358	0.000257
6	SY	LinRespSpec	Max	0.001295	0.013978	0.000265

DESPLAZAMIENTO PORTICO "F"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
92	SY	LinRespSpec	Max	0.000303	0.00264	0.000114
93	SY	LinRespSpec	Max	0.000632	0.005244	0.000179
94	SY	LinRespSpec	Max	0.000924	0.007492	0.000218
95	SY	LinRespSpec	Max	0.001146	0.009198	0.000238
96	SY	LinRespSpec	Max	0.001295	0.010392	0.000243

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X-X pórtico "1-1"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.011631	0.001242	0.006	0.002	0.007
4	3	0.010389	0.001848	0.008	0.003	0.007
3	3	0.008541	0.002522	0.011	0.004	0.007
2	3	0.006019	0.002994	0.013	0.004	0.007
1	3.8	0.003025	0.003025	0.014	0.004	0.007

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y-Y portico "A-A"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.013978	0.00162	0.007	0.002	0.007
4	3	0.012358	0.002351	0.011	0.004	0.007
3	3	0.010007	0.003089	0.014	0.005	0.007
2	3	0.006918	0.003523	0.016	0.005	0.007
1	3.8	0.003395	0.003395	0.020	0.005	0.007

En ningún nivel de entrepiso sobrepasa el valor máximo dado por la norma.

IRREGULARIDAD TORSIONAL DIRECCIÓN X-X

NIVEL	DESPLAZ. PORTICO 1	DESPL.AZ. PORT ICO 3	DESPL. RELATIVO PORTICO 1	DESPL. RELATIVO PORTICO 3	PROMEDIO	DESPL.MAX/PROMEDIO	REGLAMENTO
5	0.011631	0.013177	0.001242	0.001406	0.0022155	1.37	1.3
4	0.010389	0.011771	0.001848	0.002094	0.0025595	1.18	1.3
3	0.008541	0.009677	0.002522	0.00285	0.0029375	1.03	1.3
2	0.006019	0.006827	0.002994	0.00339	0.0032075	0.94	1.3
1	0.003025	0.003437	0.003025	0.003437	0.003231	0.94	1.3

DESPL.MAX=	0.003025

IRREGULARIDAD TORSIONAL DIRECCIÓN Y-Y

NIVEL	DESPLAZ. PORTICO A	DESPL.AZ. PORT ICO F	DESPL. RELATIVO PORTICO A	DESPL. RELATIVO PORTICO F	PROMEDIO	DESPL.MAX/PROMEDIO	REGLAMENTO
5	0.13978	0.010392	0.127422	0.001194	0.064308	1.98	1.3
4	0.012358	0.009198	0.002351	0.001706	0.064564	1.97	1.3
3	0.010007	0.007492	0.003089	0.002248	0.064835	1.97	1.3
2	0.006918	0.005244	0.003523	0.002604	0.065013	1.96	1.3
1	0.003395	0.00264	0.003395	0.00264	0.065031	1.96	1.3

DESPL.MAX=	0.127422

Como se puede observar, los valores "desplaMax/promedio" son mayores que1.75, por lo tanto la estructura debe modificarse.

Estos edificios no son aptos para ser construidos de acuerdo a la norma vigente.

Después de varias corridas del programa con diferentes ubicaciones y dimensiones de columnas se llega a la conclusión en cambiar las columnas F-2 y A-2 a una de sección 0.35x1.80m2. Las columnas de las esquinas a columnas de L70x120 (para A-1 y A-F) y L40x120 para las columnas de los ejes A-3 y F-3.

A continuación mencionaré los resultados obtenidos con las nuevas características de la estructura. En esta nueva configuración estructural, el coeficiente de Reducción "R" a considerar es de 7 en las dos direcciones del sismo (sistema dual).

MÉTODO ESTATICO

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
14	SX	Combination	Max	0.001944	0.00003	0.000004651
14	SX	Combination	Min	0.001887	-0.000099	0.000004607
15	SX	Combination	Max	0.003091	0.000054	0.000001491
15	SX	Combination	Min	0.002995	-0.000161	0.00000149
16	SX	Combination	Max	0.00342	0.000065	-0.000004933
16	SX	Combination	Min	0.003311	-0.000179	-0.000005007
17	SX	Combination	Max	0.002979	0.000055	-0.000011
17	SX	Combination	Min	0.002886	-0.000155	-0.000011
18	SX	Combination	Max	0.001944	0.00003	-0.000014
18	SX	Combination	Min	0.001887	-0.000099	-0.000014

DESPLAZAMIENTO PORTICO "1"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SX	Combination	Max	0.00198	0.00003	0.000005031
2	SX	Combination	Min	0.001916	-0.000099	0.000004318
3	SX	Combination	Max	0.003145	0.000054	0.000001783
3	SX	Combination	Min	0.00304	-0.000161	0.000001563
4	SX	Combination	Max	0.003479	0.000065	-0.000004122
4	SX	Combination	Min	0.003359	-0.000179	-0.00000501
5	SX	Combination	Max	0.003031	0.000055	-0.0000096
5	SX	Combination	Min	0.002928	-0.000155	-0.000012
6	SX	Combination	Max	0.00198	0.00003	-0.000012
6	SX	Combination	Min	0.001916	-0.000099	-0.000014

DESPLAZAMIENTO PORTICO "3"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SY	Combination	Max	0.000066	0.001271	0.000008379
2	SY	Combination	Min	-0.000068	0.001	0.000006876
3	SY	Combination	Max	0.00011	0.002076	0.000002761
3	SY	Combination	Min	-0.000113	0.001623	0.000002297
4	SY	Combination	Max	0.000125	0.002332	-0.000007674
4	SY	Combination	Min	-0.000128	0.001818	-0.000009546
5	SY	Combination	Max	0.000108	0.002018	-0.000017
5	SY	Combination	Min	-0.00011	0.001576	-0.000022
6	SY	Combination	Max	0.000066	0.001271	-0.000022
6	SY	Combination	Min	-0.000068	0.001	-0.000027

DESPLAZAMIENTO PORTICO "A"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
92	SY	Combination	Max	0.000066	0.001268	0.000008355
92	SY	Combination	Min	-0.000068	0.000998	0.000006867
93	SY	Combination	Max	0.00011	0.002071	0.00000276
93	SY	Combination	Min	-0.000113	0.001618	0.000002303
94	SY	Combination	Max	0.000125	0.002324	-0.000007635
94	SY	Combination	Min	-0.000128	0.001812	-0.000009496
95	SY	Combination	Max	0.000108	0.002012	-0.000017
95	SY	Combination	Min	-0.00011	0.001571	-0.000021
96	SY	Combination	Max	0.000066	0.001268	-0.000022
96	SY	Combination	Min	-0.000068	0.000998	-0.000027

DESPLAZAMIENTO PORTICO "F"

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X-X POTICO "1-1"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.00194	0.00168	0.010	0.003	0.007
4	3	0.00298	0.00258	0.015	0.005	0.007
3	3	0.00342	0.00296	0.018	0.006	0.007
2	3	0.00309	0.00267	0.016	0.005	0.007
1	3.8	0.00194	0.00168	0.010	0.003	0.007

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y-Y PORTICO "A-A"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.00127	0.00075	0.005	0.002	0.007
4	3	0.00202	0.00031	0.002	0.001	0.007
3	3	0.00233	0.00025	0.002	0.001	0.007
2		0.00208	0.00081	0.005	0.002	0.007
1	3.8	0.00127	0.00127	0.008	0.002	0.007

MÉTODO DINAMICO:

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
14	SX	LinRespSpec	Max	0.001988	0.000159	0.000044
15	SX	LinRespSpec	Max	0.004179	0.000359	0.000Q7
16	SX	LinRespSpec	Max	0.006135	0.000557	0.000086
17	SX	LinRespSpec	Max	0.007645	0.000727	0.000094
18	SX	LinRespSpec	Max	0.008745	0.000865	0.000097

DESPLAZAMIENTO PORTICO "1-1"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SX	LinRespSpec	Max	0.002103	0.000159	0.000037
3	SX	LinRespSpec	Max	0.004435	0.000359	0.000059
4	SX	LinRespSpec	Max	0.006525	0.000557	0.000072
5	SX	LinRespSpec	Max	0.008147	0.000727	0.000078
6	SX	LinRespSpec	Max	0.009336	0.000865	0.00008

DESPLAZAMIENTO PORTICO "3-3"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
2	SY	LinRespSpec	Max	0.000104	0.001672	0.000096
3	SY	LinRespSpec	Max	0.000253	0.003786	0.000155
4	SY	LinRespSpec	Max	0.000414	0.005892	0.000195
5	SY	LinRespSpec	Max	0.00056	0.007706	0.000218
6	SY	LinRespSpec	Max	0.000685	0.009182	0.000227

DESPLAZAMIENTO PORTICO "A-A"

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
92	SY	LinRespSpec	Max	0.000104	0.001336	0.000092
93	SY	LinRespSpec	Max	0.000253	0.002953	0.000149
94	SY	LinRespSpec	Max	0.000414	0.004522	0.000185
95	SY	LinRespSpec	Max	0.00056	0.005845	0.000205
96	SY	LinRespSpec	Max	0.000685	0.006912	0.000212

DESPLAZAMIENTO PORTICO "F-F"

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X-X PORTICO"1-1"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.008745	0.00168	0.010	0.003	0.007
4	3	0.007645	0.00258	0.015	0.005	0.007
3	3	0.006135	0.00296	0.018	0.006	0.007
2	3	0.004179	0.00267	0.016	0.005	0.007
1	3.8	0.001988	0.00168	0.010	0.003	0.007

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y-Y PORTICO "A-A"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.009182	0.001476	0.009	0.003	0.007
4	3	0.007706	0.001814	0.011	0.004	0.007
3	3	0.005892	0.002106	0.013	0.004	0.007
2		0.003786	0.002114	0.013	0.004	0.007
1	3.8	0.001672	0.001672	0.010	0.003	0.007

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X-X PORTICO "3-3"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.009336	0.00168	0.010	0.003	0.007
4	3	0.008147	0.00258	0.015	0.005	0.007
3	3	0.006525	0.00296	0.018	0.006	0.007
2	3	0.004435	0.00267	0.016	0.005	0.007
1	3.8	0.002103	0.00168	0.010	0.003	0.007

DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y-Y PORTICO "F-F"

PISO	h(m)	D(m)	d(m)	0.75*d*R	0.75*d*R/h	Reglamento
5	3	0.006912	0.001067	0.006	0.002	0.007
4	3	0.005845	0.001323	0.008	0.003	0.007
3	3	0.004522	0.001569	0.009	0.003	0.007
2	3	0.002953	0.001617	0.010	0.003	0.007
1	3.8	0.001336	0.001336	0.008	0.002	0.007

Como se puede observar en los cuadros, que ningún desplazamiento lateral de entrepiso sobrepasa los límites dados por la norma.

Para estar seguros que la estructura es considerada regular o irregular, a continuación verificaremos la irregularidad torsional.

Como se puede observar en los cuadros siguientes que, el "despla.mayor/promedio" no sobrepasa el limite establecido por la Norma Peruana, que es 1.3.

Con estas dos verificaciones hechas anteriormente ya se puede afirmar que nuestra estructura es regular.

CONCLUSIÓN: Si los valores obtenidos hubiesen sido superiores a 1.3 se considerarían como estructuras irregulares y el "R" a considerar sería ¾ de "R"; pero si el valor fuese mayor que 1.75 se tendría que modificar las estructura.

IRREGULARIDAD TORSIONAL DIRECCIÓN X-X

NIVEL	DESPLAZ. PORTICO 1	DESPL.AZ. PORT ICO 3	DESPL. RELATIVO PORTICO 1	DESPL. RELATIVO PORTICO 3	PROMEDIO	DESPL.MAX/PROMEDIO	REGLAMENTO
5	0.008745	0.009336	0.0011	0.001189	0.0015885	1.25	1.3
4	0.007645	0.008147	0.00151	0.001622	0.001805	1.10	1.3
3	0.006135	0.006525	0.001956	0.00209	0.002039	0.97	1.3
2	0.004179	0.004435	0.002191	0.002332	0.00216	0.92	1.3
1	0.001988	0.002103	0.001988	0.002103	0.0020455	0.97	1.3

DESPL.MAX=	0.001988

IRREGULARIDAD TORSIONAL DIRECCIÓN Y-Y

NIVEL	DESPLAZ. PORTICO A	DESPL.AZ. PORT ICO F	DESPL. RELATIVO PORTICO A	DESPL. RELATIVO PORTICO F	PROMEDIO	DESPL.MAX/PROMEDIO	REGLAMENTO
5	0.009182	0.006912	0.001476	0.001067	0.0013695	1.22	1.3
4	0.007706	0.005845	0.001814	0.001323	0.0014975	1.12	1.3
3	0.005892	0.004522	0.002106	0.001569	0.0016205	1.03	1.3
2	0.003786	0.002953	0.002114	0.001617	0.0016445	1.02	1.3
1	0.001672	0.001336	0.001672	0.001336	0.001504	1.11	1.3

DESPL.MAX=	0.001672

COMPARACIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LA BASE DADOS POR LOS MÉTODOS ESTATICOS Y DINAMICOS Y REQUERIMENTOS SEGÚN NORMAS.

Sentido	Método estático cortante Basal(tn)	Mínimo según Norma(80%)Cortante Basal est.(tn)	Método Dinámico Cortante Basal(tn)	Factor de Amplificación
X	110.5	88.4	77.6	88.4/77.60=1.14
Y	110.5	88.4	88.28	88.4/88.28=1.00

Nota: En nuestro caso en que nuestra estructura es regular, la norma establece que la fuerza cortante no podrá ser menor del 80% de la fuerza cortante obtenido con el análisis estático.

Asimismo como nuestra estructura es un sistema estructural DUAL, para cumplir con la norma, donde establece que los pórticos deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base, ampliaremos el espectro de aceleraciones por un factor que se obtiene de la siguiente manera:

Sentido	Pórtico sin placa	% fuerza Cortante Basal	Factor de Amplificación
X	2	18	25/18=1.39
Y	B,C,D,E	31.94	NO necesita factor

En resumen tenemos 2 factores de amplificación (por requerimiento según norma que el cortante en la base no deberá ser menor que 80% del cortante estático y para cumplir en lo referente a estructuras duales, en la cual los pórtico deben ser diseñados para tomar el 25% del cortante de la base) en cada sentido de análisis y por lo tanto los factores finales son:

PORTICOS SIN PLACAS

Dirección X: Pórtico 2	Factor de Amplificación total=1.39*1.14=1.58
Dirección Y: Pórtico B,C,D,E	Factor de Amplificación total=1*1=1

PORTICOS CON PLACAS

Dirección: Pórtico 1,3	Factor de amplificación total=1.14*1=1.14
Dirección Y:Pórtico A,F	Factor de amplificación total=1*1=1

En nuestro caso que vamos ha diseñar los elementos estructurales de todos los ejes, entonces nos interesan todos los factores de amplificación que involucran a estos pórticos.

Habiendo obtenido los factores de amplificación totales del espectro de aceleraciones, se hacen 2 corridas mas para la base de datos del programa SAP2000, según lo anteriormente dicho, amplificando en cada una de las corridas el espectro de aceleraciones con cada uno de los factores de amplificación obtenidos anteriormente, esta acción permite obtener las reales solicitaciones sísmicas a las que estarán expuestas los pórticos.

CAPÍTULO VI
ANÁLISIS PARA CARGAS VERTICALES

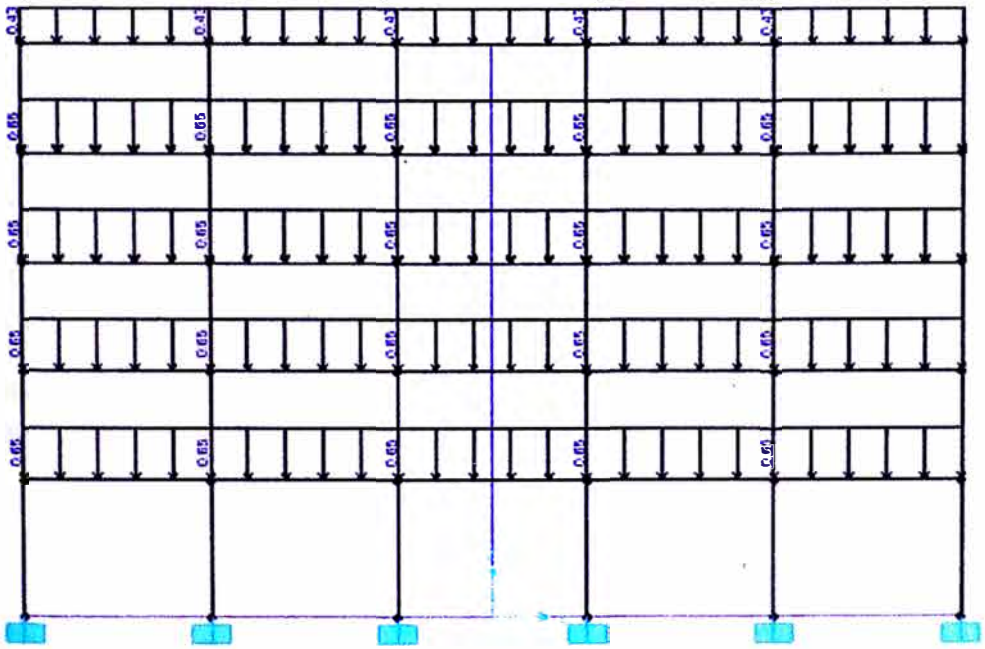
6.1.- ANALISIS PARA CARGAS VERTICALES

Para esta etapa del análisis se hará uso del programa SAP2000, analizando la edificación como un sistema estructural espacial.

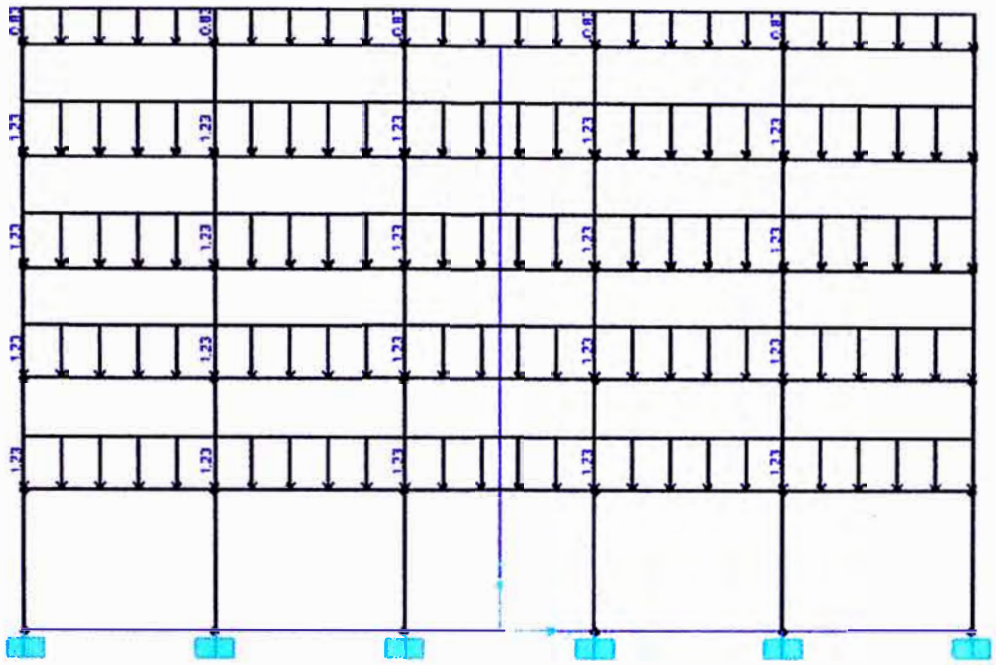
Para este análisis se ha considerado la alternancia (dameros) de la sobrecarga .Para la estructura en estudio se requiere resolver 12 combinaciones de carga incluida una envolvente de todas las combinaciones.

A continuación se presenta los 3 estados de carga (dameros) y las combinaciones de cargas usadas para el análisis estructural por cargas de gravedad y de sismo en el programa SAP2000, asimismo se presenta un resumen de las cargas verticales sin considerar el peso propio de las vigas, ya que el programa ya lo considera dentro su análisis. También se presenta el espectro inelástico de pseudo aceleraciones, la masa y la masa rotacional de cada nivel.

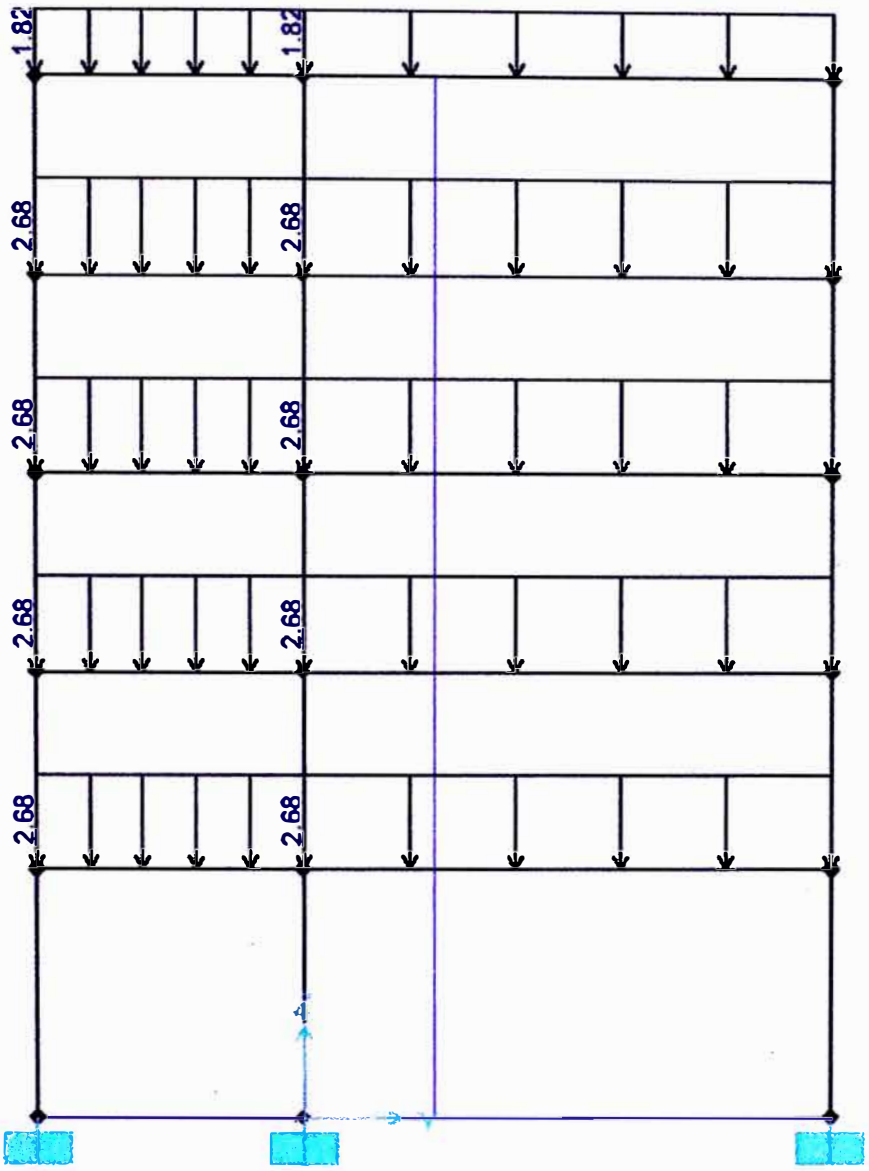
PRIMER ESTADO DE CARGA MUERTA (D)



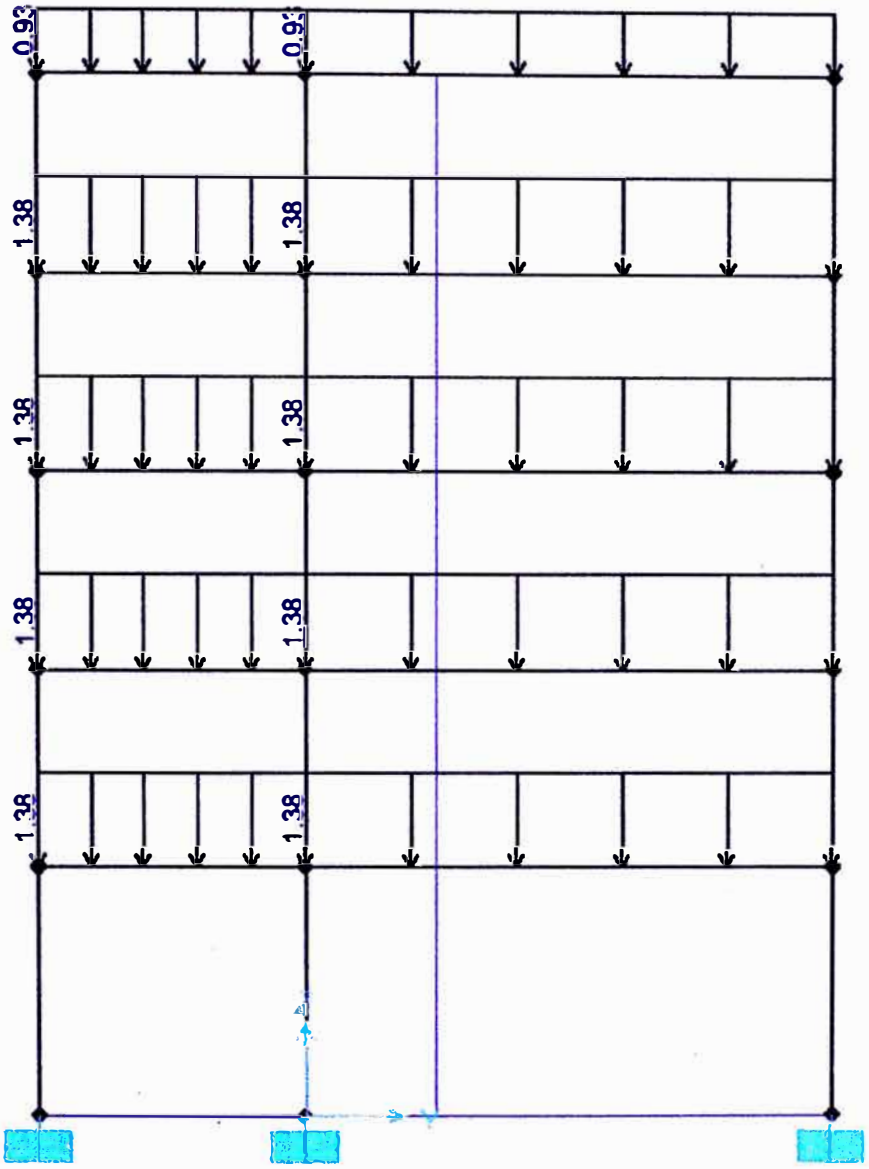
PORTICO EJE 1,3



PORTCO EJE 2

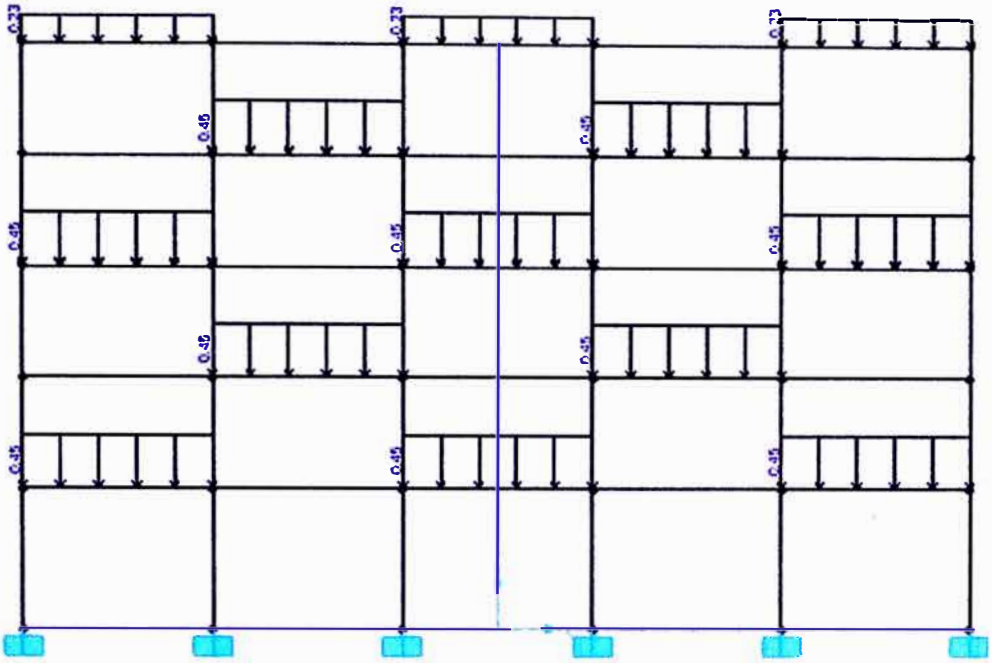


PORTICO EJES B,C,D,E

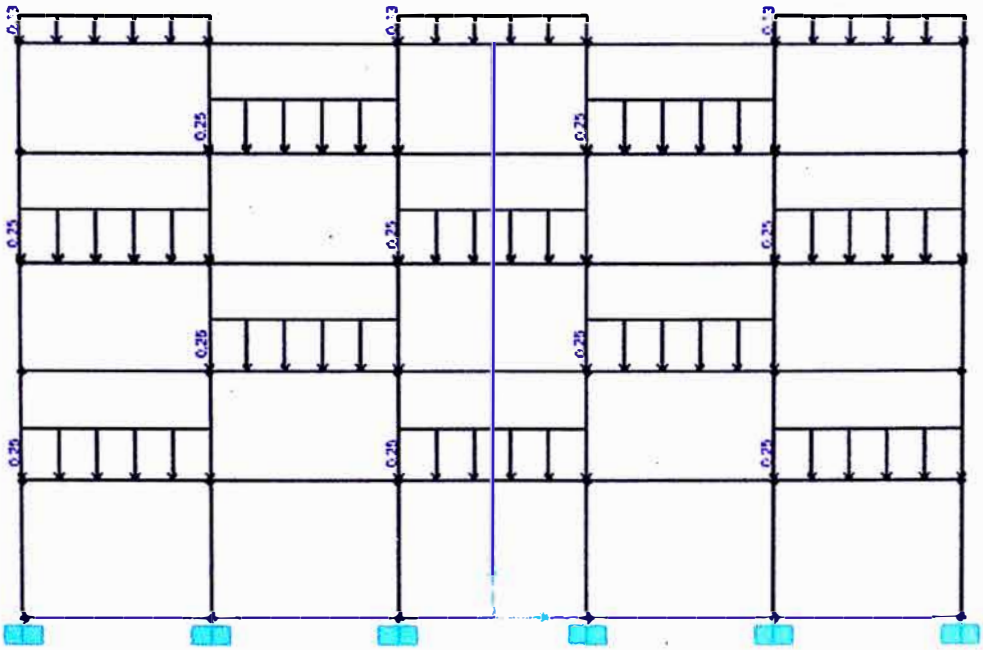


PORTICOS EJE A,F

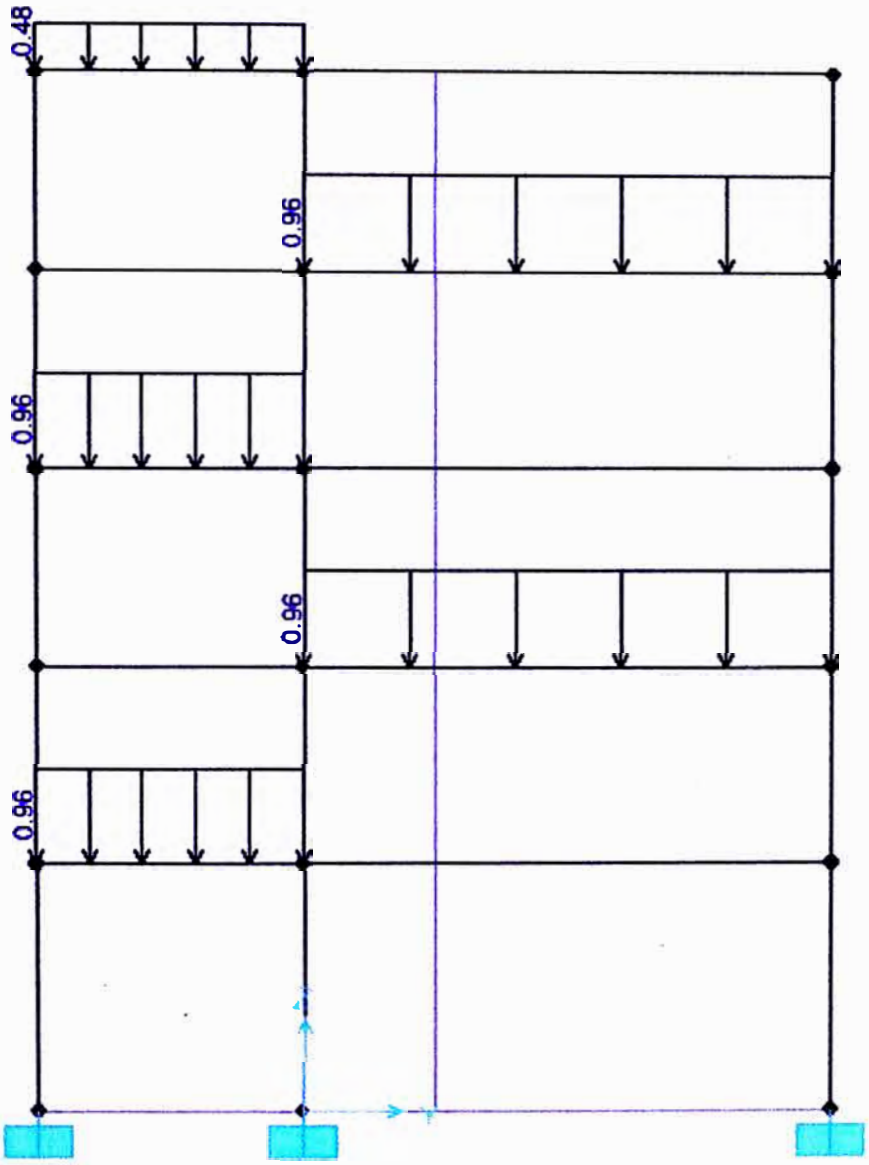
SEGUNDO ESTADO DE CARGA VIVA (L1)



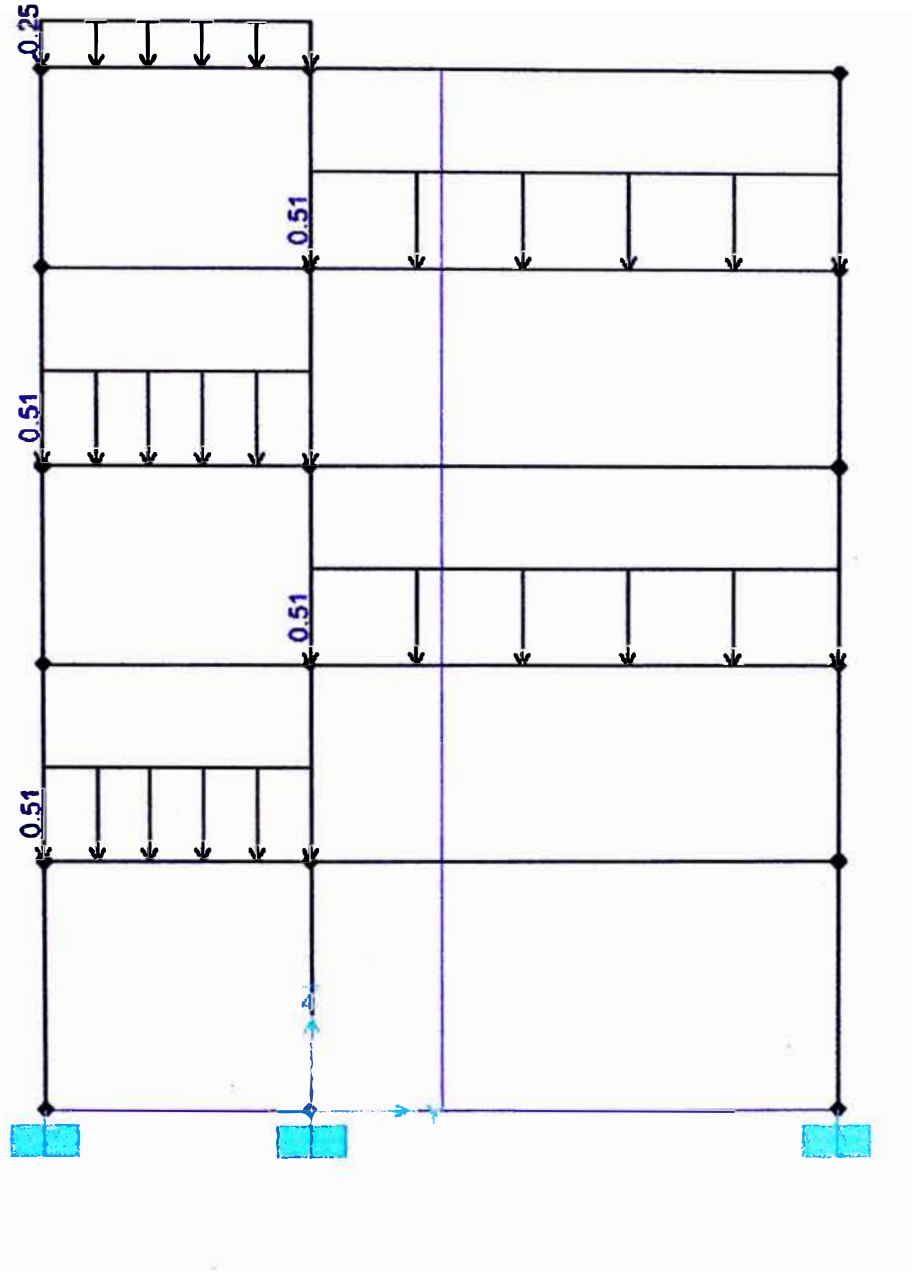
PORTICO EJE 2



PORTICO EJE 1,3

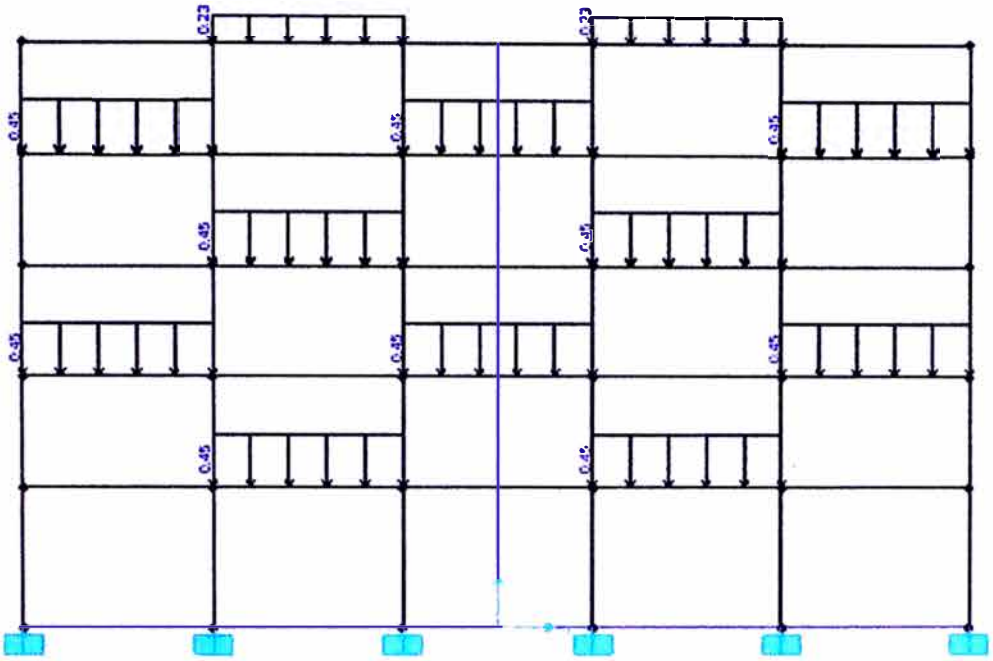


PORTICO EJE B,C,D,E

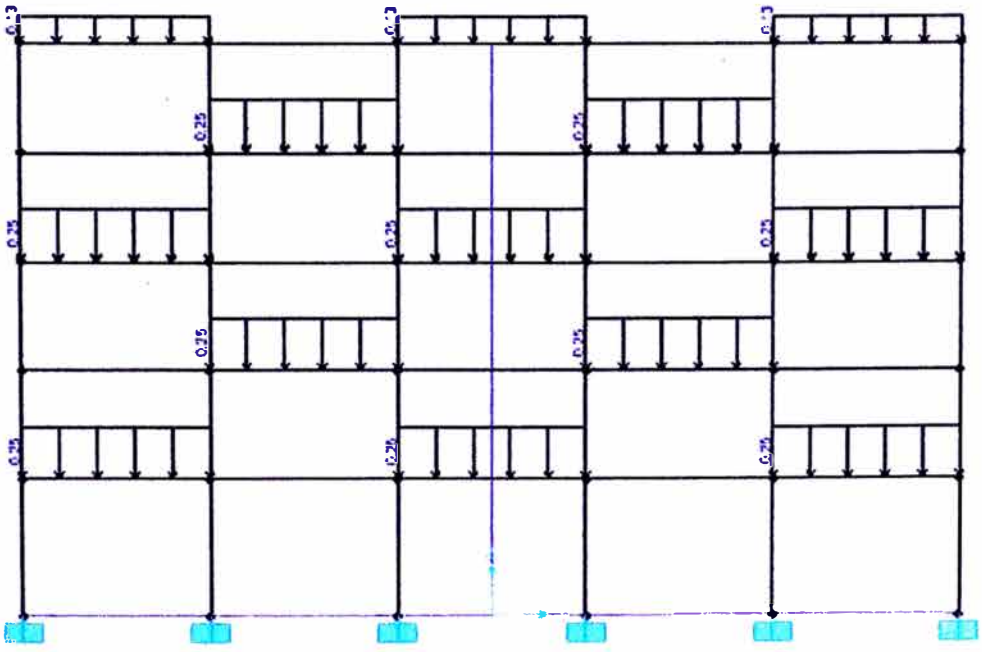


PORTICO EJE A,F

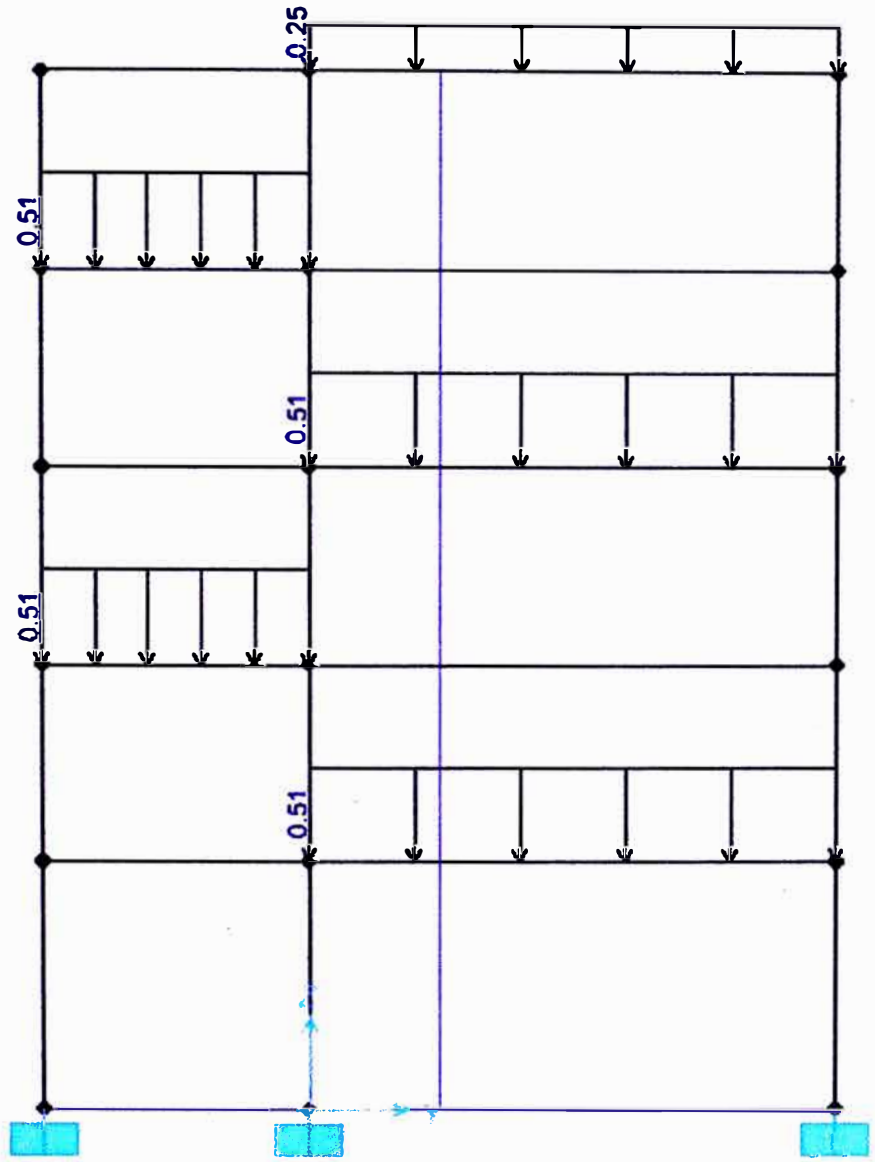
TERCER SISTEMA DE CARGA(L2)



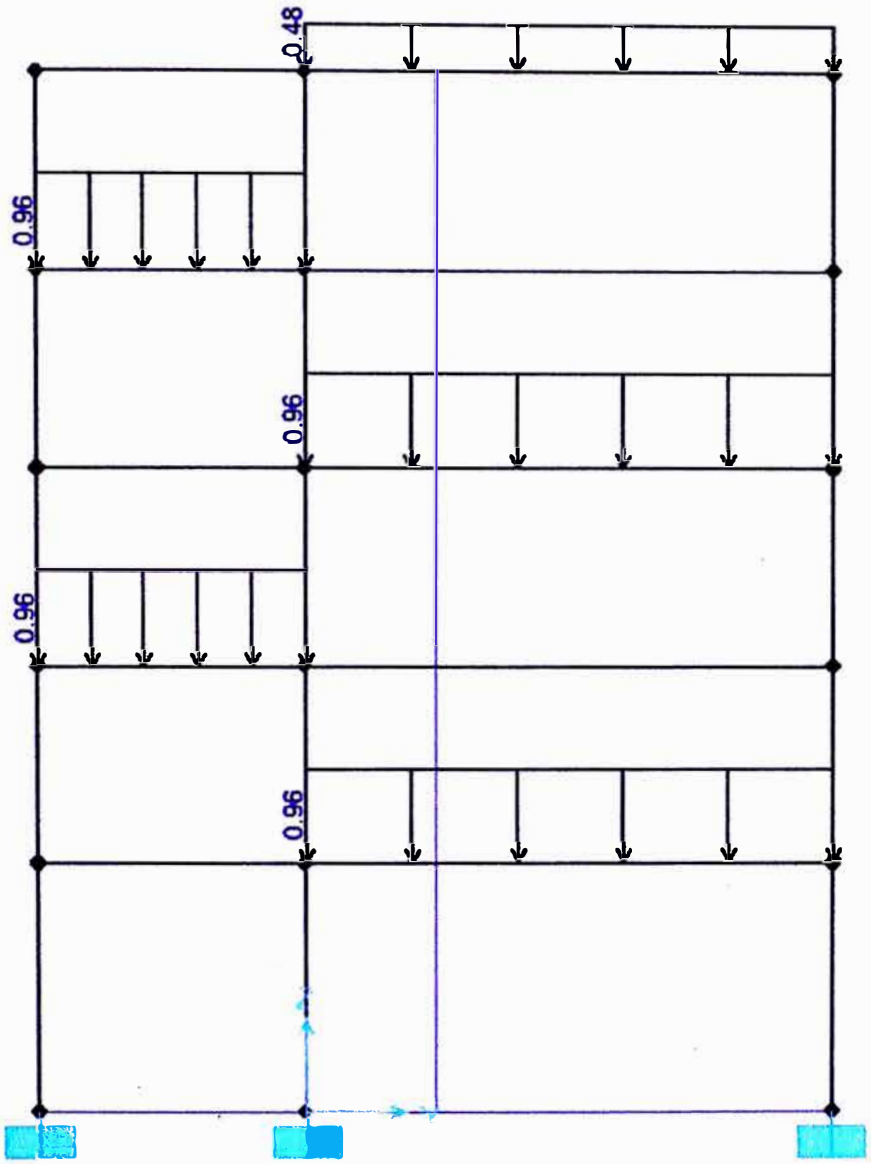
PORTICO EJE 2



PORTICO EJE 1,3



PORTICO EJE A,F



PORTICO EJE B,C,D,E

METRADO DE CARGAS VERTICALES EN VIGAS (tn/m)

NIVEL 5									
EJE	A	B	C	D	E	F	1	2	3
WD(tn/m)	0.926	1.822	1.822	1.822	1.822	0.926	0.425	0.825	0.425
WL(Tn/m)	0.254	0.478	0.478	0.478	0.478	0.254	0.125	0.225	0.125
NIVEL 4									
WD(tn/m)	1.3832	2.6824	2.6824	2.6824	2.6824	1.3832	0.65	1.23	0.65
WL(tn/m)	0.508	0.956	0.956	0.956	0.956	0.508	0.25	0.45	0.25
NIVEL 3									
WD(tn/m)	1.3832	2.6824	2.6824	2.6824	2.6824	1.3832	0.65	1.23	0.65
WL(tn/m)	0.508	0.956	0.956	0.956	0.956	0.508	0.25	0.45	0.25
NIVEL 2									
WD(tn/m)	1.3832	2.6824	2.6824	2.6824	2.6824	1.3832	0.65	1.23	0.65
WL(tn/m)	0.508	0.956	0.956	0.956	0.956	0.508	0.25	0.45	0.25
NIVEL 1									
WD(tn/m)	1.3832	2.6824	2.6824	2.6824	2.6824	1.3832	0.65	1.23	0.65
WL(Tn/m)	0.508	0.956	0.956	0.956	0.956	0.508	0.25	0.45	0.25

ESPECTRO INELASTICO DE PSEUDOS ACELERACIONES

Z= 0.3 RY= 7
U= 1 RX= 7
S= 1 Tp= 0.4

T	C	ZUSC	Sax	Say
0.10	2.50	0.75	1.05	1.05
0.20	2.50	0.75	1.05	1.05
0.30	2.50	0.75	1.05	1.05
0.40	2.50	0.75	1.05	1.05
0.50	2.00	0.60	0.84	0.84
0.60	1.67	0.50	0.70	0.70
0.70	1.43	0.43	0.60	0.60
0.80	1.25	0.38	0.53	0.53
0.90	1.11	0.33	0.47	0.47
1.00	1.00	0.30	0.42	0.42
1.10	0.91	0.27	0.38	0.38
1.20	0.83	0.25	0.35	0.35
1.30	0.77	0.23	0.32	0.32
1.40	0.71	0.21	0.30	0.30
1.50	0.67	0.20	0.28	0.28
1.60	0.63	0.19	0.26	0.26
1.70	0.59	0.18	0.25	0.25
1.80	0.56	0.17	0.23	0.23
1.90	0.53	0.16	0.22	0.22

NIVEL	PESO(T)	MASA(T/m/s2)	Jm
4	241.52	24.645	1479.79
3	241.52	24.645	1479.34
2	241.52	24.645	1479.34
1	245.91	25.093	1506.23

COMB1 1.5D+1.8L1

COMB2 1.5D+1.8L2

COMB3 1.5D+1.8 (L1+L2)

COMB4 1.25 (D+L1+L2)+SX

COMB5 1.25 (D+L1+L2)-SX

COMB6 1.25 (D+L1+L2)+SY

COMB7 1.25 (D+L1+L2)-DY

COMB8 0.9D+SX

COMB9 0.9D-SX

COMB10 0.9D+SY

COMB11 0.9D-SY

Además, se agregará una envolvente de las anteriores.

DONDE:

D: Carga permanente

L1: Un "damero" de cargas vivas

L2: Un damero complementario

SX: Sismo en la dirección X

SY: Sismo en la dirección Y

CAPITULO VII
DISEÑO ESTRUCTURAL

7.1.- DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA

En el capítulo IV se metró las cargas para el diseño de las losas, y obtuvimos lo siguientes resultados:

NIVEL	CARGA QUE SOPORTA CADA VIGUETA	
	WD(t/m)	WL(t/m)
1 a 4 PISO	0.232	0.08
5 PISO	0.16	0.04

Para el cálculo de los momentos y fuerzas cortantes utilizaremos el método simplificado de coeficientes. En la siguiente hoja se indica el cálculo de dichos momentos.

DISEÑO DE LA LOSA DEL PRIMER AL CUARTO PISO

Datos y formulas.

Ya anteriormente se calculó: h = 20cm;

d= 20-(2+1.29/2)=17.355cm ;(Considerando un recubrimiento de 2 cm y Acero de ½ pul)

$f_y = 4200\,kg/cm^2$; $f'_c = 210\,kg/cm^2$; b= 10cm ; ϕ =0.90

$$W = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u}{\phi f'_c b d^2}} \quad ; \quad \rho = W \frac{f'_c}{f_y} \quad ; \quad A_s = \rho b d$$

Con el valor Mu obtenido en la página siguiente se calcula el área del acero.

El cálculo del área del acero se indica en el recuadro de la siguiente hoja.

$$A_{MIN} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4200} * 10 * 17.355 = 0.42\,cm^2$$

Acero de temperatura

A_{Stemp} = Acero de temperatura = 0.0018t*b = 0.0018*5*100=0.9cm2

Considerando Acero de ¼ de pulgada, se tendrá que colocar cada:

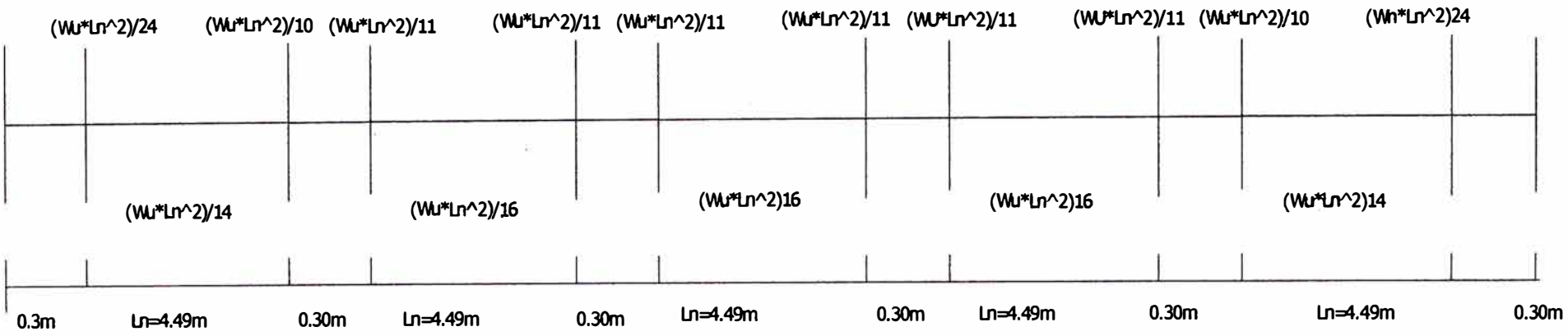
$S \leq \frac{A_s}{A_{Stem}} = \frac{0.32}{0.9} = 0.36cm$ (donde 0.32 es el área del acero de ¼ de pulgada)

$S \leq 45cm$

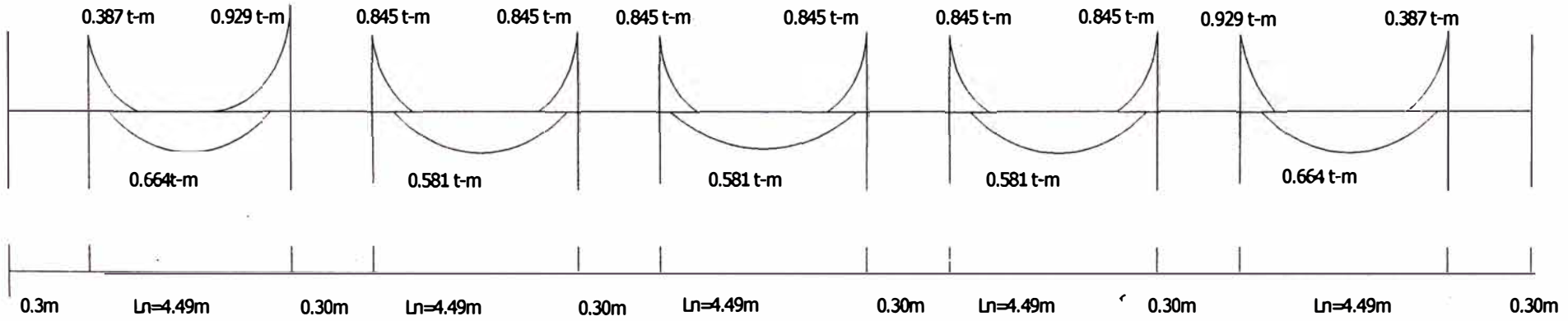
$S \leq 5 * t = 25$ ("t" es el espesor de la losa)

De estos valores se toma el menor, o sea S=25cm

$\Rightarrow$ El acero de temperatura será colocado cada 25 cm.



Remplasando Wu=1.4WD+1.7WL=0.461 T/m
Wu=0.461 T/m Y Ln=4.49 m
se obtiene:



W	0.0709	0.1828	0.1643	0.1643	0.1643	0.1643	0.1643	0.1643	0.1828	0.0709
	0.126		0.109		0.109		0.109		0.126	
ρ	0.0036	0.0091	0.0082	0.00822	0.0082	0.0082	0.0082	0.0082	0.0091	0.0036
	0.0063		0.0055		0.0055		0.0055		0.0063	
As(cm2)	0.62	1.59	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.59	0.62
	1.09		0.95		0.95		0.95		1.09	
ϕ	1 de 3/8	1 de 1/2+1 de 3/8		1 de 1/2 +1 de 3/8		1 de 1/2 + 1 de 3/8		1 de 1/2 + 1 de 3/8		1 de 3/8
	1 de 1/2		1 de 1/2		1 de 1/2		1 de 1/2		1 de 1/2	

ACERO DE LAS VIGUETAS DE LA LOSA DEL PRIMER PISO AL CUARTO PISO

Verificación por corte:

Cortante que toma el concreto: Vc=$0.53\sqrt{f'_c}\,b_w d$

Vc=$0.53\sqrt{210}*10*17.355=1.33tn \Rightarrow \phi V_c = 0.85*1.33=1.13tn$

Por otro lado, el cortante a una distancia "d" de la cara de la viga (en el diagrama de fuerza cortante) es:

Vd=0.95tn Y Vd=1.10tn$\Rightarrow \phi V_c \rangle Vd$ ok.

DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA DEL QUINTO NIVEL

Datos:

h= 20cm. ; d= 17.355cm ; $f'_c = 210\,kg/cm^2$; $\phi = 0.90$; b=10cm

Wd=0.16tn/m; WL=0.04tn/m$\Rightarrow$ Wu=1.4Wd+1.7 WL$\Rightarrow$ Wu =0.292tn/m

Conociendo Wu se calcula los momentos y fuerzas cortantes por el método simplificado de los coeficientes, como se hizo anteriormente.

En este caso solo me limitaré a realizar los cálculos finales para obtener el acero de las viguetas, así como se muestra en el cálculo de la siguiente hoja. Todos los pasos anteriores son similares a los cálculos realizados para los primeros pisos.

$$A_{MIN} = 0.7\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 0.7\frac{\sqrt{210}}{4200}*10*17.355 = 0.42\,cm^2$$

Acero de temperatura

A_{Stemp} = Acero de temperatura = 0.0018t*b = 0.0018*5*100=0.9cm2

Considerando Acero de ¼ de pulgada, se tendrá que colocar cada:

$S \le \frac{A_s}{A_{Stem}} = \frac{0.32}{0.9} = 0.36cm$ (donde 0.32 es el área del acero de ¼ de pulgada)

$S \le 45cm$

$S \leq 5 * t = 25$ ("t" es el espesor de la losa)

De estos valores se toma el menor, o sea S=25cm

$\Rightarrow$ El acero de temperatura será colocado cada 25 cm.

Verificación por corte:

Cortante que toma el concreto: Vc= $0.53\sqrt{f'_c}\, b_w d$

Vc=$0.53\sqrt{210} * 10 * 17.355 = 1.33tn \Rightarrow \phi V_c = 0.85 * 1.33 = 1.13tn$

Por otro lado, el cortante a una distancia "d" de la cara de la viga (en el diagrama de fuerza cortante) es:

Vud= 0.601tn y Vud=0.700tn $\Rightarrow \phi Vc \rangle$ Vud ok.

M_u	245.28	588.67	535.16	535.16	535.16	535.16	535.16	535.16	588.67	245.28
	420.48		367.92		367.92		367.92		420.48	
$A_s(cm^2)$	0.58	0.96	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.96	0.58
	0.67		0.58		0.58		0.58		0.67	
ϕ	1 de 3/8	1 de 1/2	1 de 1/2		1 de 1/2		1 de 1/2		1 de 1/2	1 de 3/8
	1de 3/8		1de 3/8		1de 3/8		1de 3/8		1de 3/8	

CÁLCULO DE LOS ACEROS DE LAS VIGUETAS DEL ALIGERADO DEL QUINTO NIVEL

7.2.- DISEÑO DE VIGAS.

Para el diseño de las vigas se tuvo en cuenta la cuantia minima y la maxima:

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = .0024 \text{ ; Amin= } \rho_{min} * b * d$$

Cuantia maxima: $\rho_{max} = 0.75\,\rho_b$ (zona no sismicas)

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * f'_c * \frac{(6000)}{f_y * (6000 + f_y)} = .02125$$ ➔ por lo tanto: $\rho_{max} = 0.0159$

Área máxima: Amax= $\rho_{max} * b * d$

Otra cosa importante que se debe tener muy encuente es:

- El refuerzo de momento positivo en la cara del nudo debe ser mayor o igual a la mitad del refuerzo negativo del mismo nudo.
- En cualquier sección a lo largo del elemento:

$$^{+}A_s \geq \frac{^{-}A_{s\,max\,de\,la\,cara\,del\,Nudo}}{4}$$

$$^{-}A_s \geq \frac{^{+}A_{s\,max\,de\,la\,cara\,del\,nudo}}{4}$$

El estribo que se empleo es de 3/8 de pulgada como mínimo, según reglamento.

En el diseño de las vigas de los diferentes pórticos, solamente se diseñó dos vigas por cada eje, el del nivel 5 y uno del nivel típico (el que tiene más momentos).

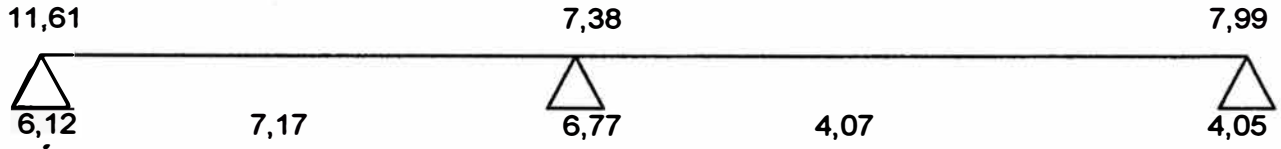
El diseño que se realiza para los ejes 1,2y3, solamente he considerado vigas de dos luces, debido que los momentos que me arroja SAP2000 son simétricos y por lo tanto el diseño de los aceros también son simétricos.

DISEÑO DE VIGA: EJE1-NIVEL 2

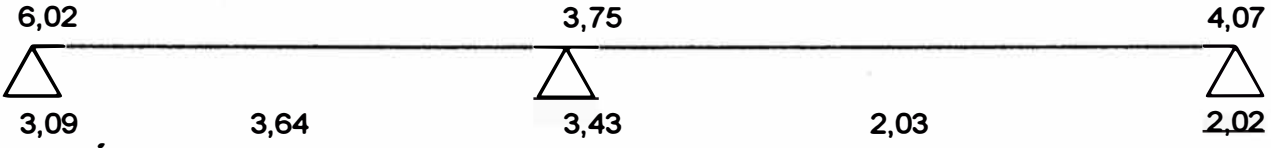
DATOS:

Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**			
Fc=	210	kg/cm2	M1=	11,61	tn-m	M1=	6,12	tn-m	
b=	0,25	m.	M2=	7,38	tn-m	M2=	6,77	tn-m	
h=	0,6	m	M3=	7,99	tn-m	M3=	4,05	tn-m	
d=	0,54	m.				M 1-2=	7,17	tn-m	
						M 2-3=	4,07	tn-m	
Cuantía mínima=	0,0024								
Área mínima=	3,24	cm2				PD=	0,65	tn/m	
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,25	tn/m	
Área máxima=	21,47	cm2	Wu=1.5*PD+1.8*PL=			1,425		TN/m	
Longitud de los tramos:									
Ln1=	3,6	m							
Ln2=	4,4	m							

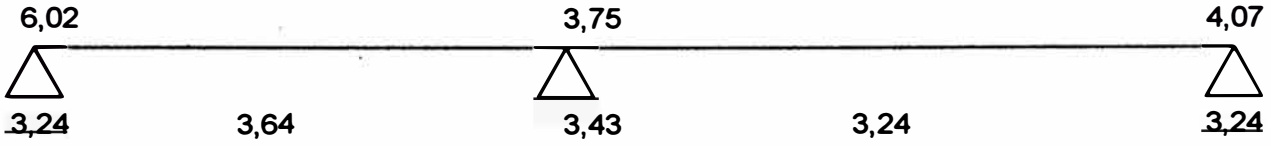
Momentos(tn-m)



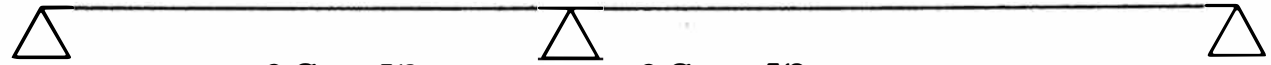
Áreas de acero(cm2)



Área de acero tomando encuenta el área mínima y el área máxima(cm2)



2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8
2 Ø 1/2 (6,49 cm2)	0 Ø 5/8 (3,96 cm2)	1 Ø 3/8 (4,67 cm2)



2 Ø 5/8 (3,96 cm2)	2 Ø 5/8 (3,96 cm2)	
0 Ø 1/2	0 Ø 1/2	0 Ø 1/2
2 Ø 5/8 (3,96 cm2)	2 Ø 5/8 (3,96 cm2)	2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2		**Tamo 2-3**	
d1=h-(4+Øe+D/2)			
d1= 53,46 cm		d1=	53,46 cm
As1= 6,49 cm2		As1=	3,96 cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	7,64 cm	a=	4,66 cm

My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)= 16,9 tn-m	My1= 10,63 tn-m
d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 54,26 cm2	d2= 54,26 cm
As2= 3,96 cm2	As2= 3,96 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 4,66 cm	a2= 4,66 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 10,8 tn-m	My2= 10,79 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 10,263 tn	VuA= 8,00 tn
VnA=VuA/Ø= 12,07 tn	VnA= 9,42 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 26,50 cm	S= 33,99 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 13,37 cm	Smax= 13,37 cm
8ØLn= 12,7	8ØLn= 12,7 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 9,06 ·@ 0,13	1@0.05, 9,06 ·@ 0,13
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 8,553 tn	V2h= 6,29 tn
Vn=V2h/Ø= 10,06 tn	Vn= 7,40 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 10,27 tn	Vc= 10,27 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= -15,75 m	S= -1,12 m
Smax=d/2= 0,27 m ; 60cm	Smax= 0,27 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 9,06 ·@ 0,13 ,Rto 0,27	1 @ 0.05, 9,06 ·@ 0,13 Rto 0,27

DISEÑO DE VIGA: EJE1-NIVEL 5

DATOS:

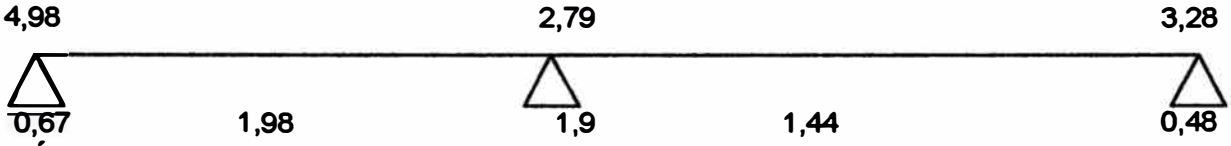
Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**			
Fc=	210	kg/cm2	M1=	4,98	tn-m	M1=	0,67	tn-m	
b=	0,25	m.	M2=	2,79	tn-m	M2=	1,9	tn-m	
h=	0,5	m	M3=	3,28	tn-m	M3=	0,48	tn-m	
d=	0,44	m.				M 1-2=	1,98	tn-m	
						M 2-3=	1,44	tn-m	
Cuantía mínima=	0,0024								
Área mínima=	2,64	cm2				PD=	0,425	tn/m	
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,125	tn/m	
Área máxima=	17,49	cm2	Wu=1.5*PD+1.8*PL=			0,8625		TN/m	

Longitud de los tramos:

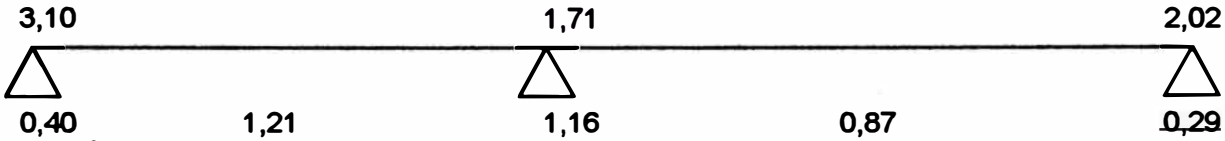
Ln1= 3,6 m

Ln2= 4,4 m

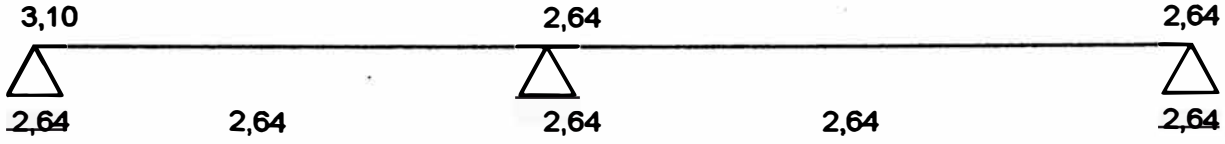
Momentos(tn-m)



Áreas de acero(cm2)

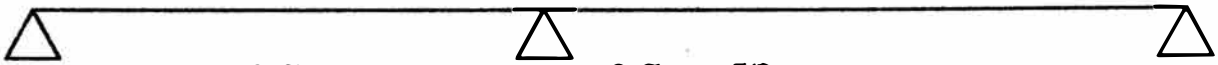


Área de acero tomando encuenta el área mínima y el área máxima(cm2)



2 Ø 5/8 | 2 Ø 5/8 | 2 Ø 5/8

0 Ø 1/2 (3,96 cm2) | 0 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 0 Ø 3/8 (3,96 cm2)



2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

0 Ø 1/2 | 0 Ø 1/2 | 0 Ø 1/2

2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2			**Tramo 2-3**		
d1=h-(4+Øe+D/2)					
d1= 43,46 cm			d1=	43,46	cm
As1= 3,96 cm2			As1=	3,96	cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	4,66	cm	a=	4,66	cm
My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)=	8,55	tn-m	My1=	8,55	tn-m

d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 44,26 cm2	d2= 44,26 cm
As2= 3,96 cm2	As2= 3,96 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 4,66 cm	a2= 4,66 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 8,71 tn-m	My2= 8,71 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 6,348 tn	VuA= 5,82 tn
VnA=VuA/Ø= 7,47 tn	VnA= 6,85 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 34,84 cm	S= 37,99 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 10,87 cm	Smax= 10,87 cm
8ØLn= 12,7	8ØLn= 12,7 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11	1@0.05, 8,74 ·@ 0,11
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 5,485 tn	V2h= 4,96 tn
Vn=V2h/Ø= 6,45 tn	Vn= 5,83 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 8,35 tn	Vc= 8,35 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= -1,375 m	S= -1,04 m
Smax=d/2= 0,22 m ; 60cm	Smax= 0,22 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11 ,Rto 0,22	1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11 Rto 0,22

DISEÑO DE VIGA: EJE2-NIVEL 5

DATOS:

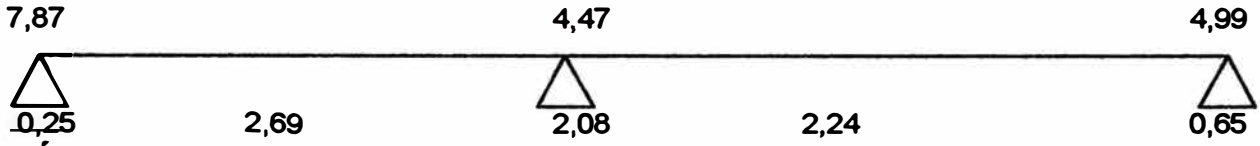
Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**		
Fc=	210	kg/cm2	M1=	7,87	tn-m	M1=	0,25	tn-m
b=	0,25	m.	M2=	4,47	tn-m	M2=	2,08	tn-m
h=	0,5	m	M3=	4,99	tn-m	M3=	0,65	tn-m
d=	0,44	m.				M 1-2=	2,69	tn-m
						M 2-3=	2,24	tn-m
Cuantía mínima=	0,0024							
Área mínima=	2,64	cm2				PD=	0,825	tn/m
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,225	tn/m
Área máxima=	17,49	cm2	Wu=1.5*PD+1.8*PL=			1,6425		TN/m

Longitud de los tramos:

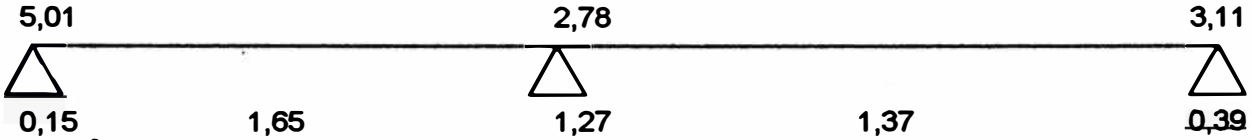
Ln1= 4,43 m

Ln2= 4,43 m

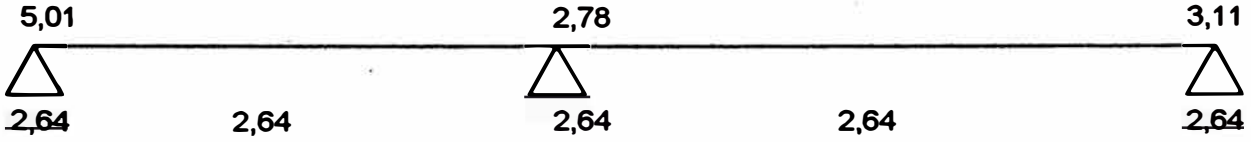
Momentos(tn-m)



Áreas de acero(cm2)



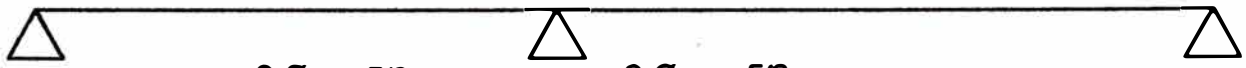
Área de acero tomando encuenta el área mínima y el área máxima(cm2)



1 Ø 1/2
2 Ø 5/8 (5,23 cm2)

2 Ø 5/8
0 Ø 3/8 (3,96 cm2)

2 Ø 5/8
0 Ø 3/8 (3,96 cm2)



2 Ø 5/8
(3,96 cm2)

2 Ø 5/8
(3,96 cm2)

0 Ø 1/2
2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

0 Ø 3/8
2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

0 Ø 1/2
2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2			**Tamo 2-3**		
d1=h- (4+Øe+D/2)					
d1=	43,46	cm	d1=	43,46	cm
As1=	5,23	cm2	As1=	3,96	cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	6,15	cm	a=	4,66	cm
My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)=	11,1	tn-m	My1=	8,55	tn-m

d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 44,26 cm2	d2= 44,26 cm
As2= 3,96 cm2	As2= 3,96 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 4,66 cm	a2= 4,66 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 8,71 tn-m	My2= 8,71 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 8,106 tn	VuA= 7,53 tn
VnA=VuA/Ø= 9,54 tn	VnA= 8,86 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 27,28 cm	S= 29,35 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 10,87 cm	Smax= 10,87 cm
8ØLn= 12,7	8ØLn= 12,7 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11	1@0.05, 8,74 ·@ 0,11
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 6,464 tn	V2h= 5,89 tn
Vn=V2h/Ø= 7,60 tn	Vn= 6,93 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 8,35 tn	Vc= 8,35 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= -3,511 m	S= -1,84 m
Smax=d/2= 0,22 m ; 60cm	Smax= 0,22 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11 ,Rto 0,22	1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11 Rto 0,22

DISEÑO DE VIGA: EJE3-NIVEL 2

DATOS:

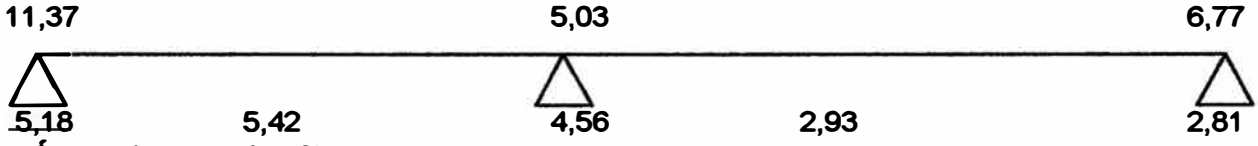
Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**		
Fc=	210	kg/cm2	M1=	11,37	tn-m	M1=	5,18	tn-m
b=	0,25	m.	M2=	5,03	tn-m	M2=	4,56	tn-m
h=	0,6	m	M3=	6,77	tn-m	M3=	2,81	tn-m
d=	0,54	m.				M 1-2=	5,42	tn-m
						M 2-3=	2,93	tn-m
Cuantía mínima=	0,0024							
Área mínima=	3,24	cm2				PD=	0,65	tn/m
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,25	tn/m
Área máxima=	21,47	cm2	Wu=1.5*PD+1.8*PL=			1,425		TN/m

Longitud de los tramos:

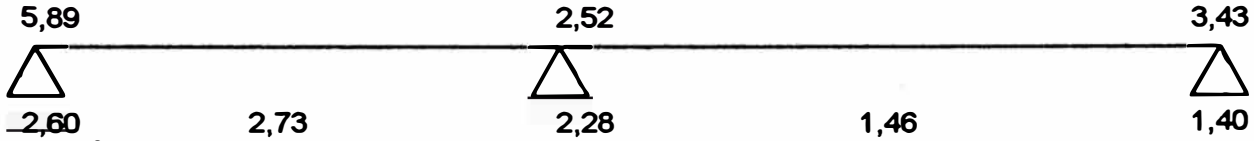
Ln1= 3,6 m

Ln2= 4,5 m

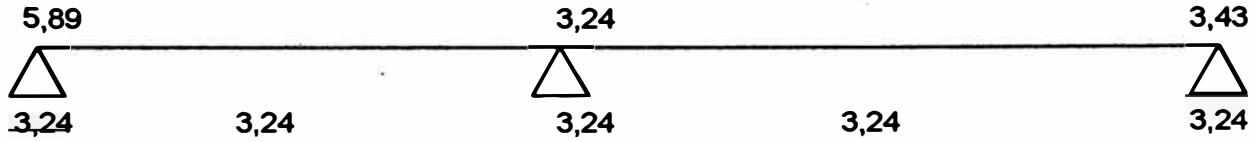
Momentos(tn-m)



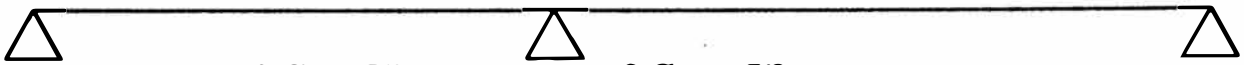
Áreas de acero(cm2)



Área de acero tomando encuenta el área minima y el área máxima(cm2)



2 Ø 5/8 2 Ø 1/2 (6,49 cm2) | 2 Ø 5/8 0 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 0 Ø 3/8 (3,96 cm2)



2 Ø 5/8 (3,96 cm2) 0 Ø 1/2 2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2) 0 Ø 1/2 2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 0 Ø 1/2 2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2			**Tramo 2-3**		
d1=h-(4+Øe+D/2)					
d1= 53,46 cm			d1=	53,46	cm
As1= 6,49 cm2			As1=	3,96	cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	7,64	cm	a=	4,66	cm
My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)=	16,9	tn-m	My1=	10,63	tn-m

d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 54,26 cm2	d2= 54,26 cm
As2= 3,96 cm2	As2= 3,96 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 4,66 cm	a2= 4,66 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 10,8 tn-m	My2= 10,79 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 10,26 tn	VuA= 7,97 tn
VnA=VuA/Ø= 12,07 tn	VnA= 9,37 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 26,50 cm	S= 34,14 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 13,37 cm	Smax= 13,37 cm
8ØLn= 12,7	8ØLn= 12,7 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 9,06 ·@ 0,13	1@0.05, 9,06 ·@ 0,13
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 8,553 tn	V2h= 6,26 tn
Vn=V2h/Ø= 10,06 tn	Vn= 7,36 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 10,27 tn	Vc= 10,27 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= -15,75 m	S= -1,10 m
Smax=d/2= 0,27 m ; 60cm	Smax= 0,27 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 9,06 ·@ 0,13 ,Rto 0,27	1 @ 0.05, 9,06 ·@ 0,13 Rto 0,27

DISEÑO DE VIGA: EJE3-NIVEL 5

DATOS:

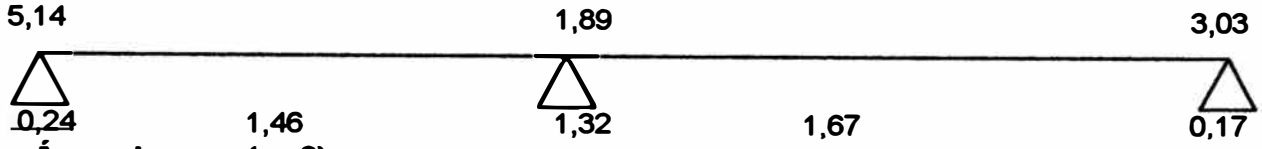
Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**	
Fc=	210	kg/cm2	M1=	5,14	tn-m	M1=	0,24 tn-m
b=	0,25	m.	M2=	1,89	tn-m	M2=	1,32 tn-m
h=	0,5	m	M3=	3,03	tn-m	M3=	0,17 tn-m
d=	0,44	m.				M 1-2=	1,46 tn-m
						M 2-3=	1,67 tn-m
Cuantía mínima=	0,0024						
Área mínima=	2,64	cm2				PD=	0,425 tn/m
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,125 tn/m
Área máxima=	17,49	cm2	Wu=1.5*PD+1.8*PL=		0,8625 TN/m		

Longitud de los tramos:

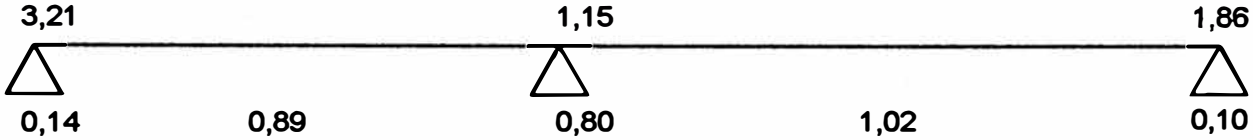
Ln1= 3,6 m

Ln2= 4,5 m

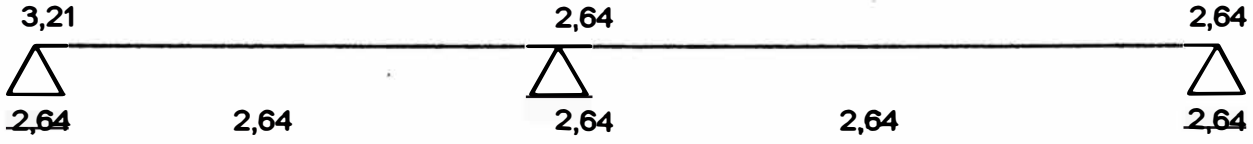
Momentos(tn-m)



Áreas de acero(cm2)

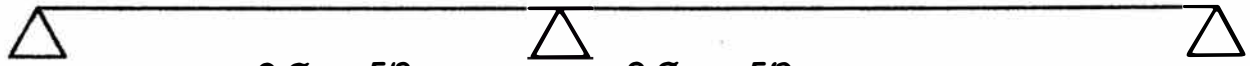


Área de acero tomando encuenta el área mínima y el área máxima(cm2)



2 Ø 5/8 | 2 Ø 5/8 | 2 Ø 5/8

0 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 0 Ø 3/4 (3,96 cm2) | 0 Ø 3/4 (3,96 cm2)



2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

0 Ø 1/2 | 0 Ø 1/2 | 0 Ø 3/8

2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2			**Tamo 2-3**		
d1=h-(4+Øe+D/2)					
d1=	43,46	cm	d1=	43,15	cm
As1=	3,96	cm2	As1=	3,96	cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	4,66	cm	a=	4,66	cm
My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)=	8,55	tn-m	My1=	8,48	tn-m

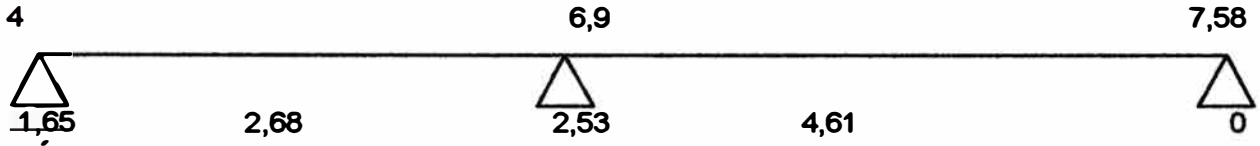
d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 44,26 cm2	d2= 44,10 cm
As2= 3,96 cm2	As2= 3,96 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 4,66 cm	a2= 4,66 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 8,71 tn-m	My2= 8,68 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 6,348 tn	VuA= 5,75 tn
VnA=VuA/Ø= 7,47 tn	VnA= 6,77 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 34,84 cm	S= 38,14 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 10,87 cm	Smax= 10,79 cm
8ØLn= 12,7	8ØLn= 15,24 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11	1@0.05, 8,81 ·@ 0,11
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 5,485 tn	V2h= 4,89 tn
Vn=V2h/Ø= 6,45 tn	Vn= 5,76 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 8,35 tn	Vc= 8,28 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= -1,375 m	S= -1,02 m
Smax=d/2= 0,22 m ; 60cm	Smax= 0,22 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11 ,Rto 0,22	1 @ 0.05, 8,81 ·@ 0,11 Rto 0,22

DISEÑO DE VIGA: EJEA-NIVEL 5

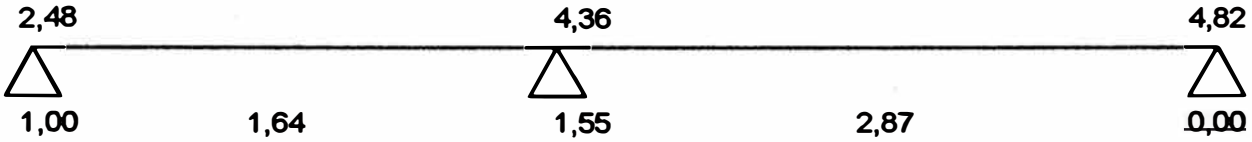
DATOS:

Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**		
Fc=	210	kg/cm2	M1=	4	tn-m	M1=	1,65	tn-m
b=	0,25	m.	M2=	6,9	tn-m	M2=	2,53	tn-m
h=	0,5	m	M3=	7,58	tn-m	M3=	0	tn-m
d=	0,44	m.				M 1-2=	2,68	tn-m
						M 2-3=	4,61	tn-m
Cuantía mínima=	0,0024							
Área mínima=	2,64	cm2				PD=	0,926	tn/m
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,254	tn/m
Área máxima=	17,49	cm2	Wu=1.5*PD+1.8*PL=			1,8462		TN/m
Longitud de los tramos:								
Ln1=	2,6	m						
Ln2=	6	m						

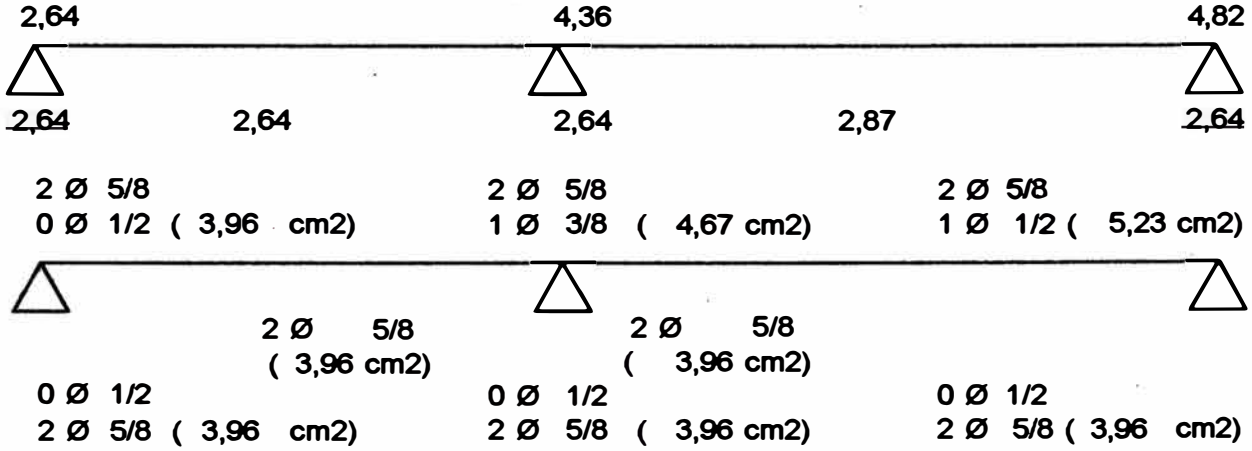
Momentos(tn-m)



Áreas de acero(cm2)



Área de acero tomando encuenta el área mínima y el área máxima(cm2)



DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2			**Tamo 2-3**		
d1=h-(4+Øe+D/2)					
d1=	43,46	cm	d1=	43,46	cm
As1=	3,96	cm2	As1=	4,67	cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	4,66	cm	a=	5,50	cm
My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)=	8,55	tn-m	My1=	9,98	tn-m

d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 44,26 cm2	d2= 44,26 cm
As2= 3,96 cm2	As2= 3,96 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 4,66 cm	a2= 4,66 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 8,71 tn-m	My2= 8,71 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 9,039 tn	VuA= 8,65 tn
VnA=VuA/Ø= 10,63 tn	VnA= 10,18 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 24,46 cm	S= 25,55 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 10,87 cm	Smax= 10,87 cm
8ØLn= 12,7	8ØLn= 12,7 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11	1@0.05, 8,74 ·@ 0,11
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 7,193 tn	V2h= 6,81 tn
Vn=V2h/Ø= 8,46 tn	Vn= 8,01 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 8,35 tn	Vc= 8,35 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= 22,17 m	S= -7,77 m
Smax=d/2= 0,22 m ; 60cm	Smax= 0,22 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11 ,Rto 0,22	1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11 Rto 0,22

DISEÑO DE VIGA: EJED-NIVEL 3

DATOS:

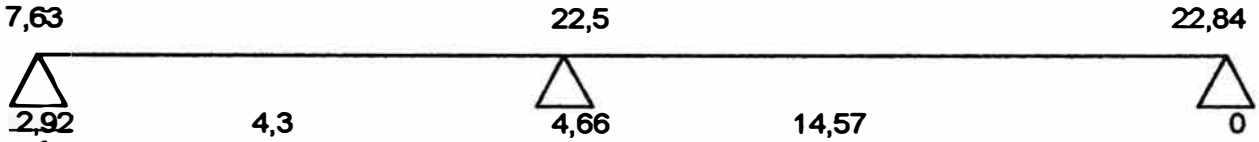
Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**		
Fc=	210	kg/cm2	M1=	7,63	tn-m	M1=	2,92	tn-m
b=	0,3	m.	M2=	22,5	tn-m	M2=	4,66	tn-m
h=	0,6	m	M3=	22,84	tn-m	M3=	0	tn-m
d=	0,54	m.				M 1-2=	4,3	tn-m
						M 2-3=	14,57	tn-m
Cuantía mínima=	0,0024							
Área mínima=	3,89	cm2				PD=	2,68	tn/m
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,956	tn/m
Área máxima=	25,76	cm2			Wu=1.5*PD+1.8*PL=		5,7408	TN/m

Longitud de los tramos:

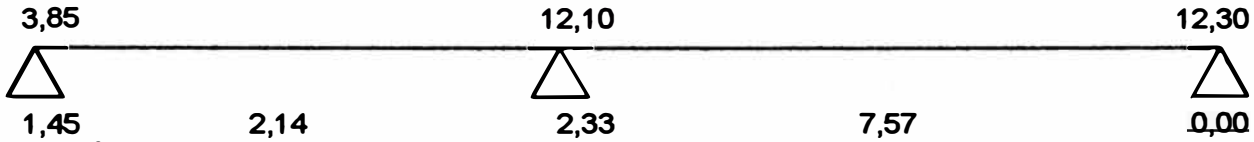
Ln1= 3,1 m

Ln2= 6,5 m

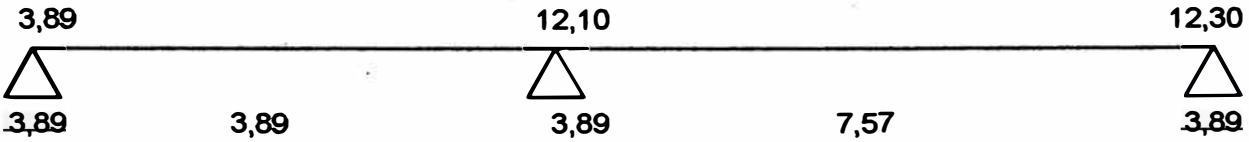
Momentos(tn-m)



Áreas de acero(cm2)

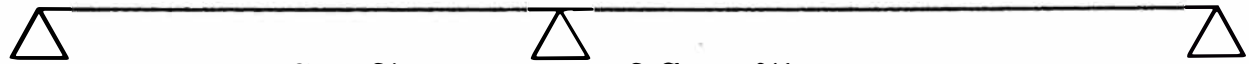


Área de acero tomando encuenta el área mínima y el área máxima(cm2)



2 Ø 5/8 | 2 Ø 5/8 | 2 Ø 5/8

0 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 3 Ø 3/4 (12,51 cm2) | 3 Ø 3/4 (12,51 cm2)



2 Ø 3/4 | 3 Ø 3/4

(5,70 cm2) | (8,55 cm2)

0 Ø 1/2 | 2 Ø 1/2 | 1 Ø 3/8

2 Ø 3/4 (5,70 cm2) | 2 Ø 5/8 (6,49 cm2) | 2 Ø 3/4 (6,41 cm2)

DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2			**Tamo 2-3**		
d1=h-(4+Øe+D/2)					
d1=	53,46	cm	d1=	53,15	cm
As1=	3,96	cm2	As1=	12,51	cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	3,88	cm	a=	12,26	cm
My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)=	10,7	tn-m	My1=	30,87	tn-m

d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 54,26 cm2	d2= 54,10 cm
As2= 6,49 cm2	As2= 6,41 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 6,36 cm	a2= 6,29 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 17,4 tn-m	My2= 17,16 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 17,97 tn	VuA= 26,05 tn
VnA=VuA/Ø= 21,14 tn	VnA= 30,64 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 15,14 cm	S= 10,38 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 13,37 cm	Smax= 13,29 cm
8ØLn= 12,7	8ØLn= 15,24 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 9,06 ·@ 0,13	1@0.05, 11,08 ·@ 0,10
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 11,08 tn	V2h= 19,16 tn
Vn=V2h/Ø= 13,03 tn	Vn= 22,54 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 12,32 tn	Vc= 12,25 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= 4,473 m	S= 0,31 m
Smax=d/2= 0,27 m ; 60cm	Smax= 0,27 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 9,06 ·@ 0,13 ,Rto 0,27	1 @ 0.05, ### ·@ 0,10 Rto 0,27

DISEÑO DE VIGA: EJED-NIVEL 5

DATOS:

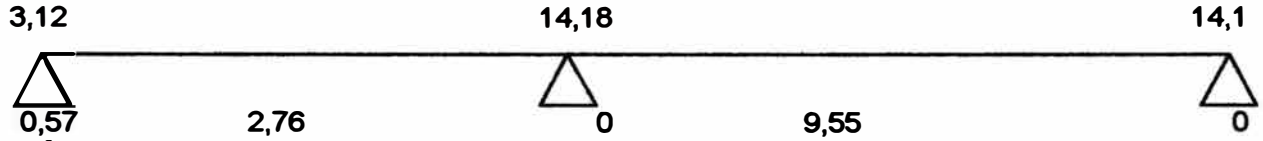
Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**	
Fc=	210	kg/cm2	M1=	3,12	tn-m	M1=	0,57 tn-m
b=	0,3	m.	M2=	14,18	tn-m	M2=	0 tn-m
h=	0,5	m	M3=	14,1	tn-m	M3=	0 tn-m
d=	0,44	m.				M 1-2=	2,76 tn-m
						M 2-3=	9,55 tn-m
Cuantía mínima=	0,0024						
Área mínima=	3,17	cm2				PD=	1,822 tn/m
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,478 tn/m
Área máxima=	20,99	cm2			Wu=1.5*PD+1.8*PL=	3,5934	TN/m

Longitud de los tramos:

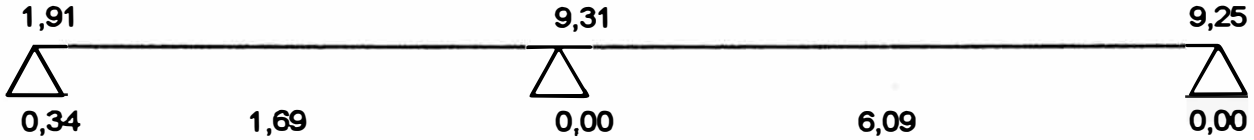
Ln1= 3,1 m

Ln2= 6,5 m

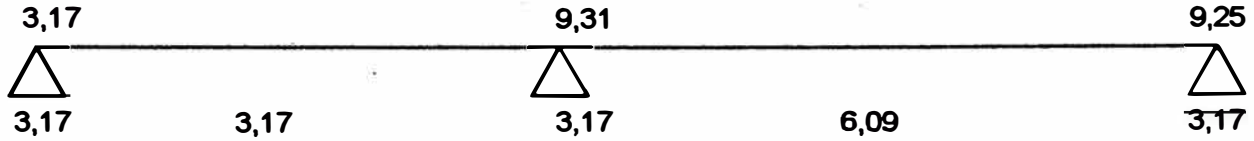
Momentos(tn-m)



Áreas de acero(cm2)

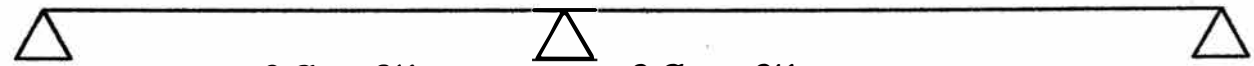


Área de acero tomando encuenta el área mínima y el área máxima(cm2)



2 Ø 5/8 | 2 Ø 5/8 | 2 Ø 5/8

0 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 3/4 (9,66 cm2) | 2 Ø 3/4 (9,66 cm2)



2 Ø 3/4 | 3 Ø 3/4

(5,70 cm2) | (8,55 cm2)

0 Ø 1/2 | 0 Ø 1/2 | 0 Ø 3/8

2 Ø 3/4 (5,70 cm2) | 2 Ø 3/4 (5,70 cm2) | 2 Ø 3/4 (5,70 cm2)

DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2			**Tamo 2-3**		
d1=h-(4+Øe+D/2)					
d1= 43,46 cm			d1=	43,15	cm
As1= 3,96 cm2			As1=	9,66	cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	3,88	cm	a=	9,47	cm
My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)=	8,63	tn-m	My1=	19,48	tn-m

d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 44,1 cm2	d2= 44,10 cm
As2= 5,70 cm2	As2= 5,70 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 5,59 cm	a2= 5,59 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 12,4 tn-m	My2= 12,36 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 12,34 tn	VuA= 16,58 tn
VnA=VuA/Ø= 14,52 tn	VnA= 19,50 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 17,92 cm	S= 13,24 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 10,87 cm	Smax= 10,79 cm
8ØLn= 12,7	8ØLn= 15,24 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11	1@0.05, 8,81 ·@ 0,11
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 8,747 tn	V2h= 12,98 tn
Vn=V2h/Ø= 10,29 tn	Vn= 15,27 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 10,01 tn	Vc= 9,94 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= 9,401 m	S= 0,48 m
Smax=d/2= 0,22 m ; 60cm	Smax= 0,22 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 8,74 ·@ 0,11 ,Rto 0,22	1 @ 0.05, 8,81 ·@ 0,11 Rto 0,22

DISEÑO DE VIGA: EJE2-NIVEL 2

DATOS:

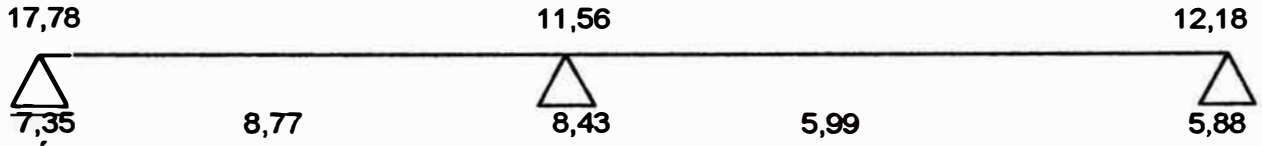
Fy=	4200	kg/cm2	**Momentos Negativos**			**Momentos Positivos**		
Fc=	210	kg/cm2	M1=	17,78	tn-m	M1=	7,35	tn-m
b=	0,25	m.	M2=	11,56	tn-m	M2=	8,43	tn-m
h=	0,6	m	M3=	12,18	tn-m	M3=	5,88	tn-m
d=	0,54	m.				M 1-2=	8,77	tn-m
						M 2-3=	5,99	tn-m
Cuantía mínima=	0,0024							
Área mínima=	3,24	cm2				PD=	1,23	tn/m
Cuantía máxima=	0,0159					PL=	0,45	tn/m
Área máxima=	21,47	cm2	Wu=1.5*PD+1.8*PL=		2,655		TN/m	

Longitud de los tramos:

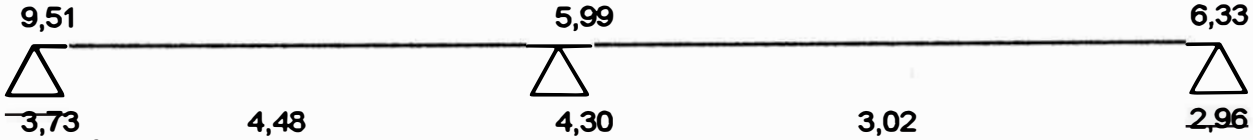
Ln1= 4,43 m

Ln2= 4,43 m

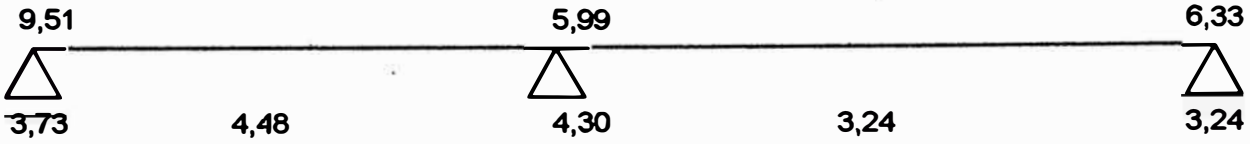
Momentos(tn-m)



Áreas de acero(cm2)

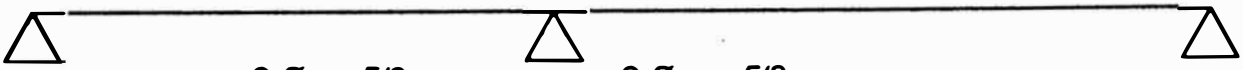


Área de acero tomando encuenta el área mínima y el área máxima(cm2)



2 Ø 3/4 | 2 Ø 3/4 | 2 Ø 3/4

2 Ø 5/8 (9,66 cm2) | 1 Ø 3/8 (6,41 cm2) | 1 Ø 3/8 (6,41 cm2)



2 Ø 5/8 (3,96 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

1 Ø 1/2 | 1 Ø 3/8 | 0 Ø 1/2

2 Ø 5/8 (5,23 cm2) | 2 Ø 5/8 (4,67 cm2) | 2 Ø 5/8 (3,96 cm2)

DISEÑO POR CORTE:

Tramo 1-2			**Tamo 2-3**		
d1=h-(4+Øe+D/2)					
d1= 53,15 cm			d1=	53,15	cm
As1= 9,66 cm2			As1=	6,41	cm2
a=1.25*As1*fy/(0.85*fc*b)=	11,4	cm	a=	7,54	cm
My1= 1.25*As*fy*(d1-a/2)=	24,1	tn-m	My1=	16,62	tn-m

d2=h-(4+Øe+D/2)	
d2= 54,26 cm2	d2= 54,10 cm
As2= 4,67 cm2	As2= 3,96 cm2
a2=1.25*As2*fy/(0.85*fc*b)= 5,5 cm	a2= 4,66 cm
My2= 1.25*As2*fy*(d2-a2/2)= 12,6 tn-m	My2= 10,76 tn-m
VuA= Wu*Ln1/2+(My1+My2)/Ln1= 14,17 tn	VuA= 12,06 tn
VnA=VuA/Ø= 16,67 tn	VnA= 14,19 tn
usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:	usando estribos Ø 3/8 de dos ramas:
S=As1*fy*d1/VnA= 19,09 cm	S= 22,42 cm
Además:	Además:
Smax=d1/4= 13,29 cm	Smax= 13,29 cm
8ØLn= 15,24	8ØLn= 15,24 cm
24Øestribo= 22,86 cm	24Øestribo= 22,86 cm
usar :estribosØ 3/8 de dos ramas:	usar :estribosØ 3/8 de dos ramas
2h==> 1 @ 0.05, 8,66 ·@ 0,13	1@0.05. 8,66 ·@ 0,13
Zona>2h:Considerando la contribución del concreto:	
V2h=VuA-Wu*(2*h)= 10,98 tn	V2h= 8,88 tn
Vn=V2h/Ø= 12,92 tn	Vn= 10,44 tn
Vc=0.53*√fc*b*d= 10,20 tn	Vc= 10,20 tn
S=Av*fy*d/(Vn-Vc)= 1,173 m	S= 13,38 m
Smax=d/2= 0,27 m ; 60cm	Smax= 0,27 m ; 60cm
Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:	Usar estribos Ø 3/8 de dos ramas:
1 @ 0.05, 8,66 ·@ 0,13 ,Rto 0,27	1 @ 0.05, 8,66 ·@ 0,13 Rto 0,27

7.3.- DISEÑO DE COLUMNAS.

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:

Para diseñar se requiere ingresar información al programa de computo PCACOL, para determinar el acero por flexo compresión, como un primer tanteo intentaremos con una cuantía mínima de 1%, ya que en estos tipos de edificaciones casi siempre las columnas de diseñan con cuantía mínima, debido a que las placas toman mayores esfuerzos.

A continuación diseñaré una columna por cada eje (sección rectangular), el que soporta mayor esfuerzo, según SAP2000.

DISEÑO DE LA COLUMNA D-1

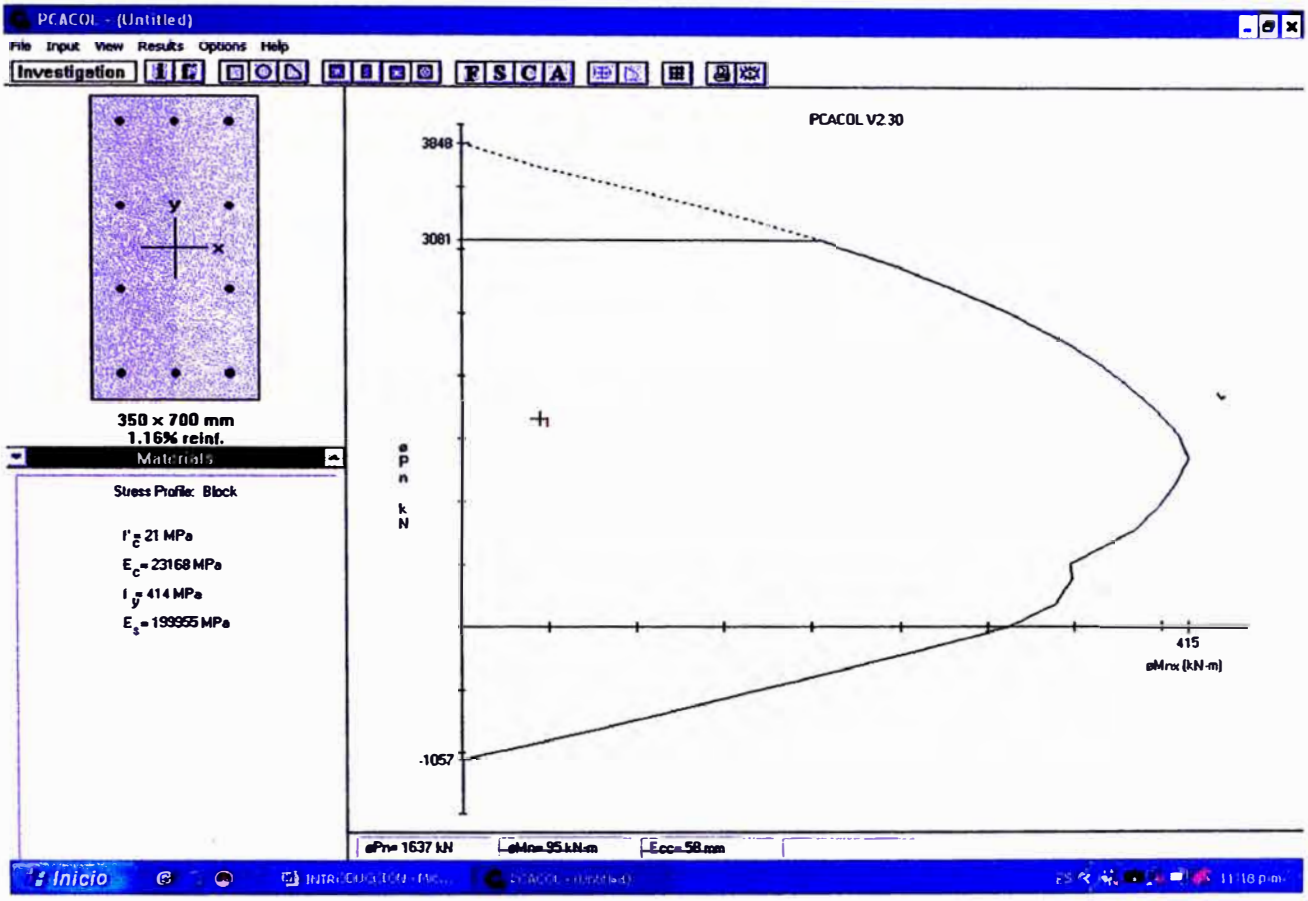
Datos:

Materiales tenemos	Geometría	Del SAP2000
Fc= 21 Mpa	b= 700mm	Pu= 1658.58 Kn
Ec= 22991Mpa	t= 350mm	Mux=43.95 Kn-m
Fy =414 Mpa		Muy=110.75 Kn-m
Es =200000Mpa		Vu= 5.65 tn.

Soluciòn

Amin= 0.01*b*t=24.5 cm2 (10 Ø 3/4")

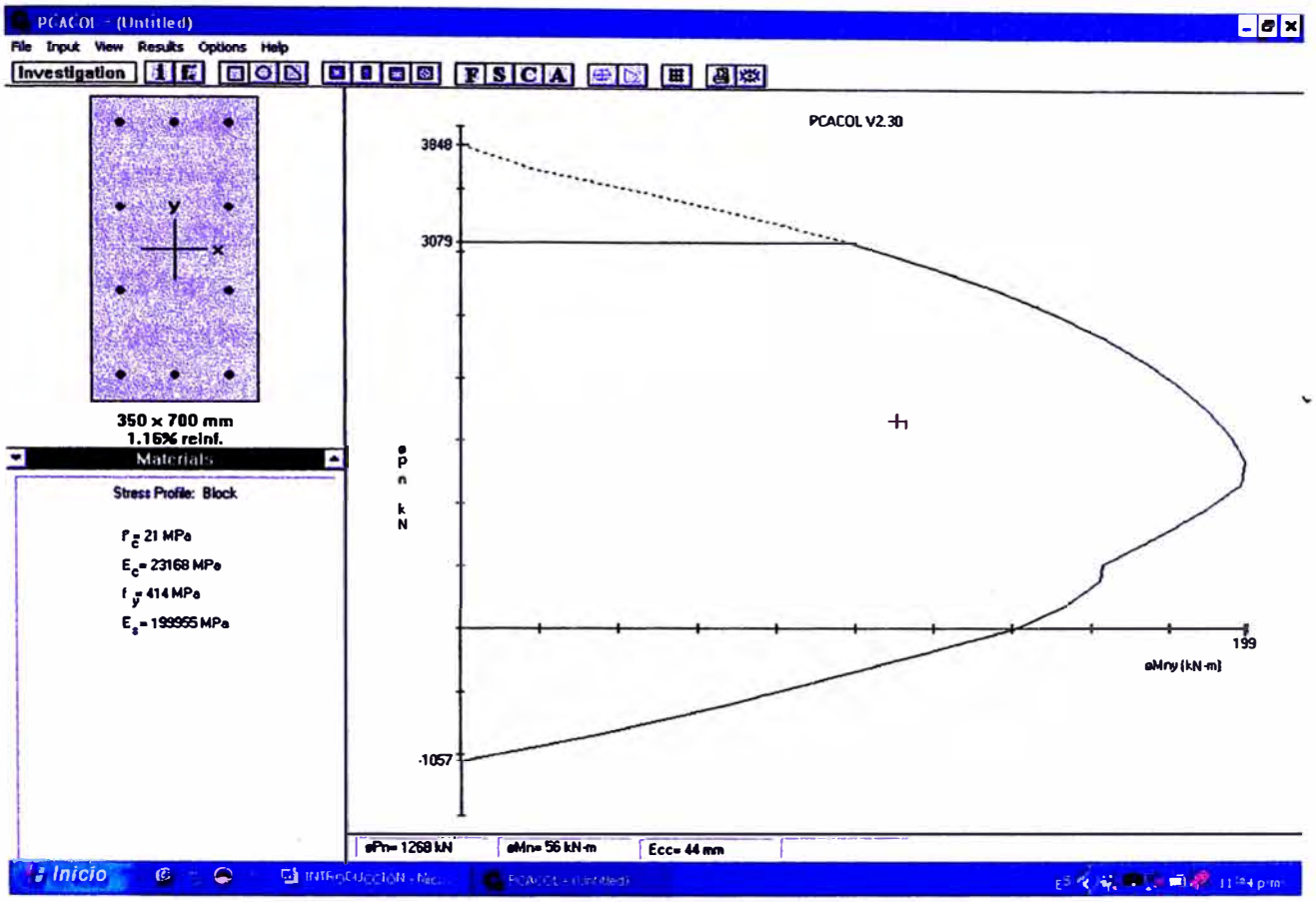
Procesando estos datos en el programa anterior se obtiene:



Verificaremos ahora en la direcciòn Y:

Datos son: **My=110.75 kn-m**

Pu=1658.58kn



Por lo tanto, según los diagramas de interacción se verifica que para una cuantia minima cumple por flexocompresión en ambas direcciones➔usamos 10Ø3/4" (28.4cm2)

Diseño por corte

Debido que la mayoria de los esfuerzos de corte los obsorve las placas, las columnas presentan poca infuencia de estos esfuerzos.

Por lo tanto se procederá a diseñar para el maximo valor obtenido.

Datos:

Vu= 5.65tn

f'_c = 210 kg/cm2

Fy= 4200kf/cm2

B = 70cm

T = 35 cm

d =64cm.

Vc= $0.53\sqrt{f'_c}\,b_w d$ =0.53* $\sqrt{210}$ *0.7*0.64*10 = 34.41tn

Vn=Vu/Ø=5.65/0.85=6.65tn

Vs=Vn-Vc=6.65-34.41=-27.76tn➔ se usa refuerzo minimo

En la zona de confinamiento S debe ser menor que (Zona de confinamiento 2d =124cm):

0.25*d=16cm

8Ølong.=15.28cm

<30cm

Fuera de la zona de confinamiento: S<0.5d =32cm

Por lo tanto usar: estribos de 3/8": 1 @ 0.05, 8 @ 0.15, Rto 0.30m

DISEÑO DE COLUMNA D-3

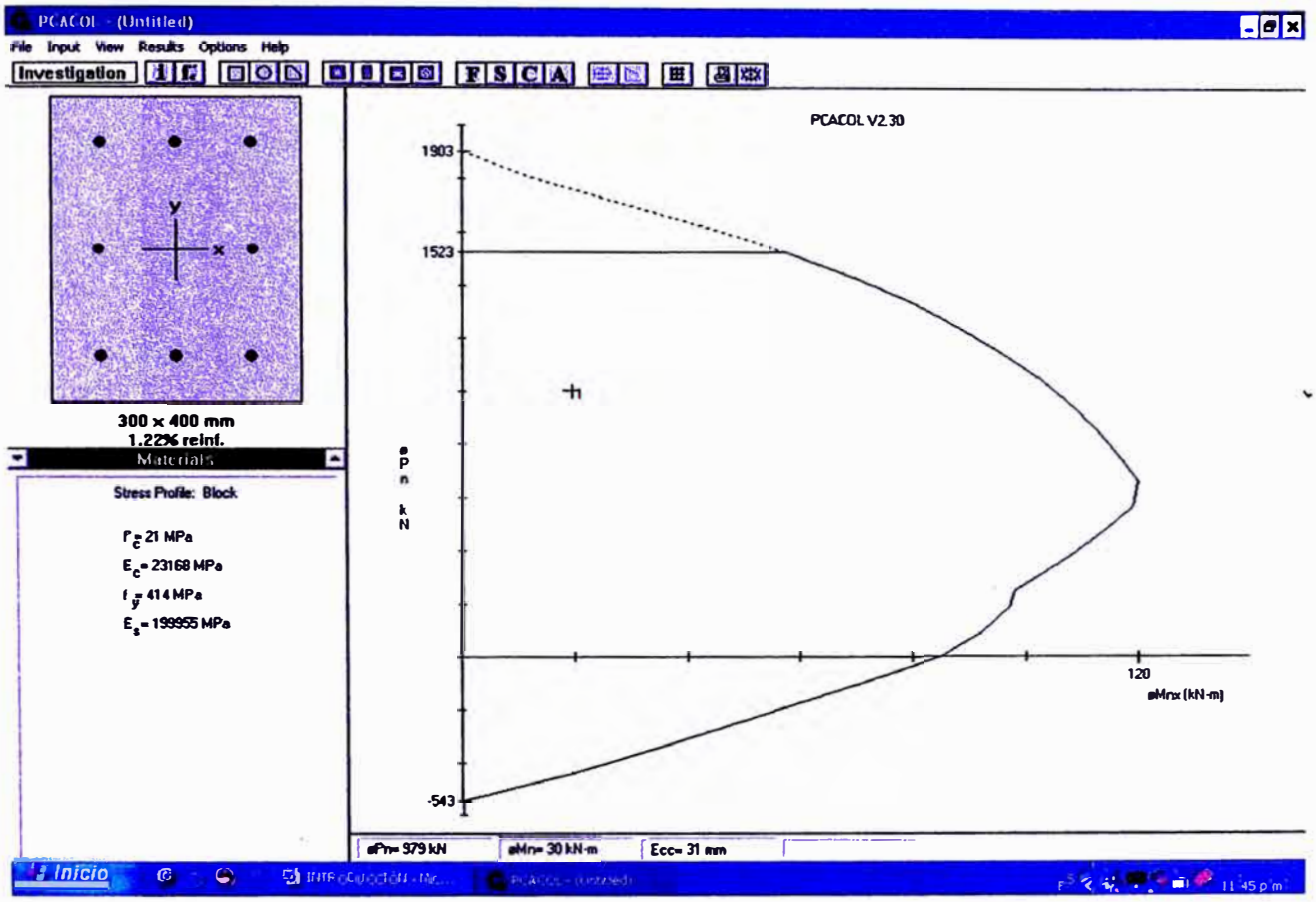
Datos:

Materiales tenemos	Geometría	Del SAP2000
Fc= 21 Mpa	b= 400mm	Pu= 1004.94 Kn
Ec= 22991Mpa	t= 300mm	Mux=19.33 Kn-m
Fy =414 Mpa		Muy=25.11 Kn-m
Es =200000Mpa		Vu= 1.40 tn.

Soluciòn

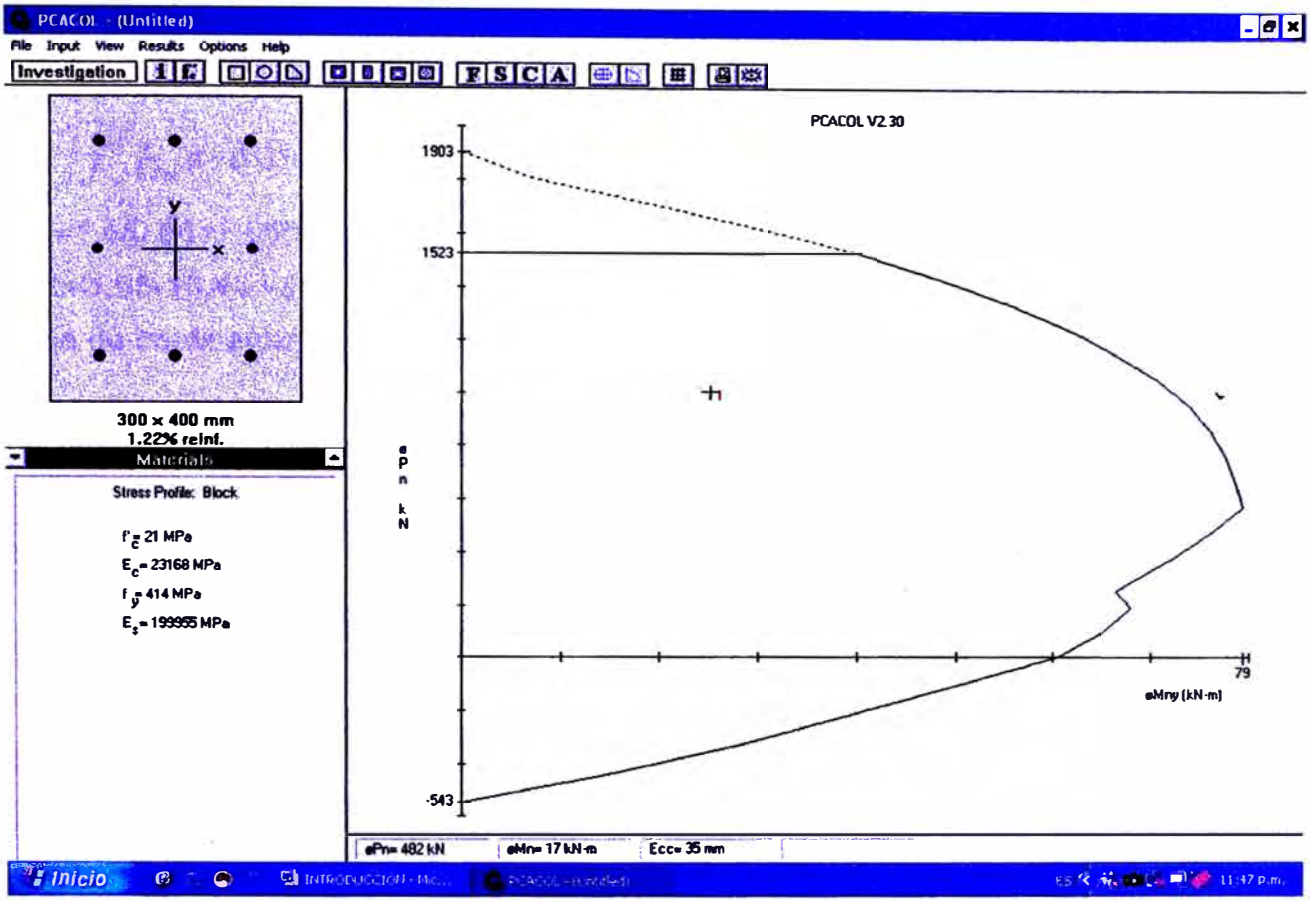
Amin= 0.01*b*t=12 cm2 (6 Ø 5/8"+2 Ø ½"=14.58cm2)

Procesando estos datos en el programa anterior se obtiene:



Verificaremos ahora en la direcciòn Y:

Datos que se varian: My=25.11 kn-m



Por lo tanto según los diagramas de interacción se verifica que para una cuantia minima cumple por flexocompresión en ambas direcciones➔usamos 6Ø5/8"+2Ø1/2"(14.58cm2)

Diseño por corte

Debido que la mayoria de los esfuerzos de corte los obsorve las placas,las columnas presentan poca infuencia de estos esfuerzos.
Por lo tanto se procederá a diseñar para el maximo valor obtenido.

Datos:

Vu= 1.40tn

f'_c = 210 kg/cm2

Fy= 4200kf/cm2

B = 40cm

T = 30 cm

d =34cm.

Vc= $0.53\sqrt{f'_c}\,b_w d$ =0.53* $\sqrt{210}$ * 0.4 * 0.34 * 10 = 10.44tn

Vn=Vu/Ø=1.4/0.85=1.65tn

Vs=Vn-Vc=1.65-10.44=-8.79tn➔ se usa refuerzo minimo

En la zona de confinamiento S debe ser menor que (Zona de confinamiento 2d =68cm):

0.25*d=8.5cm

8Ølong.=12.72cm

<30cm

Fuera de la zona de confinamiento: S<0.5d =17cm

Por lo tanto usar: estribos de 3/8": 1 @ 0.05, 7 @ 0.085,Rto 0.17m

DISEÑO DE COLUMNA C-2

Datos:

Materiales tenemos	Geometría	Del SAP2000
Fc= 21 Mpa	b= 750mm	Pu= 261.73tn
Ec= 22991Mpa	t= 350mm	Mux=13.37tn-m
Fy =414 Mpa		Muy=6.81tn-m
Es =200000Mpa		Vu= 5.89 tn.

Soluciòn

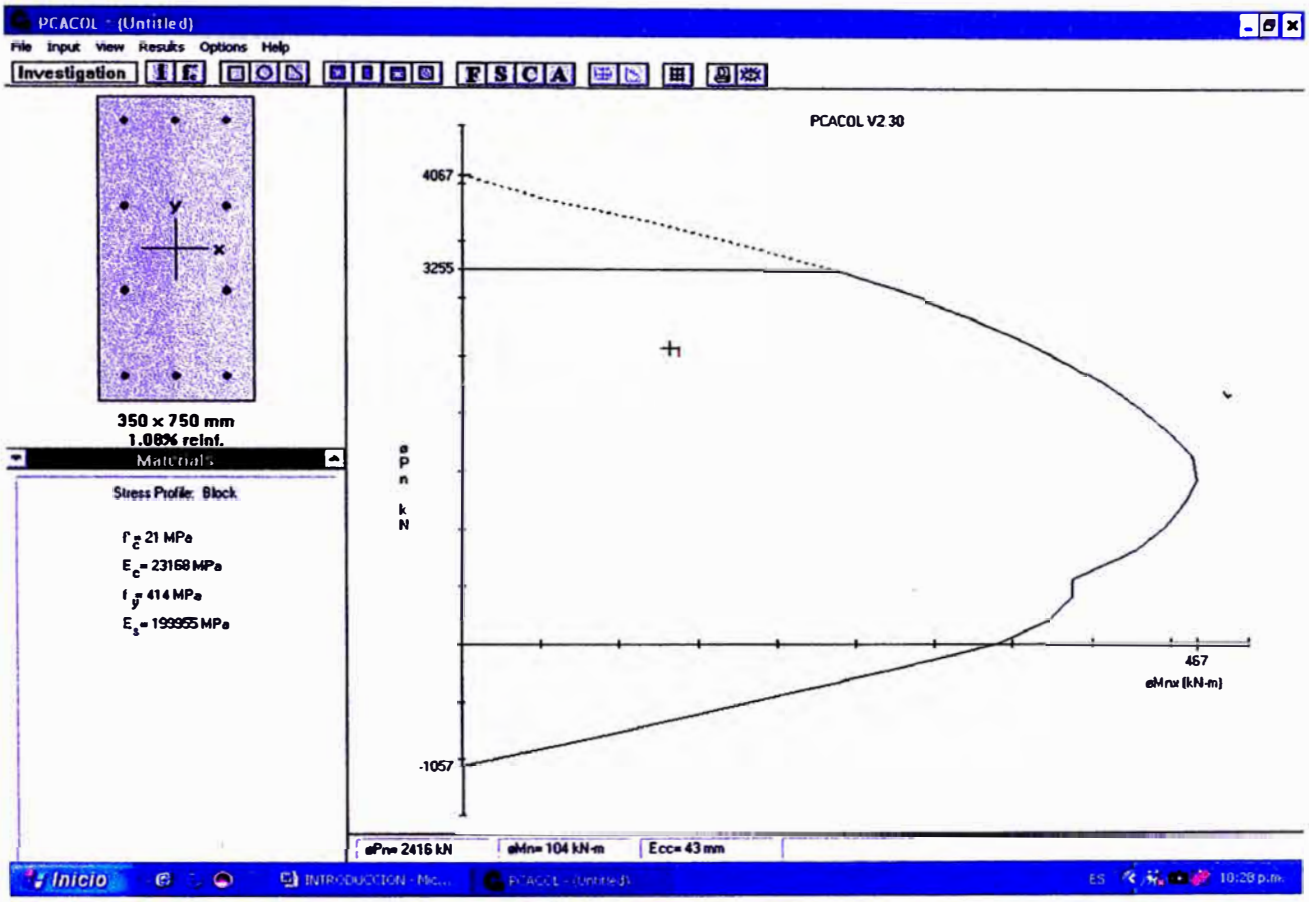
Amin= 0.01*b*t=26.25 cm2 (10 Ø 3/4"=28.4cm2)

Procesando estos datos en el programa anterior se obtiene:

Pu=2567.57kn

Mux=131.16kn-m

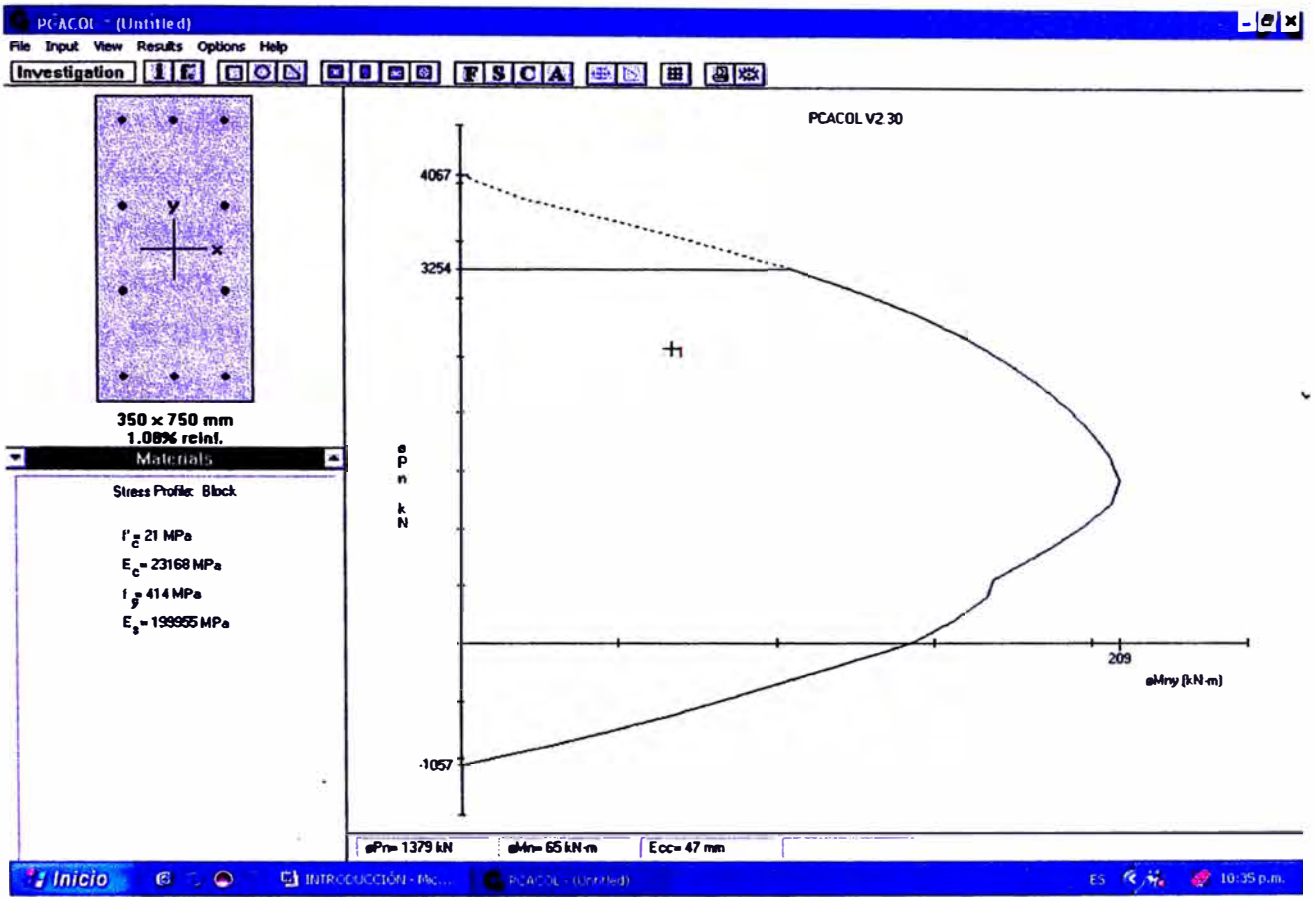
Muy=66.81kn-m



Verificaremos ahora en la direcciòn Y:

Datos son: **Muy=66.81 kn-m**

Pu=2567.57kn



Por lo tanto según los diagramas de interacción se verifica que para una cuantia minima cumple por flexocompresión en ambas direcciones➔usamos 10Ø3/4"(As=28.4cm2)

Diseño por corte

Debido que la mayoria de los esfuerzos de corte los obsorve las placas,las columnas presentan poca infuencia de estos esfuerzos.

Por lo tanto se procederá a diseñar para el maximo valor obtenido.

Datos:

Vu= 5.89tn

f'_c = 210 kg/cm2

Fy= 4200kf/cm2

B = 75cm

T = 35 cm

d =71cm.

Vc= $0.53\sqrt{f'_c}\,b_w d$ =0.53* $\sqrt{210}$ * 0.35 * 0.71 * 10 = 19.08tn

Vn=Vu/Ø=5.89/0.85=6.93tn

Vs=Vn-Vc=6.93-19.08=--12.15tn➔ se usa refuerzo minimo

En la zona de confinamiento S debe ser menor que (Zona de confinamiento 2d =142cm):

0.25*d=17.75cm

8Ølong.=15.28cm

<30cm

Fuera de la zona de confinamiento: S<0.5d =35.5cm

Por lo tanto usar: estribos de 3/8": 1 @ 0.05, 9 @ 0.15, Rto 0.35m

7.4.- DISEÑOS DE MUROS DE CORTE.

Diseño del muro de corte del eje A-2

Características:	De nuestro reporte:
Fc= 210kg/cm2	Pu= 175.42 tn
Fy= 4200kg/cm2	Mu=111.65 tn-m
L = 180cm	Vu= 27.20 tn
B= 35cm	
H = 15.8m	

Solución

Verificación: Si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra exterior es mayor de 0.2fc ➔se necesita de columnas de confinamiento.

$I=b*L^3/12=35*180^3/12=17010000cm4$

A=b*L =35*180=6300cm2

C=L/2=180/2=90cm

Esfuerzo actuante: σ = Pu/A+Mu*C/I=175420/6300+11165000*90/17010000

σ =86.92kg/cm2

Esfuerzo máximo: 0.2fc=0.2*210=42.0kg/cm2= σ_{max}

Como $\sigma \rangle \sigma_{max}$ ➔se necesita columnas de confinamiento.

Considerando columnas de confinamiento: b= 35cm, h=40cm.

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO (35X40)

Verificamos si los elementos de confinamiento actuando como columna corta toman las cargas verticales debido a cargas de gravedad y de sismo.

Pu =0.5Pu+Mu/Lw= 0.5*175.42+111.65/1.4=167.46tn.

Donde Lw es la distancia entre centros de columna

Pn=167.46/0.70=239.23tn

Asumiendo 8Ø 5/8" (As=16.00cm2)

Pn.max=0.8 (0.85*fc*Ac+As*fy)=253.68 tn ➔ Pn.max>Pn ...ok

Para estribos usaremos el mínimo según la norma:

d=36cm

0.25d=9cm

8ØL =12.72cm

<30cm

Zona de confinamiento=2d=72cm

Fuera de la zona de confinamiento S<=0.5d=18cm

Usar estribos de Ø 3/8": 1@ 0.05, 8 @ 0.09, Rto@ 0.18m

REFUERZO HORIZONTAL DEL MURO.

Vc=0.53√fc*b*(0.8L)=0.53√210*0.35*0.8*1.8*10=38.71 tn

Vn=Vu/Ø=27.20/0.6=45.33 tn

Vc=Vn-Vc=45.33-38.71=6.62tn

Usar Ø 3/8" (As=1.42cm2), 0.8L=0.8*1.8=1.44m

S= Av*4200*d/Vs=1.42*4200*144/6620=139.73 cm

Cuantía mínima: ρ min=0.0025 ➔Amin=0.0025*100*35=8.75cm2

Usar Ø 3/8"(As=1.42cm2)

n= 8.75/1.42=6; S= (100-4)/6=16cm

Con cuantía mínima ➔ S=0.16cm

S<=45 ; S<= 3t=105cm ; S<=L/5= 36cm

Usar estribos de Ø 3/8": 1@ 0.05, Rto@ 0.16m

REFUERZO VERTICAL

ρv =0.0025+0.5(2.5-H/L)* (ρh -0.0025)=0.0025

Usando Ø 3/8"(As=1.42cm2); Amin=0.0025*100*35=8.75 ;n=8.75/1.42=6

S=(100-4)/6=16cm

Con cuantía mínima ➔ S=0.16cm

S<=45 ; S<= 3t=105cm ; S<=L/5= 36cm

Usar estribos de Ø 3/8": @ 0.16m

VERIFICACION DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Vc.resistente=Ac (0.53√fc+ ρ v*fy)=6300(0.53√210+0.0025*4200)=114.54tn

Pu=175.42tn ➔Pn=Pu/0.85=206.37tn .por lo tantoVc.resistente<Pn➔ no cumple

Cambiamos la cuantía a: ρ =0.0060➔As=0.0060*100*35= 21.5cm2

Usando Ø ½" ➔n=21.5/2.58=8.33, S=96/8=12cm

Vc.resistente=Ac (0.53√fc+ ρv *fy)=6300(0.53*√210+0.0060*4200)=207.15tn

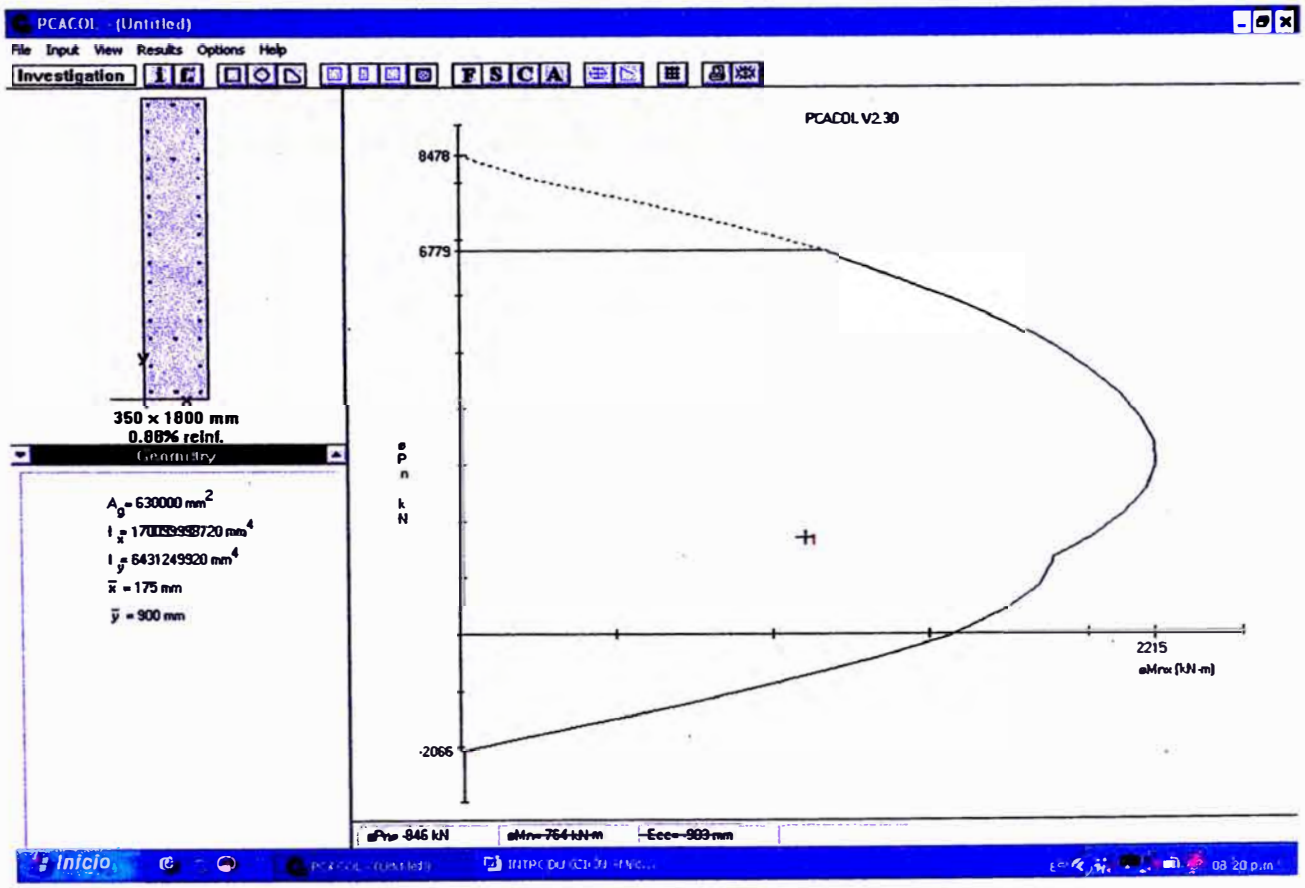
Por lo tanto como Vc.resistente>Pn .....ok

➔ usar Ø ½" @ 0.12

Verificación por flexo- compresión (dirección X-X):

Pu= 175.42tn=1720.87kn

Mu=111.65tn-m=1095.29kn-m



Por lo tanto usamos esta distribución de acero:

Acero horizontal: Ø 3/8": 1 @ 0.05, Rto 0.16m

Acero vertical: Ø 1/2": @ 0.12 m

DISEÑO DE MURO DE CORTE –EJE-A-3

Características:

Fc= 210kg/cm2

Fy= 4200kg/cm2

H = 15.8m

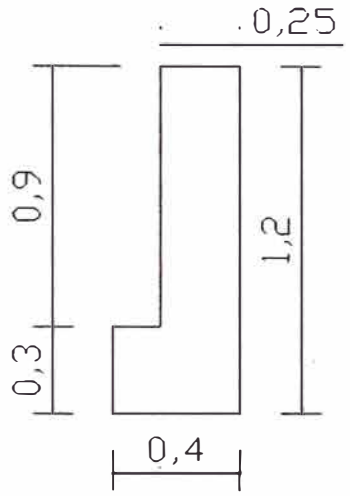
De nuestro reporte:

Pu= 86.70 tn

Mux=4.11 tn-m

Muy=49.48 tn-m

Vu= 14.38 tn



SOLUCIÓN

Ac= 25*120+30*15=3450cm2

3450C=25*120*60+15*30*15 ➔C=54.13cm

I=25*65.87^3/3+40*54.13^3/3-15*24.3^3/3= 4424646.07 cm4

σ = Pu/A+Mu*C/I=86.7*1000/3450+4948000*54.13/4424646.07=85.66kg/cm2

0.2fc=42kg/cm2. ➔ σ >0.2fc se necesita columna de confinamiento.

DISEÑO DE COLUMNA DE CONFINAMIENTO (30X40)

Verificamos si los elementos de confinamiento actuando como columna corta toman las cargas verticales debido a cargas de gravedad y de sismo.

Pu =0.55Pu+Mu/Lw= 0.55*86.7+49.48/0.875=104.23tn.

Donde Lw es la distancia entre centros de columna (30x40 y 25x35)

Pn=104.23/0.70=148.9tn

Asumiendo 4Ø ¾" (As=11.36)

Pn.max=0.8 (0.85*fc*Ac+As*fy)=209.53 tn ➔ Pn.max>Pn ...ok

Para estribos usaremos el mínimo según la norma:

d=36cm

0.25d=9cm

8ØL =15.28cm

<30cm

Zona de confinamiento=2d=72cm

Fuera de la zona de confinamiento S<=0.5d=18cm

Usar estribos de Ø 3/8": 1@ 0.05,7 @ 0.09,Rto@ 0.18m

DISEÑO DE COLUMNA DE CONFINAMIENTO (25X35)

Verificamos si los elementos de confinamiento actuando como columna corta toman las cargas verticales debido a cargas de gravedad y de sismo.

Pu =0.45Pu+Mu/Lw= 0.45*86.7+49.48/0.875=95.56tn.

Donde Lw es la distancia entre centros de columna (30x40 y 25x35)

Pn=95.56/0.70=136.51tn

Asumiendo 4Ø ¾" (As=11.36)

Pn.max=0.8 (0.85*fc*Ac+As* fy) =163.12 tn ➔ Pn.max>Pn ... ok

Para estribos usaremos el mínimo según la norma:

d=31cm

0.25d=7.75cm

8ØL =15.28cm

<30cm

Zona de confinamiento=2d=62cm

Fuera de la zona de confinamiento S<=0.5d=15.5cm

Usar estribos de Ø 3/8": 1@ 0.05, 7 @ 0.08, Rto@ 0.16m

REFUERZO HORIZONTAL DEL MURO.

Vc=0.53√fc*b*(0.8L)=0.53√210*0.25*0.8*1.2*10=18.43 tn

Vc=Vu/Ø=14.38/0.6=24 tn

Vc=Vn-Vc=24-18.43=5.57tn

Usar Ø 3/8" (As=1.42cm2), 0.8L=0.8*1.2=0.96m

S= Av*4200*d/Vs=1.42*4200*96/5570=102.79 cm

Cuantía mínima: ρ min=0.0025 ➔Amin=0.0025*100*25=6.25cm2

n= 6.25/1.42=4; S= (100-4)/4=24cm

Con cuantía mínima ➔ S=0.24cm

S<=45 ; S<= 3t=75cm ; S<=L/5= 24

Usar estribos de Ø 3/8": 1@ 0.05, Rto@ 0.24m

REFUERZO VERTICAL

ρv =0.0025+0.5(2.5-H/L)* (ρh -0.0025)=0.0025

Usando Ø 3/8"(As=1.42cm2); Amin=0.0025*100*25=6.25 ;n=6.25/1.42=4

S=(100-4)/4=24 ➔usar Ø 3/8": @ 0.24

VERIFICACION DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Vc.resistente=Ac (0.53√fc+ ρ v*fy)=3450(0.53√210+0.0025*4200)=62.72tn

Pu=86.7tn ➔Pn=Pu/0.85=102tn .por lo tantoVc.resistente<Pn➔ no cumple

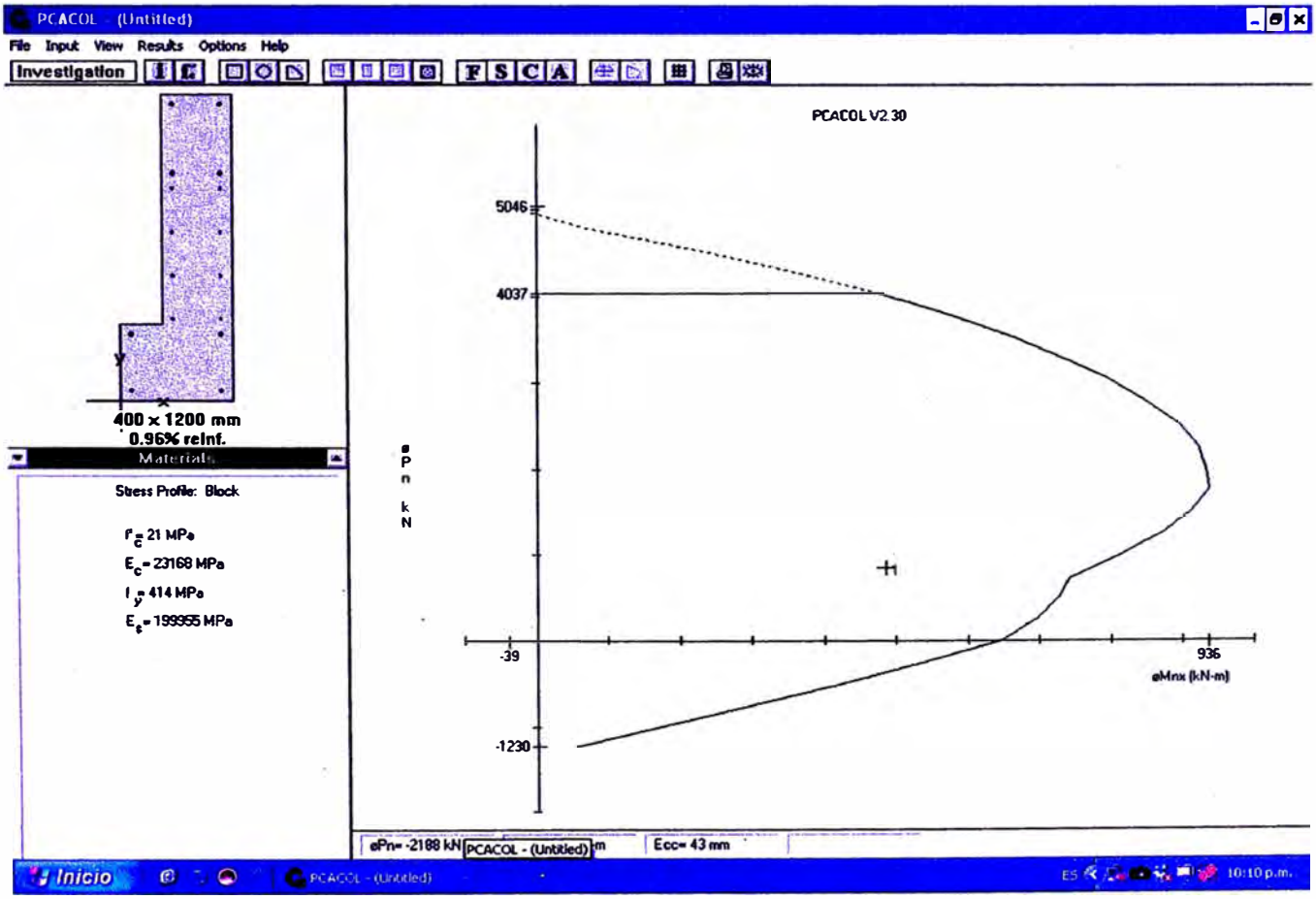
Cambiamos la cuantía a: ρ =0.0052➔As=0.0052*100*25= 13cm2

Usando Ø ½" ➔n=13/2.58=5, S=96/5=19cm

Vc.resistente=Ac (0.53√fc+ ρv *fy)=3450(0.53*√210+0.0052*4200)=101.85tn

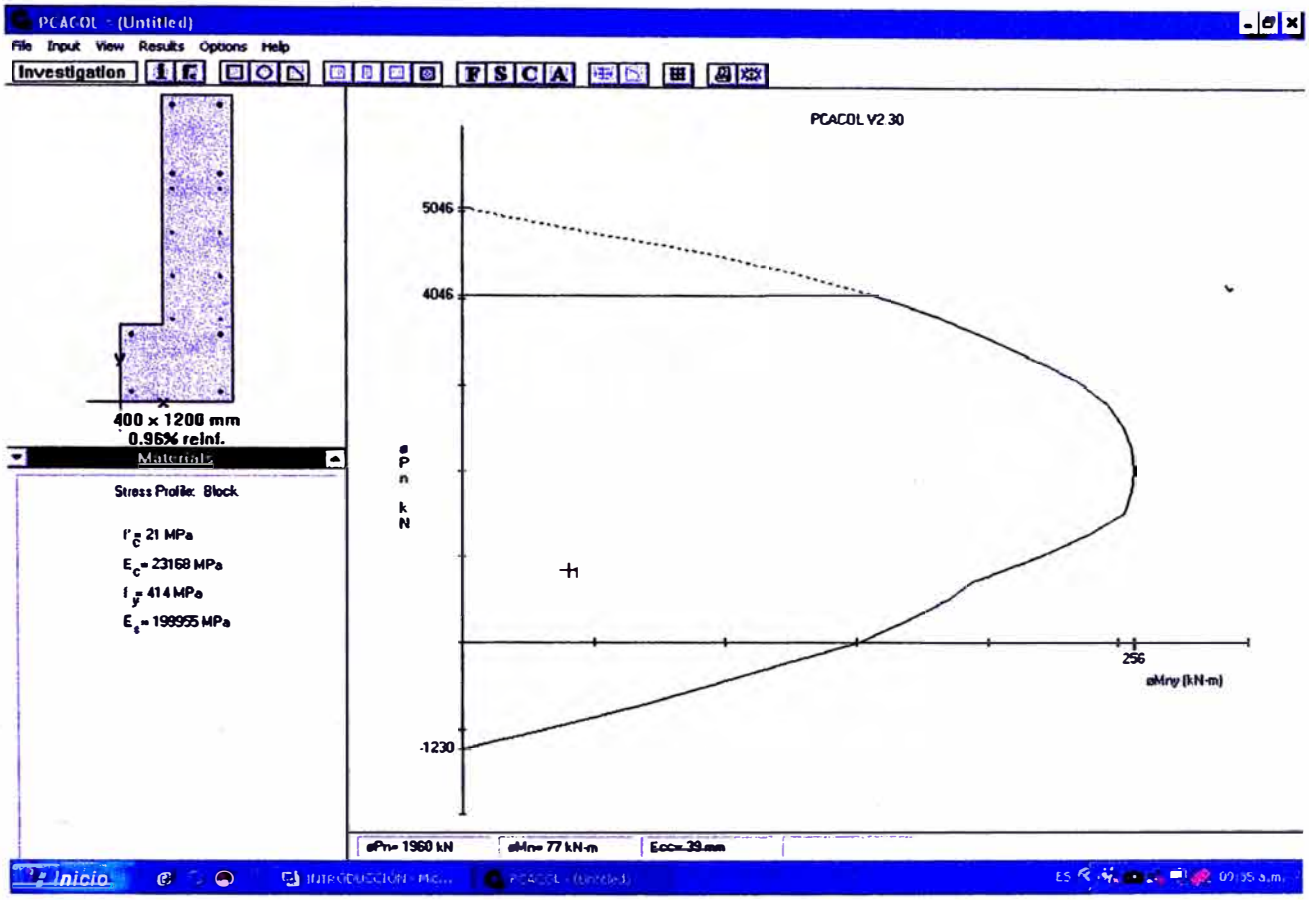
Por lo tanto como Vc.resistente=Pn ➔ usar Ø ½" @ 0.17

Verificación por flexo- compresión (dirección X-X):



Se puede observar en el diagrama de interacción: cumple con nuestras cargas de flexo compresión en la direcciòn X-X

En el diagrama de interacción en la dirdección Y-Y tambien cumple con nuestra carga de flexo-compresión



Por lo tanto usamos esta distribución de acero:

Acero horizontal: Ø 3/8": 1 @ 0.05, Rto 0.24m

Acero vertical: Ø 1/2": @ 0.17 m

DISEÑO DE MURO DE CORTE –EJE-A-1

Características:

Fc= 210kg/cm2

Fy= 4200kg/cm2

H = 15.8m

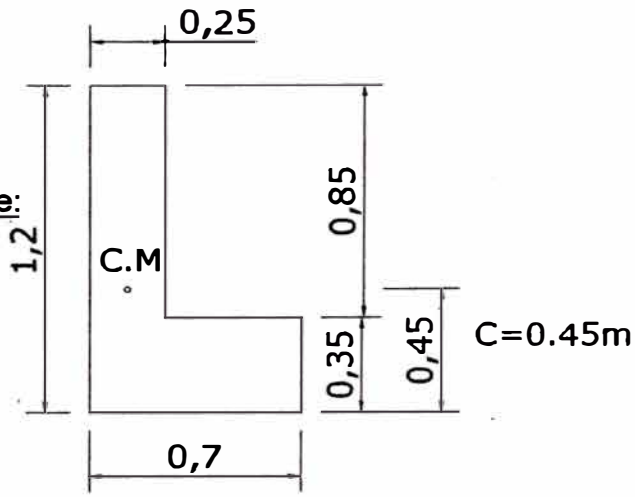
De nuestro reporte:

Pu= 112.83 tn

Mux=13.72 tn-m

Muy=58.0 tn-m

Vu= 16.51 tn



SOLUCIÓN

Ac= 25*120+30*15=3450cm2

Hacienda unos cálculos semejante al diseño anterior se tiene: ➔C=0.454cm

I== 5626257cm4; Ag=120*25+35*45= 4575cm2

σ = Pu/A+Mu*C/I=112.83/0.4575+58*0.454/5626257=71.47kg/cm2

0.2fc=42kg/cm2. ➔ σ >0.2fc se necesita columna de confinamiento.

DISEÑO DE COLUMNA DE CONFINAMIENTO (25*35)

Verificamos si los elementos de confinamiento actuando como columna corta toman las cargas verticales debido a cargas de gravedad y de sismo.

Pu =0.32Pu+Mu/Lw= 0.32*112.83+58/0.85=104.34tn.

Donde Lw es la distancia entre centros de columna (35x70 y 25x35)

Pn=104.34/0.70=149.06tn

Asumiendo 4Ø ¾" (As=11.36)

Pn.max=0.8 (0.85*fc*Ac+As*fy)=163.12 tn ➔ Pn.max>Pn ...ok

(Esfuerzo máximo que puede soportar la columna =Pn.max)

Para estribos usaremos el mínimo según la norma:

d=31cm

0.25d=7.75cm

8ØL =15.28cm

<30cm

Zona de confinamiento=2d=62cm

Fuera de la zona de confinamiento S<=0.5d=15.5cm

Usar estribos de Ø 3/8": 1@ 0.05, 7 @ 0.08, Rto@ 0.15m

DISEÑO DE COLUMNA DE CONFINAMIENTO (35X70)

Verificamos si los elementos de confinamiento actuando como columna corta toman las cargas verticales debido a cargas de gravedad y de sismo.

Pu =0.68Pu+Mu/Lw= 0.68*112.83+58/0.85=144.96tn.

Donde Lw es la distancia entre centros de columna (30x40 y 25x35)

Pn.=144.96/0.70=207tn

Asumiendo 10 Ø 3/4" (As=28.4cm2)

Pn.max=0.8 (0.85*Fc.*AC+As* fy) =445.28 TN ➔ Pn.max>Pn....OK

Para estribos usaremos el mínimo según la norma:

d=66cm

0.25d=16.5cm

8ØL =15.28cm

<30cm

Zona de confinamiento=2d=132cm

Fuera de la zona de confinamiento S<=0.5d=33cm

Usar estribos de Ø 3/8": 1@ 0.05, 8 @ 0.15, Rto@ 0.33m

REFUERZO HORIZONTAL DEL MURO.

Vc=0.53√fc*b*(0.8L)=0.53√210*0.25*0.8*1.2*10=18.43 tn

Vc=Vu/Ø=14.38/0.6=24 tn

Vc=Vn-Vc=24-18.43=5.57tn

Usar Ø 3/8" (As=1.42cm2), 0.8L=0.8*1.2=0.96m

S= Av*4200*d/Vs=1.42*4200*96/5570=102.79 cm

Cuantía mínima: ρ min=0.0025 ➔Amin=0.0025*100*25=6.25cm2

n= 6.25/1.42=4; S= (100-4)/4=24cm

Con cuantía mínima ➔ S=0.24cm

S<=45 ; S<= 3t=75cm ; S<=L/5= 24

Usar estribos de Ø 3/8": 1@ 0.05, Rto@ 0.24m

REFUERZO VERTICAL

ρv =0.0025+0.5(2.5-H/L)* (ρh -0.0025)=0.0025

Usando Ø 3/8"(As=1.42cm2); Amin=0.0025*100*25=6.25 ;n=6.25/1.42=4

S=(100-4)/4=24 ➔usar Ø 3/8": @ 0.24

VERIFICACION DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Vc.resistente=Ac (0.53√fc+ ρ v*fy)=4575(0.53√210+0.0025*4200)=83.17tn

Pu=112.83tn ➔Pn=Pu/0.85=132.74tn .por lo tantoVc.resistente<Pn➔ no cumple

Cambiamos la cuantía a: ρ =0.0051➔As=0.0051*100*25= 12.75m2

Usando Ø ½" ➔n=12.75/2.58=5, S=96/5=19cm

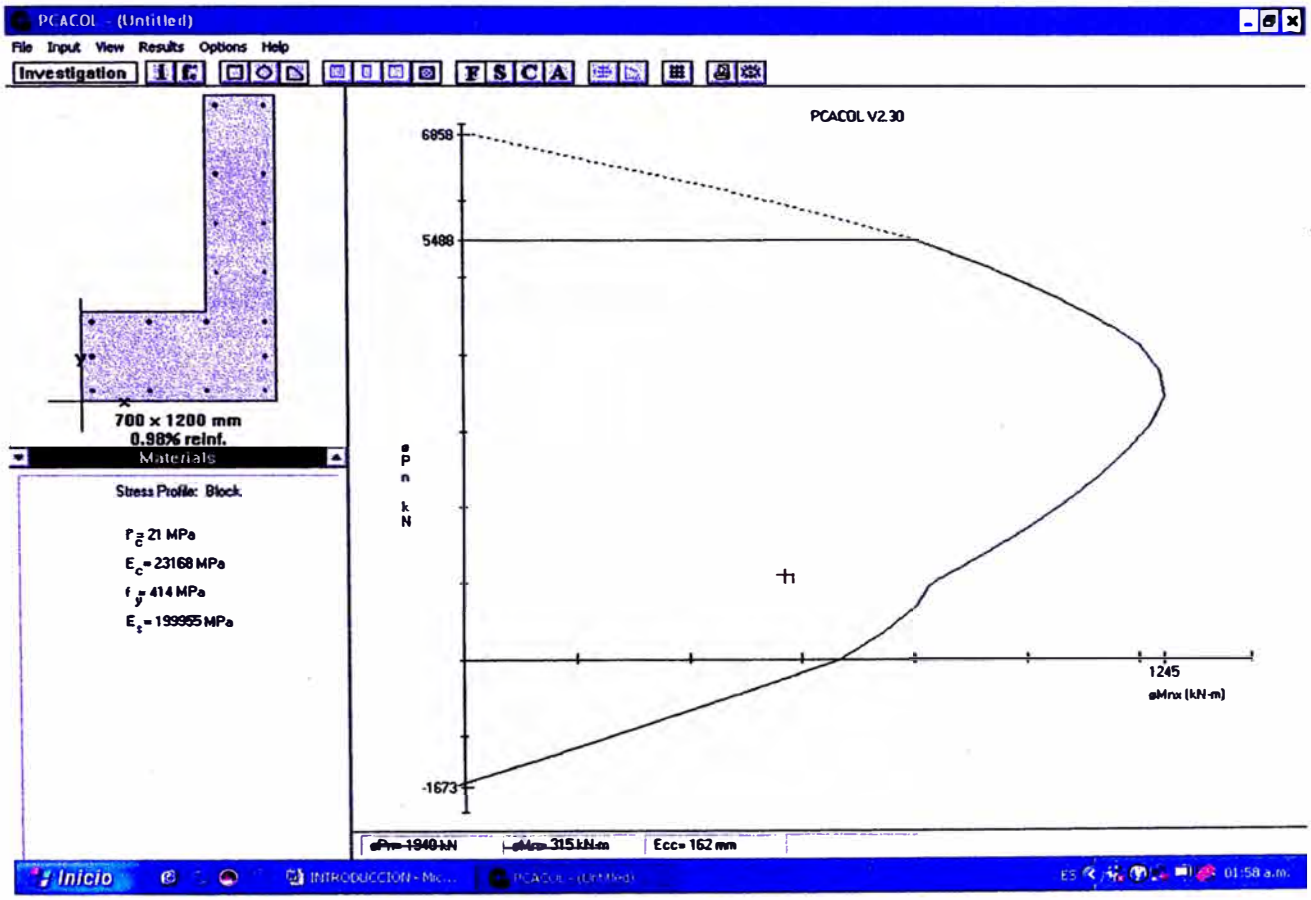
Vc.resistente=Ac (0.53√fc+ ρv *fy)=4575(0.53*√210+0.0051*4200)=133.13tn

Por lo tanto como Vc.resistente>Pn ➔ usar Ø ½" @ 0.19

Verificación por flexo- compresión (dirección X-X):

Pu=112.83tn =1106.86 kn

Mu=58tn-m=568.98 kn-m

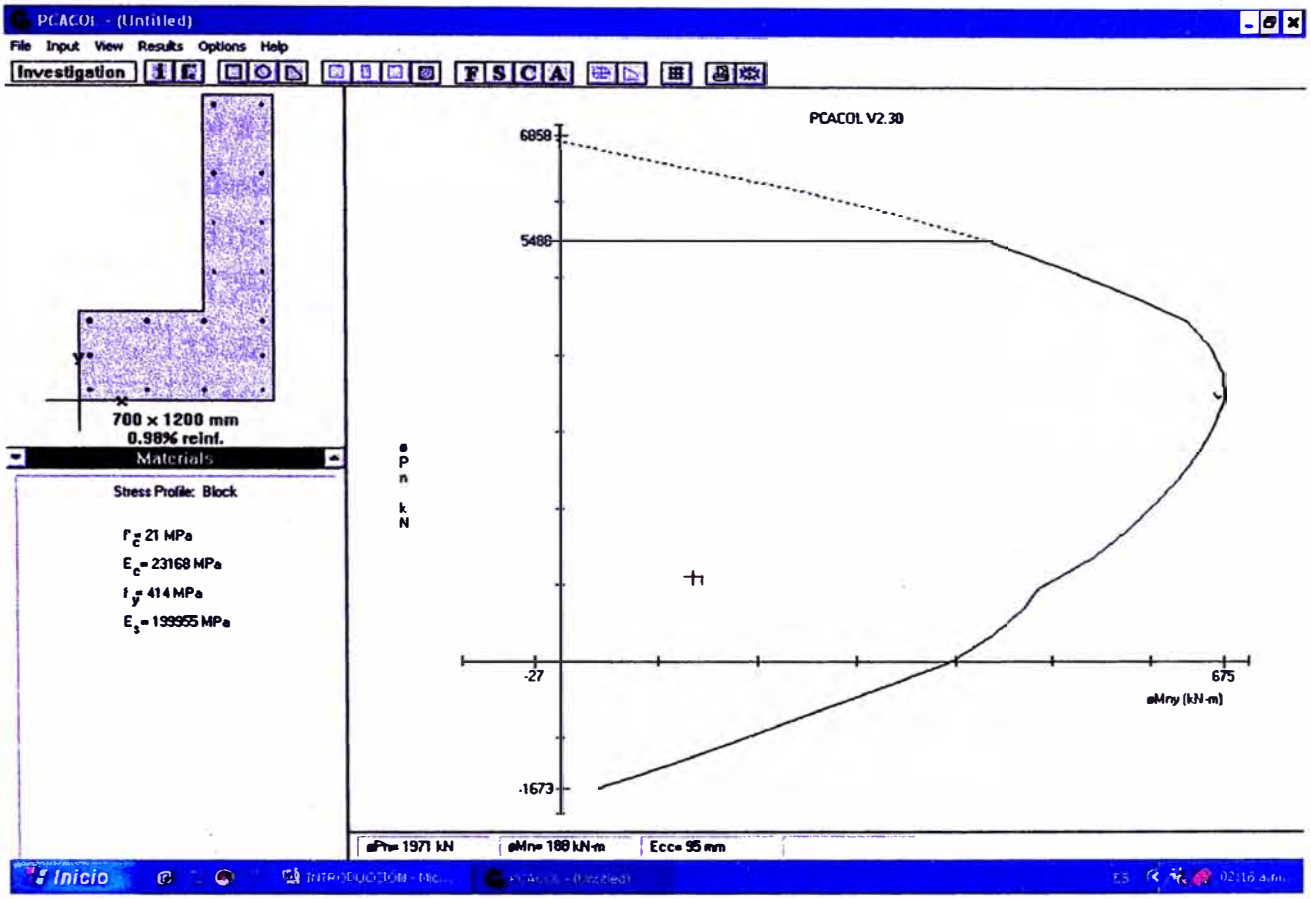


Se puede observar en el diagrama de interacción: cumple con nuestras cargas de flexo compresión en la direcciòn X-X

Ahora comprobando en la dirección Y-Y:

Pu=1106.86kN

Mu= 134.59kN-m



Tambien en la dirección Y-Y cumple con nuestra carga de flexo- compresión.

Por lo tanto usamos esta distribución de acero:

Acero horizontal: Ø 3/8": 1 @ 0.05, Rto 0.25m

Acero vertical: Ø 1/2": @ 0.19 m

7.5.- DISEÑO DE CIMENTACIONES.

DISEÑO DE ZAPATA: B-3

Datos obtenidos del SAP2000

Eje longitudinal	
Pd(tn)=	48.03
Pl(tn)=	11.72
Ps(tn)=	13.22
Md(tn-m)=	-0.36
Ml(tn-m)=	-0.15
Ms(tn-m)=	1.99

eje transversal	
Pd(tn)=	48.03
Pl(tn)=	11.72
Ps(tn)=	5.2
Md(tn-m)=	0.07
Ml(tn-m)=	0.05
Ms(tn-m)=	2.14

Caracteristicas de los materiales

fc(kg/cm2)= 210 Pe.suelo(tn/m3)= 2.1

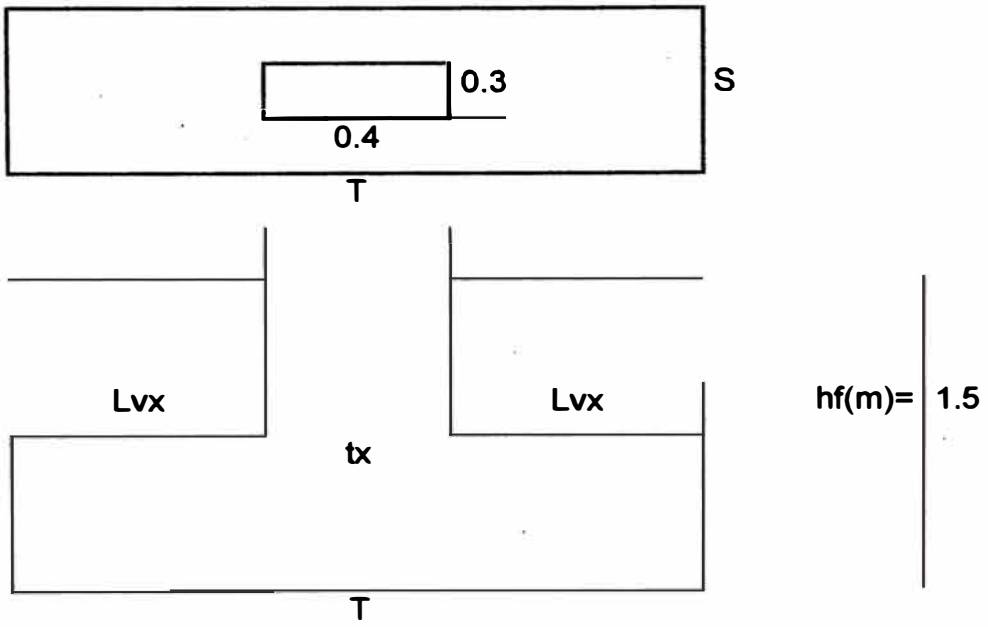
fy(kg/cm2)= 4200 s/c(kg/m2)= 200

þt(kg/cm2)= 4.5 (Capacidad portante sel suelo)

Caracteristicas geometricas

Dimenciones de la columna: tx(m)= 0.4 ty(m)= 0.3

Profuncidad de cimentación(m)=hf= 1.5



þn(tn/m2)=esfuerzo neto del terreno= þt-Pe.suelo*hf-(s/c)= 41.65

Pservicio(tn)= Pd+Pl+Ps= 72.97 ; Azap(m2)= Pservicio/þn= 1.75

Para tener volados iguales en ambos lados de la columna:

T(m)= √Azapat+(tx-ty)/2= 1.37 Lvx(m)= 0.49

S(m)= √Azapat-(tx-ty)/2= 1.27 Lvy(m)= 0.49

DIMENSIONES DE LA ZAPATA:

Dimen. Zapata: T(m)= 1.4 S(m)= 1.3

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS POR CARGA DE SERVICIO

COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
D+L	59.75	-0.51	0.12	-0.01	0.00
D+L+S	72.97	1.48	2.26	0.02	0.03
D+L-S	46.53	-2.50	-2.02	-0.05	-0.04
D+S	61.25	1.63	2.21	0.03	0.04
D-S	34.81	-2.35	-2.07	-0.07	-0.06

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
32.83	-1.29	0.28
40.09	3.75	5.32
25.57	-6.34	-4.76
33.65	4.13	5.20
19.13	-5.96	-4.87

	þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix				
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max.(tn/m2)
1	31.82	31.25	34.41	33.84	34.41
2	49.17	38.52	41.66	31.02	49.17
3	14.47	23.98	27.15	36.66	36.66
4	42.99	32.58	34.72	24.32	42.99
5	8.29	18.04	20.21	29.96	29.96

Esfuerzo max.del item "1"(tn/m2)= 41.65 (Maximo sin sismo)

Esf.max.del item"2,3,4,5"(tn/m2)= 1.3*þn= 54.15 (Maximo con sismo)

Estos dos esfuerzos, son los maximos esfuerzos que se puede obtener para un diseño optimo

CONFORME (SIN SISMO) CONFORME (CON SISMO)

ESFUERZO TRANSMITIDOS POR CARGAS AMPLIFICADAS					
COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
1.5D+1.8L	93.14	-0.27	0.20	0.00	0.00
1.25(D+L+S)	91.21	1.85	2.83	0.02	0.03
1.25(D+L-S)	58.16	-3.13	-2.53	-0.05	-0.04
0.9D+1.25S	59.75	2.16	2.20	0.04	0.04
0.9D-1.25S	26.70	-2.81	-2.08	-0.11	-0.08

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
51.18	-0.68	0.46
50.12	4.69	6.65
31.96	-7.92	-5.95
32.83	5.49	5.19
14.67	-7.13	-4.89

þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix					
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max(tn/m2)
1	50.95	50.03	52.32	51.40	52.32
2	61.46	48.16	52.08	38.77	61.46
3	18.09	29.98	33.94	45.83	45.83
4	43.50	33.13	32.53	22.16	43.50
5	2.65	12.43	16.91	26.69	26.69

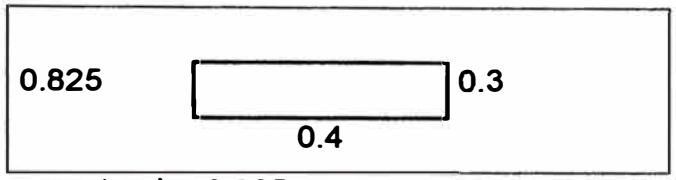
þu(tn/m2)= 61.46 (Esfuerzo para el diseño)

Verificación al corte por punzonamiento

hz(m)= 0.6 (altura de la zapata asumido)

d(m)= hz-recubrimiento= 0.525 (recubrimiento=7.5cm)

S(m)= 1.3



T(m)= 1.4

Condición del diseño: Vc>=Vu/Ø

Vc=0.25(2+4/Bc)√fc*bo*d <=1.06√fc*bo*d Bc=tx/ty= 1.33

bo=2(ty+d)+2(tx+d)= 3.5 Vc(tn)= 282.26

Vu(tn)= (Area zapata-Area sección critica)*þu= 64.96

Vu/Ø= 76.42 Vc>=Vu/G **hz.PERFECTO**

Verificación por cortante: condición: Vc>=Vu/Ø

Sentido longitudinal:

Vc=0.53√fc*S*d= 52.42 ; Vu=(Lvx-d)*S*þu

Los volados en ambas lados de la columna es:

Lvx(m)=(T-tx)/2= 0.5 ; Lvy=(S-ty)/2= 0.5

Vu(tn)=(Lvx-d)*S*þu= -2.00 ; Vu/Ø(tn)= -2.35

Por lo tanto se tiene: Vc>=Vu/G entonces: **CONFORME**

Sentido transversal:

Vc=0.53√fc*T*d= 56.45 ; Vu=(Lvy-d)*T*þu

Vu(tn)=(Lvy-d)*T*þu= -2.15 ; Vu/Ø(tn)= -2.53

Por lo tanto se tiene: Vc>=Vu/G entoces: **CONFORME**

DISEÑO POR FLEXIÓN						
Sentido longitudinal:						
Mu(tn-m)=S*þu*Lvx²/2=	9.99					
con este momento y las formulas:		As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y		a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9		
As(cm2)=	5.59	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	1.01			
As(cm2)=	5.08	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	0.92			
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	12.29	Usar barilla(pulgadas)=	5/8			
El área de acero será(cm2)=As=	12.29	;Numero de barillas=As/AØ=	6.21			
donde:AØ(cm2)=	1.98	Tomamos Numero de barilla=n=	6			
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(S-2r-Ø)/(n-1)=			0.24	m		
usar Ø	5/8	@	0.24	m		

Sentido transversal						
Mu(tn-m)=T*þu*Lvy²/2=	10.76					
con este momento y las formulas:		As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y		a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9		
As(cm2)=	6.02	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	1.01			
As(cm2)=	5.47	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	0.92			
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	13.23	Usar barilla(pulgadas)=	5/8			
El área de acero será(cm2)=As=	13.23	;Numero de barillas=As/AØ=	6.68			
donde:AØ(cm2)=	1.98	Tomamos Numero de barilla=n=	7			
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(T-2r-Ø)/(n-1)=			0.21	m		
usar Ø	5/8	@	0.21	m		

LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Long.disponible para cada barra(cm)=Ld=Lvx-r= 42.5

Para barras en tracción:

Ld=0.06(Ab*fy/√fc)>=0.0057*db*fy ó 30cm

donde db=diametro de la barra: ; Lde=0.8*Ld

Ab=Area de la barra(cm2)

Ld(cm)=0.06(Ab*fy/√fc)= 34.42

Ld(cm)=0.0057*db*fy= 38.00

Ld(cm)= 30

de donde Ld se toma el mayor=Ld= 38.00 ;por lo tanto: Lde=0.8*Ld= 30.40

Ld>Lde por lo tanto: **CONFORME**

VERIFICACIÓN POR TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

a).- Resistencia al aplastamiento sobre la columna

Pd(tn)= 48.03

Pl(tn)= 11.72 Pu(tn)=1.5*Pd+1.8*Pl= 93.141

Pn(tn)=Pu/Ø= 133.06 ;Ø=0.7

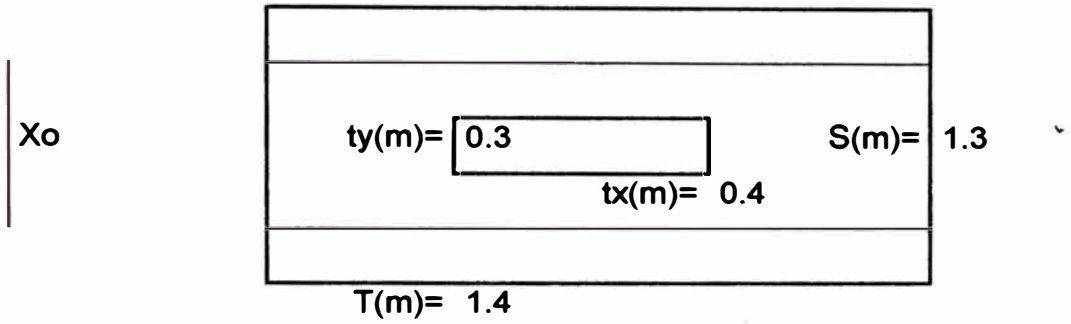
Resistencia al aplastamiento en la columna:Pnb

Pnb(tn)=0.85*fc*Ac ; Ac: área de la sección de la columna:

Pnb(tn)= 214.2 Pnb>Pn entonces: **CONFORME**

b).-Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

Pn(tn)=Pu/Ø= 133.06 ; Pnb=0.85*fc*Ao ; Ao=√(A2/A1)*Aco<=2*Acol



Xo/T=ty/tx: de donde

Xo(m)=T*ty/tx= 1.05 ;A2(m2)=T*Xo= 1.47

A1(m2)=Area de la sección de la columna=ty*tx= 0.12 ;√(A2/A1)= 3.50

por lo tanto se toma : √(A2/A1)= 2.00 Ao(m2)=√(A2/A1)*Acol= 0.24

donde: Acol=Area de la sección de la columna

Pnb(tn)=0.85*fc*Ao= 428.4 Pnb>Pn por lo tanto: **CONFORME**

DISEÑO DE ZAPATA: C-1

Datos obtenidos del SAP2000

Eje longitudinal		eje transversal	
Pd(tn)=	86.85	Pd(tn)=	86.85
Pl(tn)=	21.55	Pl(tn)=	21.55
Ps(tn)=	6.56	Ps(tn)=	0.35
Md(tn-m)=	2.14	Md(tn-m)=	-0.005
Ml(tn-m)=	0.98	Ml(tn-m)=	0.08
Ms(tn-m)=	7.8	Ms(tn-m)=	4.47

Caracteristicas de los materiales

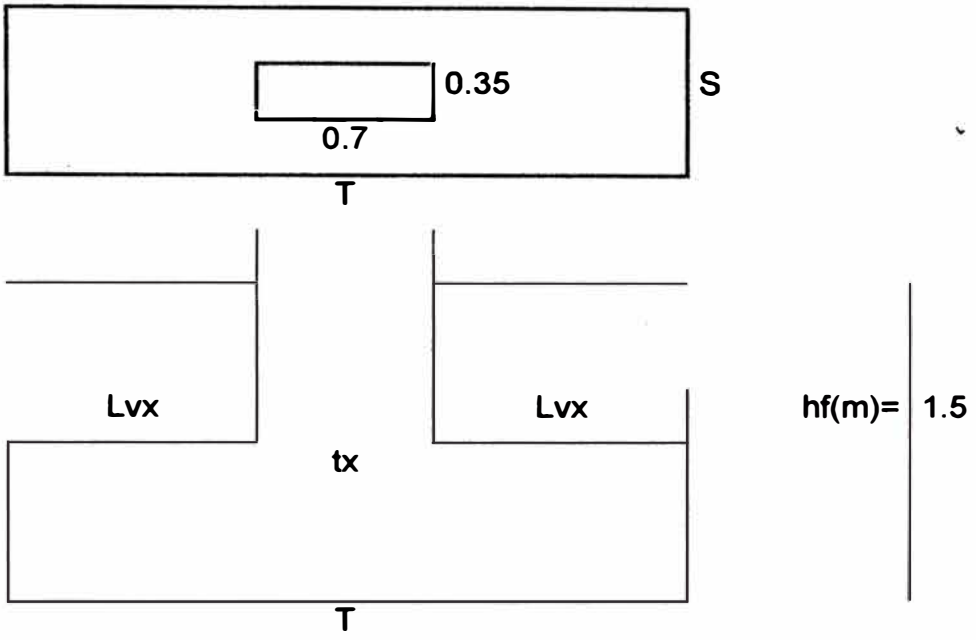
fc(kg/cm2)=	210	Pe.suelo(tn/m3)=	2.1
fy(kg/cm2)=	4200	s/c(kg/m2)=	200

þt(kg/cm2)= 4.5 (Capacidad portante sel suelo)

Caracteristicas geometricas

Dimenciones de la columna: tx(m)= 0.7 ty(m)= 0.35

Profuncidad de cimentación(m)=hf= 1.5



þn(tn/m2)=esfuerzo neto del terreno=			þt-Pe.suelo*hf-(s/c)=	41.65
Pservicio(tn)=	Pd+Pl+Ps=	114.96	; Azap(m2)= Pservicio/þn=	2.76

Para tener volados iguales en ambos lados de la columna:

T(m)=	√Azapat+(tx-ty)/2=	1.84	Lvx(m)=	0.57
S(m)=	√Azapat-(tx-ty)/2=	1.49	Lvy(m)=	0.57

DIMENSIONES DE LA ZAPATA:

Dimen. Zapata:	T(m)= 2.2	S(m)= 1.5

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS POR CARGA DE SERVICIO					
COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
D+L	108.40	3.12	0.08	0.03	0.00
D+L+S	114.96	10.92	4.55	0.09	0.04
D+L-S	101.84	-4.68	-4.40	-0.05	-0.04
D+S	93.41	9.94	4.47	0.11	0.05
D-S	80.29	-5.66	-4.48	-0.07	-0.06

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
32.85	3.78	0.06
34.84	13.24	3.76
30.86	-5.67	-3.63
28.31	12.05	3.69
24.33	-6.86	-3.70

	þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix				
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max.(tn/m2)
1	36.69	36.57	29.13	29.00	36.69
2	51.83	44.32	25.36	17.84	51.83
3	21.56	28.82	32.90	40.17	40.17
4	44.04	36.66	19.95	12.57	44.04
5	13.77	21.17	27.49	34.89	34.89

Esfuerzo max.del item "1"(tn/m2)= 41.65 (Maximo sin sismo)

Esf.max.del item"2,3,4,5"(tn/m2)= 1.3*þn= 54.15 (Maximo con sismo)

Estos dos esfuerzos, son los maximos esfuerzos que se puede obtener para un diseño optimo

CONFORME (SIN SISMO) CONFORME (CON SISMO)

ESFUERZO TRANSMITIDOS POR CARGAS AMPLIFICADAS					
COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
1.5D+1.8L	169.07	1.76	0.14	0.01	0.00
1.25(D+L+S)	143.70	13.65	5.68	0.09	0.04
1.25(D+L-S)	127.30	-5.85	-5.49	-0.05	-0.04
0.9D+1.25S	86.37	11.68	4.47	0.14	0.05
0.9D-1.25S	69.97	-7.82	-4.47	-0.11	-0.06

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
51.23	2.14	0.11
43.55	16.55	4.70
38.58	-7.09	-4.54
26.17	14.15	3.69
21.20	-9.48	-3.70

þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix					
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max(tn/m2)
1	53.48	53.26	49.21	48.98	53.48
2	64.79	55.40	31.70	22.30	64.79
3	26.94	36.03	41.13	50.21	50.21
4	44.01	36.63	15.71	8.33	44.01
5	8.02	15.42	26.99	34.38	34.38

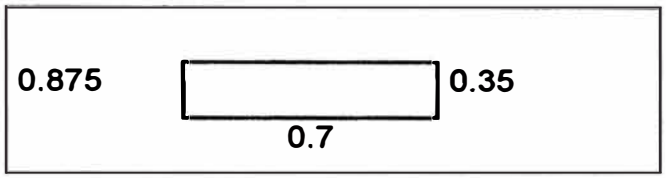
þu(tn/m2)= 64.79 (Esfuerzo para el diseño)

Verificación al corte por punzonamiento

hz(m)= 0.6 (altura de la zapata asumido)

d(m)= hz-recubrimiento= 0.525 (recubrimiento=7.5cm)

S(m)= 1.5



T(m)= 2.2

Condición del diseño:	Vc>=Vu/Ø		
Vc=0.25(2+4/Bc)√fc*bo*d	<=1.06√fc*bo*d	Bc=tx/ty=	2.00
bo=2(ty+d)+2(tx+d)=	4.2	Vc(tn)=	338.71
Vu(tn)=	(Area zapata-Area sección critica)*þu=		144.35
Vu/Ø= 169.83	Vc>=Vu/G		**hz.PERFECTO**

Verificación por cortante: condición: Vc>=Vu/Ø

Sentido longitudinal:

Vc=0.53√fc*S*d=	60.48	;	Vu=(Lvx-d)*S*þu

Los volados en ambas lados de la columna es:

Lvx(m)=(T-tx)/2=	0.75	; Lvy=(S-ty)/2=	0.575
Vu(tn)=(Lvx-d)*S*þu=	21.87	;	Vu/Ø(tn)= 25.72
Por lo tanto se tiene:	Vc>=Vu/G	entonces:	**CONFORME**

Sentido transversal:

Vc=0.53√fc*T*d=	88.71	;	Vu=(Lvy-d)*T*þu
Vu(tn)=(Lvy-d)*T*þu=	7.13	;	Vu/Ø(tn)= 8.38
Por lo tanto se tiene:	Vc>=Vu/G	entoces:	**CONFORME**

DISEÑO POR FLEXIÓN						
Sentido longitudinal:						
Mu(tn-m)=S*þu*Lvx²/2=	27.33					
con este momento y las formulas:	As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y		a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9			
As(cm2)=	15.30	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	2.40			
As(cm2)=	14.09	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	2.21			
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	14.18	Usar barilla(pulgadas)=	5/8			
El área de acero será(cm2)=As=	14.18	;Numero de barillas=As/AØ=	7.16			
donde:AØ(cm2)=	1.98	Tomamos Numero de barilla=n=	7			
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(S-2r-Ø)/(n-1)=		0.23	m			
usar Ø	5/8	@	0.23	m		

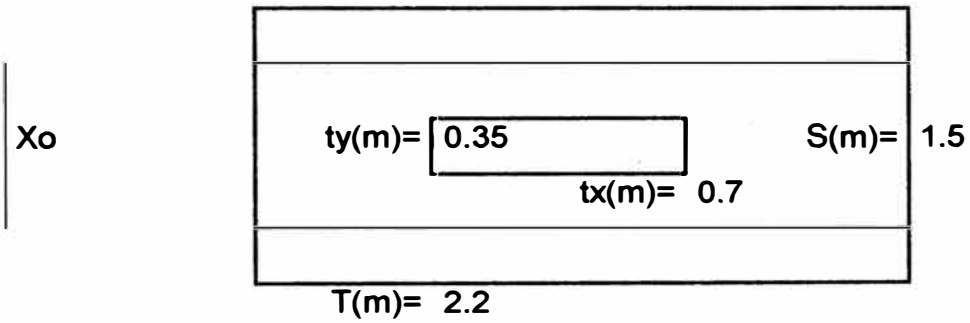
Sentido transversal						
Mu(tn-m)=T*þu*Lvy²/2=	23.56					
con este momento y las formulas:	As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y		a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9			
As(cm2)=	13.19	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	1.41			
As(cm2)=	12.03	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	1.29			
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	20.79	Usar barilla(pulgadas)=	5/8			
El área de acero será(cm2)=As=	20.79	;Numero de barillas=As/AØ=	10.50			
donde:AØ(cm2)=	1.98	Tomamos Numero de barilla=n=	11			
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(T-2r-Ø)/(n-1)=		0.20	m			
usar Ø	5/8	@	0.20	m		

LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO					
Long.disponible para cada barra(cm)=Ld=Lvx-r=			67.5		
Para barras en tracción:					
Ld=0.06(Ab*fy/√fc)>=0.0057*db*fy		ó	30cm		
donde db=diametro de la barra:		;	Lde=0.8*Ld		
Ab=Area de la barra(cm2)					
Ld(cm)=0.06(Ab*fy/√fc)=		34.42			
Ld(cm)=0.0057*db*fy=		38.00			
	Ld(cm)=	30			
de donde Ld se toma el mayor=Ld=		38.00	;por lo tanto:	Lde=0.8*Ld=	30.40
Ld>Lde	por lo tanto:		**CONFORME**		

VERIFICACIÓN POR TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS				
a).- Resistencia al aplastamiento sobre la columna				
Pd(tn)=	86.85			
Pl(tn)=	21.55	Pu(tn)=1.5*Pd+1.8*Pl=	169.065	
Pn(tn)=Pu/Ø=	241.52	;Ø=0.7		
Resistencia al aplastamiento en la columna:Pnb				
Pnb(tn)=0.85*fc*Ac	; Ac: área de la sección de la columna:			
Pnb(tn)=	437.325	Pnb>Pn	entonces:	**CONFORME**

b).-Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

Pn(tn)=Pu/Ø= 241.52 ; Pnb=0.85*fc*Ao ; Ao=√(A2/A1)*Aco<=2*Acol



Xo/T=ty/tx: de donde

Xo(m)=T*ty/tx= 1.10 ;A2(m2)=T*Xo= 2.42

A1(m2)=Area de la sección de la columna=ty*tx= 0.245 ;√(A2/A1)= 3.14

por lo tanto se toma :

√(A2/A1)= 2.00 Ao(m2)=√(A2/A1)*Acol= 0.49

donde: Acol=Area de la sección de la columna

Pnb(tn)=0.85*fc*Ao= 874.65 Pnb>Pn por lo tanto: **CONFORME**

DISEÑO DE ZAPATA: C-2

Datos obtenidos del SAP2000

Eje longitudinal		eje transversal	
Pd(tn)=	132.38	Pd(tn)=	132.38
Pl(tn)=	35.09	Pl(tn)=	35.09
Ps(tn)=	5.69	Ps(tn)=	0.34
Md(tn-m)=	-1.82	Md(tn-m)=	-0.005
Ml(tn-m)=	-0.99	Ml(tn-m)=	0.15
Ms(tn-m)=	10.4	Ms(tn-m)=	6.81

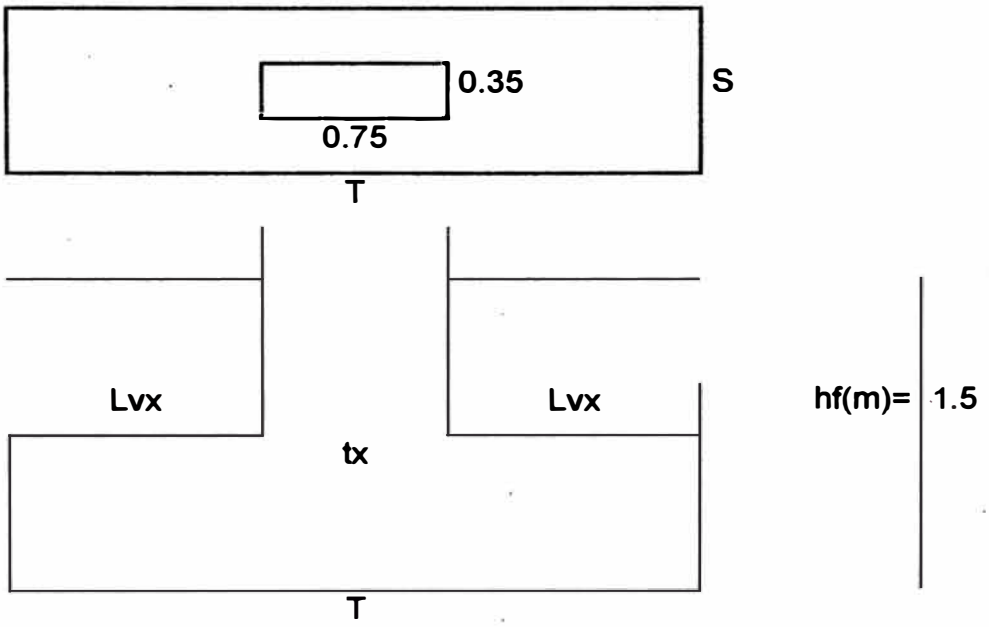
Caracteristicas de los materiales

fc(kg/cm2)=	210	Pe.suelo(tn/m3)=	2.1
fy(kg/cm2)=	4200	s/c(kg/m2)=	200
þt(kg/cm2)=	4.5	(Capacidad portante sel suelo)	

Caracteristicas geometricas

Dimenciones de la columna: tx(m)= 0.75 ty(m)= 0.35

Profuncidad de cimentación(m)=hf= 1.5



þn(tn/m2)=esfuerzo neto del terreno=			þt-Pe.suelo*hf-(s/c)=	41.65
Pservicio(tn)=	Pd+Pl+Ps=	173.16	; Azap(m2)= Pservicio/þn=	4.16

Para tener volados iguales en ambos lados de la columna:

T(m)=	√Azapat+(tx-ty)/2=	2.24	Lvx(m)=	0.74
S(m)=	√Azapat-(tx-ty)/2=	1.84	Lvy(m)=	0.74

DIMENSIONES DE LA ZAPATA:

Dimen. Zapata:	T(m)= 2.5	S(m)= 1.8

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS POR CARGA DE SERVICIO

COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
D+L	167.47	-2.81	0.15	-0.02	0.00
D+L+S	173.16	7.59	6.96	0.04	0.04
D+L-S	161.78	-13.21	-6.67	-0.08	-0.04
D+S	138.07	8.58	6.81	0.06	0.05
D-S	126.69	-12.22	-6.82	-0.10	-0.05

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
37.22	-2.08	0.08
38.48	5.62	3.71
35.95	-9.79	-3.55
30.68	6.36	3.63
28.15	-9.05	-3.63

	þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix				
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max.(tn/m2)
1	35.21	35.06	39.37	39.22	39.37
2	47.81	40.39	36.57	29.15	47.81
3	22.61	29.72	42.18	49.29	49.29
4	40.67	33.41	27.96	20.70	40.67
5	15.47	22.74	33.57	40.84	40.84

Esfuerzo max.del item "1"(tn/m2)= 41.65 (Maximo sin sismo)

Esf.max.del item"2,3,4,5"(tn/m2)= 1.3*þn= 54.15 (Maximo con sismo)

Estos dos esfuerzos, son los maximos esfuerzos que se puede obtener para un diseño optimo

CONFORME (SIN SISMO) CONFORME (CON SISMO)

ESFUERZO TRANSMITIDOS POR CARGAS AMPLIFICADAS					
COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
1.5D+1.8L	261.73	-1.78	0.26	-0.01	0.00
1.25(D+L+S)	216.45	9.49	8.69	0.04	0.04
1.25(D+L-S)	202.23	-16.51	-8.33	-0.08	-0.04
0.9D+1.25S	126.25	11.36	6.81	0.09	0.05
0.9D-1.25S	112.03	-14.64	-6.81	-0.13	-0.06

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
58.16	-1.32	0.14
48.10	7.03	4.64
44.94	-12.23	-4.44
28.06	8.42	3.63
24.90	-10.84	-3.63

þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix					
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max(tn/m2)
1	56.98	56.70	59.62	59.34	59.62
2	59.76	50.49	45.71	36.44	59.76
3	28.26	37.15	52.73	61.61	61.61
4	40.10	32.84	23.27	16.01	40.10
5	10.42	17.69	32.10	39.37	39.37

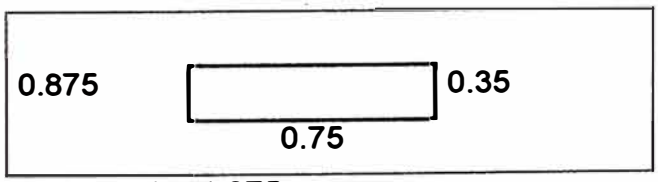
þu(tn/m2)= 61.61 (Esfuerzo para el diseño)

Verificación al corte por punzonamiento

hz(m)= 0.6 (altura de la zapata asumido)

d(m)= hz-recubrimiento= 0.525 (recubrimiento=7.5cm)

S(m)= 1.8



T(m)= 2.5

Condición del diseño: Vc>=Vu/Ø

Vc=0.25(2+4/Bc)√fc*bo*d <=1.06√fc*bo*d Bc=tx/ty= 2.14

bo=2(ty+d)+2(tx+d)= 4.3 Vc(tn)= 341.54

Vu(tn)= (Area zapata-Area sección critica)*þu= 208.52

Vu/Ø= 245.32 Vc>=Vu/G **hz.PERFECTO**

Verificación por cortante:	condición:	Vc>=Vu/Ø	
Sentido longitudinal:			
Vc=0.53√fc*S*d=	72.58	;	Vu=(Lvx-d)*S*þu
Los volados en ambas lados de la columna es:			
Lvx(m)=(T-tx)/2=	0.875	;	Lvy=(S-ty)/2= 0.725
Vu(tn)=(Lvx-d)*S*þu=	38.82	;	Vu/Ø(tn)= 45.67
Por lo tanto se tiene:	Vc>=Vu/G	entonces:	**CONFORME**
Sentido transversal:			
Vc=0.53√fc*T*d=	100.81	;	Vu=(Lvy-d)*T*þu
Vu(tn)=(Lvy-d)*T*þu=	30.81	;	Vu/Ø(tn)= 36.24
Por lo tanto se tiene:	Vc>=Vu/G	entoces:	**CONFORME**

DISEÑO POR FLEXIÓN			
Sentido longitudinal:			
Mu(tn-m)=S*þu*Lvx²/2=	42.46		
con este momento y las formulas:	As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y	a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9	
As(cm2)= 23.77	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	3.11	
As(cm2)= 22.05	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	2.88	
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	17.01	Usar barilla(pulgadas)=	5/8
El área de acero será(cm2)=As=	22.05	;Numero de barillas=As/AØ=	11.14
donde:AØ(cm2)= 1.98		Tomamos Numero de barilla=n=	11
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(S-2r-Ø)/(n-1)=		0.17	m
usar Ø 5/8	@	0.17	m

Sentido transversal			
Mu(tn-m)=T*þu*Lvy²/2=	40.48		
con este momento y las formulas:	As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y	a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9	
As(cm2)= 22.67	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	2.13	
As(cm2)= 20.82	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	1.96	
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	23.63	Usar barilla(pulgadas)=	5/8
El área de acero será(cm2)=As=	23.63	;Numero de barillas=As/AØ=	11.94

donde:AØ(cm2)=	1.98		Tomamos Numero de barilla=n=	12	
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(T-2r-Ø)/(n-1)=			0.21	m	
usar Ø	5/8	@	0.21	m	

LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Long.disponible para cada barra(cm)=Ld=Lvx-r=			80		
Para barras en tracción:					
Ld=0.06(Ab*fy/√fc)>=0.0057*db*fy		ó	30cm		
donde db=diametro de la barra:		;	Lde=0.8*Ld		
Ab=Area de la barra(cm2)					
Ld(cm)=0.06(Ab*fy/√fc)=	34.42				
Ld(cm)=0.0057*db*fy=	38.00				
Ld(cm)=	30				
de donde Ld se toma el mayor=Ld=	38.00	;por lo tanto:	Lde=0.8*Ld=	30.40	
Ld>Lde	por lo tanto:		**CONFORME**		

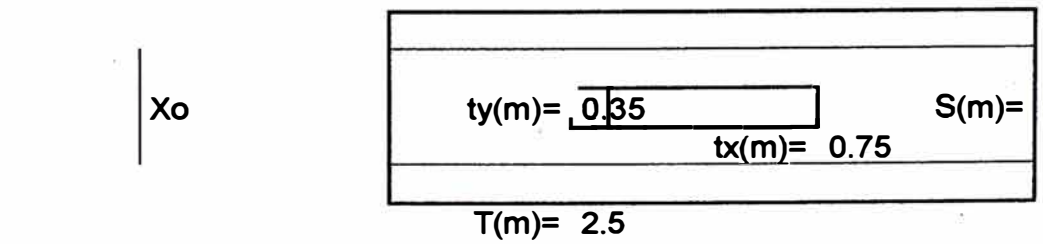
VERIFICACIÓN POR TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

a).- Resistencia al aplastamiento sobre la columna

Pd(tn)=	132.38				
Pl(tn)=	35.09	Pu(tn)=1.5*Pd+1.8*Pl=	261.732		
Pn(tn)=Pu/Ø=	373.90	;Ø=0.7			
Resistencia al aplastamiento en la columna:Pnb					
Pnb(tn)=0.85*fc*Ac	; Ac: área de la sección de la columna:				
Pnb(tn)=	468.5625	Pnb>Pn	entonces:	**CONFORME**	

b).-Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

Pn(tn)=Pu/Ø= 373.90 ; Pnb=0.85*fc*Ao ; Ao=√(A2/A1)*Aco<=2*Acol



Xo/T=ty/tx: de donde					
Xo(m)=T*ty/tx=	1.17	;A2(m2)=T*Xo=	2.92		
A1(m2)=Area de la sección de la columna=ty*tx=		0.2625	;√(A2/A1)=	3.33	
por lo tanto se toma :					
√(A2/A1)=	2.00	Ao(m2)=√(A2/A1)*Acol=	0.525		
donde: Acol=Area de la sección de la columna					
Pnb(tn)=0.85*fc*Ao=	937.125	Pnb>Pn	por lo tanto:	**CONFORME**	

DISEÑO DE ZAPATA: A-2

Datos obtenidos del SAP2000

Eje longitudinal	
Pd(tn)=	93.71
Pl(tn)=	19.36
Ps(tn)=	14.67
Md(tn-m)=	-4.8
Ml(tn-m)=	-0.81
Ms(tn-m)=	103.93

eje transversal	
Pd(tn)=	93.71
Pl(tn)=	19.36
Ps(tn)=	18.71
Md(tn-m)=	0.63
Ml(tn-m)=	0.24
Ms(tn-m)=	12.23

Caracteristicas de los materiales

fc(kg/cm2)= 210 Pe.suelo(tn/m3)= 2.1

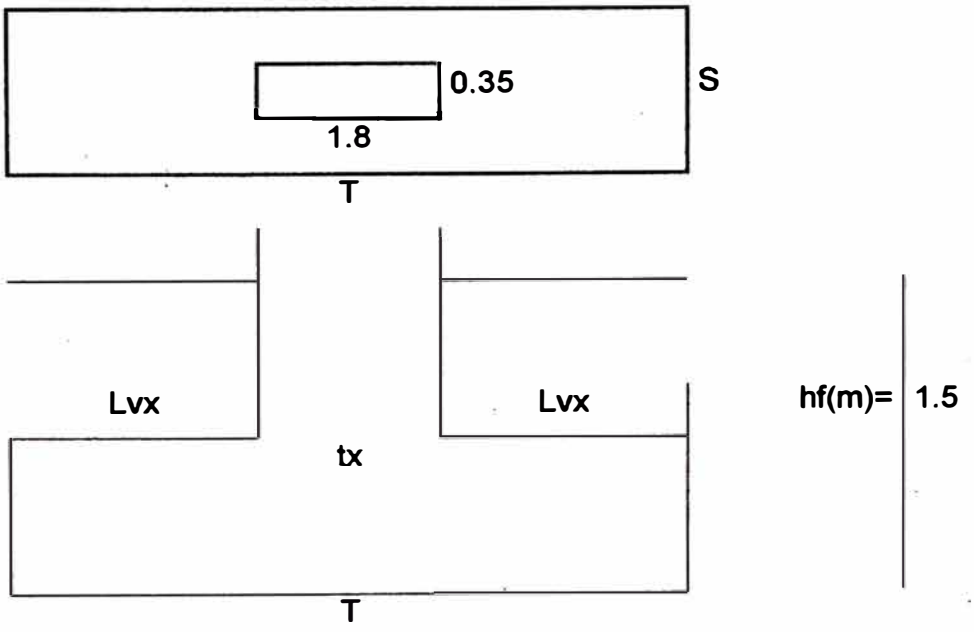
fy(kg/cm2)= 4200 s/c(kg/m2)= 200

þt(kg/cm2)= 4.5 (Capacidad portante sel suelo)

Caracteristicas geometricas

Dimenciones de la columna: tx(m)= 1.8 ty(m)= 0.35

Profuncidad de cimentación(m)=hf= 1.5



þn(tn/m2)=esfuerzo neto del terreno=			þt-Pe.suelo*hf-(s/c)=	41.65
Pservicio(tn)=	Pd+Pl+Ps=	131.78	; Azap(m2)= Pservicio/þn=	3.16

Para tener volados iguales en ambos lados de la columna:

T(m)=	√Azapat+(tx-ty)/2=	2.50	Lvx(m)=	0.35
S(m)=	√Azapat-(tx-ty)/2=	1.05	Lvy(m)=	0.35

DIMENSIONES DE LA ZAPATA:

Dimen. Zapata:	T(m)=	3.2	S(m)=	2.4

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS POR CARGA DE SERVICIO

COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
D+L	113.07	-5.61	0.87	-0.05	0.01
D+L+S	131.78	98.32	13.10	0.75	0.10
D+L-S	94.36	-109.54	-11.36	-1.16	-0.12
D+S	112.42	99.13	12.86	0.88	0.11
D-S	75.00	-108.73	-11.60	-1.45	-0.15

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
14.72	-1.83	0.21
17.16	32.01	3.20
12.29	-35.66	-2.77
14.64	32.27	3.14
9.77	-35.39	-2.83

	þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix				
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max.(tn/m2)
1	13.11	12.68	16.76	16.34	16.76
2	52.36	45.97	-11.65	-18.04	52.36
3	-26.14	-20.60	45.17	50.72	50.72
4	50.05	43.77	-14.49	-20.77	50.05
5	-28.46	-22.80	42.33	47.99	47.99

Esfuerzo max.del item "1"(tn/m2)= 41.65 (Maximo sin sismo)

Esf.max.del item"2,3,4,5"(tn/m2)= 1.3*þn= 54.15 (Maximo con sismo)

Estos dos esfuerzos, son los maximos esfuerzos que se puede obtener para un diseño optimo

CONFORME (SIN SISMO) CONFORME (CON SISMO)

ESFUERZO TRANSMITIDOS POR CARGAS AMPLIFICADAS					
COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
1.5D+1.8L	175.41	-1.46	1.38	-0.01	0.01
1.25(D+L+S)	159.68	122.90	16.38	0.77	0.10
1.25(D+L-S)	123.00	-136.93	-14.20	-1.11	-0.12
0.9D+1.25S	102.68	125.59	12.80	1.22	0.12
0.9D-1.25S	66.00	-134.23	-11.66	-2.03	-0.18

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
22.84	-0.47	0.34
20.79	40.01	4.00
16.02	-44.57	-3.47
13.37	40.88	3.12
8.59	-43.70	-2.85

þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix					
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max(tn/m2)
1	22.70	22.03	23.65	22.98	23.65
2	64.80	56.80	-15.22	-23.21	64.80
3	-32.02	-25.09	57.12	64.05	64.05
4	57.38	51.13	-24.39	-30.64	57.38
5	-37.95	-32.25	49.44	55.14	55.14

þu(tn/m2)= 64.80 (Esfuerzo para el diseño)

Verificación al corte por punzonamiento

hz(m)= 0.7 (altura de la zapata asumido)

d(m)= hz-recubrimiento= 0.625 (recubrimiento=7.5cm)

S(m)= 2.4

ty+d= 0.975 — 0.35 — 1.8

tx+d= 2.425

T(m)= 3.2

Condición del diseño: Vc>=Vu/Ø

Vc=0.25(2+4/Bc)√fc*bo*d <=1.06√fc*bo*d Bc=tx/ty= 5.14

bo=2(ty+d)+2(tx+d)= 6.8 Vc(tn)= 461.91

Vu(tn)= (Area zapata-Area sección critica)*þu= 344.43

Vu/Ø= 405.21 Vc>=Vu/G **hz.PERFECTO**

Verificación por cortante:	condición:	Vc>=Vu/Ø	
Sentido longitudinal:			
Vc=0.53√fc*S*d=	115.21	;	Vu=(Lvx-d)*S*þu
Los volados en ambas lados de la columna es:			
Lvx(m)=(T-tx)/2=	0.7	;	Lvy=(S-ty)/2= 1.025
Vu(tn)=(Lvx-d)*S*þu=	11.66	;	Vu/Ø(tn)= 13.72
Por lo tanto se tiene:	Vc>=Vu/G	entonces:	**CONFORME**
Sentido transversal:			
Vc=0.53√fc*T*d=	153.61	;	Vu=(Lvy-d)*T*þu
Vu(tn)=(Lvy-d)*T*þu=	82.94	;	Vu/Ø(tn)= 97.57
Por lo tanto se tiene:	Vc>=Vu/G	entoces:	**CONFORME**

DISEÑO POR FLEXIÓN			
Sentido longitudinal:			
Mu(tn-m)=S*þu*Lvx²/2=	38.10		
con este momento y las formulas:	As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y	a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9	
As(cm2)=	17.92	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	1.76
As(cm2)=	16.36	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	1.60
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	27.00	Usar barilla(pulgadas)=	5/8
El área de acero será(cm2)=As=	27.00	;Numero de barillas=As/AØ=	13.5
donde:AØ(cm2)= 2		Tomamos Numero de barilla=n=	14
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(S-2r-Ø)/(n-1)=		0.18	m
usar Ø 5/8	@	0.18	m

Sentido transversal			
Mu(tn-m)=T*þu*Lvy²/2=	108.92		
con este momento y las formulas:	As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y	a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9	
As(cm2)=	51.23	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	3.77
As(cm2)=	47.54	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	3.50
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	36.00	Usar barilla(pulgadas)=	3/4
El área de acero será(cm2)=As=	47.54	;Numero de barillas=As/AØ=	16.68

donde:AØ(cm2)=	2.85		Tomamos Numero de barilla=n=	17	
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(T-2r-Ø)/(n-1)=			0.19	m	
usar Ø	3/4	@	0.19	m	

LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Long.disponible para cada barra(cm)=Ld=Lvx-r=			62.5		
Para barras en tracción:					
Ld=0.06(Ab*fy/√fc)>=0.0057*db*fy		ó	30cm		
donde db=diametro de la barra:		;	Lde=0.8*Ld		
Ab=Area de la barra(cm2)					
Ld(cm)=0.06(Ab*fy/√fc)=		49.56			
Ld(cm)=0.0057*db*fy=		45.61			
	Ld(cm)=	30			
de donde Ld se toma el mayor=Ld=		49.56	;por lo tanto:	Lde=0.8*Ld=	39.65
Ld>Lde	por lo tanto:		**CONFORME**		

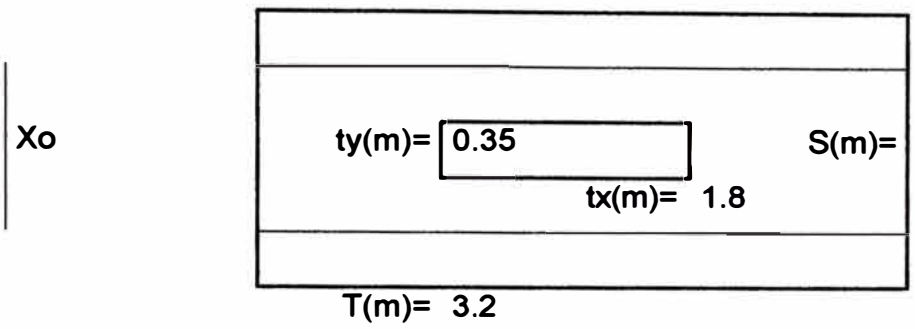
VERIFICACIÓN POR TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

a).- Resistencia al aplastamiento sobre la columna

Pd(tn)=	93.71				
Pl(tn)=	19.36		Pu(tn)=1.5*Pd+1.8*Pl=		175.413
Pn(tn)=Pu/Ø=	250.59	;Ø=0.7			
Resistencia al aplastamiento en la columna:Pnb					
Pnb(tn)=0.85*fc*Ac	; Ac: área de la sección de la columna:				
Pnb(tn)=	1124.55	Pnb>Pn	entonces:		**CONFORME**

b).-Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

Pn(tn)=Pu/Ø= 250.59 ; Pnb=0.85*fc*Ao ; Ao=√(A2/A1)*Aco<=2*Acol



Xo/T=ty/tx: de donde

Xo(m)=T*ty/tx= 0.62 ;A2(m2)=T*Xo= 1.99

A1(m2)=Area de la sección de la columna=ty*tx= 0.63 ;√(A2/A1)= 1.78

por lo tanto se toma :

√(A2/A1)= 1.78 Ao(m2)=√(A2/A1)*Acol= 1.12

donde: Acol=Area de la sección de la columna

Pnb(tn)=0.85*fc*Ao= 1999.2 Pnb>Pn por lo tanto: **CONFORME**

DISEÑO DE ZAPATA: A-1

Datos obtenidos del SAP2000

Eje longitudinal	
Pd(tn)=	61.14
Pl(tn)=	11.73
Ps(tn)=	14.06
Md(tn-m)=	0.48
Ml(tn-m)=	0.14
Ms(tn-m)=	57.26

eje transversal	
Pd(tn)=	61.14
Pl(tn)=	11.73
Ps(tn)=	6.88
Md(tn-m)=	0.82
Ml(tn-m)=	0.45
Ms(tn-m)=	12.39

Caracteristicas de los materiales

fc(kg/cm2)= 210 Pe.suelo(tn/m3)= 2.1

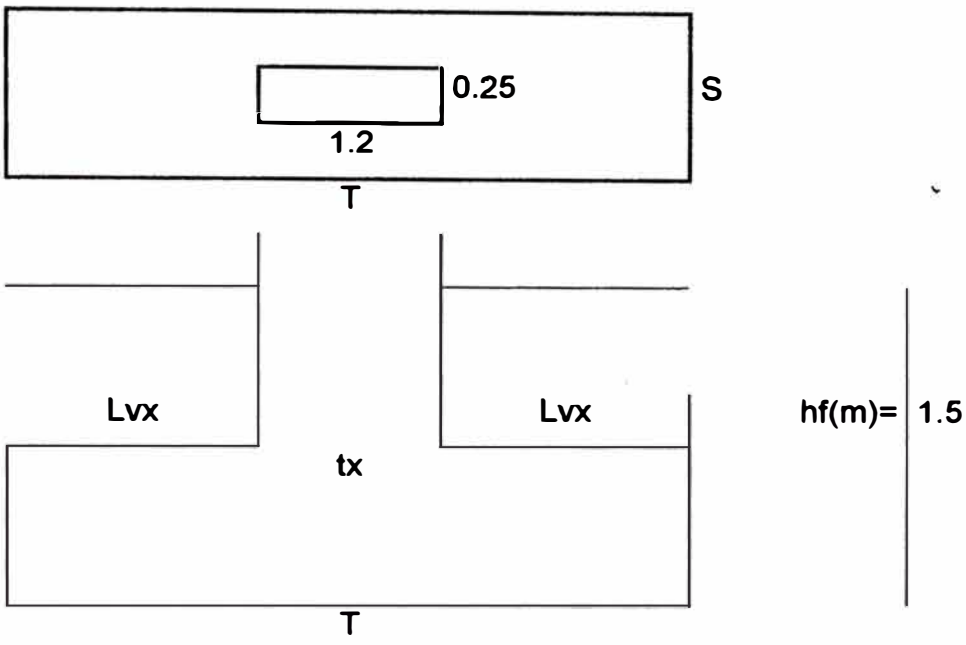
fy(kg/cm2)= 4200 s/c(kg/m2)= 200

þt(kg/cm2)= 4.5 (Capacidad portante sel suelo)

Caracteristicas geometricas

Dimenciones de la columna: tx(m)= 1.2 ty(m)= 0.25

Profuncidad de cimentación(m)=hf= 1.5



þn(tn/m2)=esfuerzo neto del terreno=		þt-Pe.suelo*hf-(s/c)=	41.65
Pservicio(tn)=	Pd+Pl+Ps= 86.93	; Azap(m2)=	Pservicio/þn= 2.09

Para tener volados iguales en ambos lados de la columna:

T(m)=	√Azapat+(tx-ty)/2=	1.92	Lvx(m)= 0.36
S(m)=	√Azapat-(tx-ty)/2=	0.97	Lvy(m)= 0.36

DIMENSIONES DE LA ZAPATA:

Dimen. Zapata:	T(m)= 2.7	S(m)= 2

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS POR CARGA DE SERVICIO					
COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
D+L	72.87	0.62	1.27	0.01	0.02
D+L+S	86.93	57.88	13.66	0.67	0.16
D+L-S	58.81	-56.64	-11.12	-0.96	-0.19
D+S	75.20	57.74	13.21	0.77	0.18
D-S	47.08	-56.78	-11.57	-1.21	-0.25

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
13.49	0.34	0.52
16.10	32.16	5.62
10.89	-31.47	-4.58
13.93	32.08	5.44
8.72	-31.54	-4.76

	þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix				
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max.(tn/m2)
1	14.36	13.32	13.67	12.63	14.36
2	53.88	42.63	-10.44	-21.68	53.88
3	-25.15	-16.00	37.78	46.93	46.93
4	51.44	40.57	-12.72	-23.59	51.44
5	-27.59	-18.06	35.50	45.02	45.02

Esfuerzo max.del item "1"(tn/m2)= 41.65 (Maximo sin sismo)

Esf.max.del item"2,3,4,5"(tn/m2)= 1.3*þn= 54.15 (Maximo con sismo)

Estos dos esfuerzos, son los maximos esfuerzos que se puede obtener para un diseño optimo

CONFORME (SIN SISMO) CONFORME (CON SISMO)

ESFUERZO TRANSMITIDOS POR CARGAS AMPLIFICADAS					
COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
1.5D+1.8L	112.82	0.25	2.04	0.00	0.02
1.25(D+L+S)	108.66	72.35	17.08	0.67	0.16
1.25(D+L-S)	73.51	-70.80	-13.90	-0.96	-0.19
0.9D+1.25S	72.60	72.01	13.13	0.99	0.18
0.9D-1.25S	37.45	-71.14	-11.65	-1.90	-0.31

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
20.89	0.14	0.84
20.12	40.19	7.03
13.61	-39.33	-5.72
13.44	40.00	5.40
6.94	-39.52	-4.80

þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix					
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max(tn/m2)
1	21.87	20.19	21.59	19.91	21.87
2	67.34	53.29	-13.05	-27.10	67.34
3	-31.44	-20.00	47.23	58.67	58.67
4	58.85	48.05	-21.16	-31.96	58.85
5	-37.38	-27.79	41.66	51.25	51.25

þu(tn/m2)= 67.34 (Esfuerzo para el diseño)

Verificación al corte por punzonamiento

(altura de la zapata

hz(m)= 0.7 asumido)

hz-

d(m)= recubrimiento= 0.625 (recubrimiento=7.5cm)

S(m)= 2

ty+d= 0.875 0.25

1.2

tx+d= 1.825

T(m)= 2.7

Condición del diseño: Vc>=Vu/Ø

Vc=0.25(2+4/Bc)√fc*bo*d <=1.06√fc*bo*d Bc=tx/ty= 4.80

bo=2(ty+d)+2(tx+d)= 5.4 Vc(tn)= 374.15

Vu(tn)= (Area zapata-Area sección critica)*þu= 256.12

Vu/Ø= 301.31 Vc>=Vu/G **hz.PERFECTO**

Verificación por cortante: condición: Vc>=Vu/Ø

Sentido longitudinal:

Vc=0.53√fc*S*d= 96.01 ; Vu=(Lvx-d)*S*þu

Los volados en ambas lados de la columna es:

Lvx(m)=(T-tx)/2= 0.75 ; Lvy=(S-ty)/2= 0.875

Vu(tn)=(Lvx-d)*S*þu= 16.84 ; Vu/Ø(tn)= 19.81

Por lo tanto se tiene: Vc>=Vu/G entonces: **CONFORME**

Sentido transversal:

Vc=0.53√fc*T*d= 129.61 ; Vu=(Lvy-d)*T*þu

Vu(tn)=(Lvy-d)*T*þu= 45.46 ; Vu/Ø(tn)= 53.48

Por lo tanto se tiene: Vc>=Vu/G entoces: **CONFORME**

DISEÑO POR FLEXIÓN					
Sentido longitudinal:					
Mu(tn-m)=S*þu*Lvx²/2=	37.88				
con este momento y las formulas:		As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y		a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9	
As(cm2)=	17.82	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	2.10		
As(cm2)=	16.31	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	1.92		
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	22.50	Usar barilla(pulgadas)=	5/8		
El área de acero será(cm2)=As=	22.50	;Numero de barillas=As/AØ=	11.37		
donde:AØ(cm2)=	1.98	Tomamos Numero de barilla=n=	11		
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(S-2r-Ø)/(n-1)=		0.19	m		
usar Ø	5/8	@	0.19	m	

Sentido transversal					
Mu(tn-m)=T*þu*Lvy²/2=	69.61				
con este momento y las formulas:		As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y		a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9	
As(cm2)=	32.74	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	2.85		
As(cm2)=	30.15	a=As*fy/(0.85*fc*b)=	2.63		
Aminima(cm2)=0.0018*S*d=	30.38	Usar barilla(pulgadas)=	5/8		
El área de acero será(cm2)=As=	30.38	;Numero de barillas=As/AØ=	15.35		
donde:AØ(cm2)=	1.98	Tomamos Numero de barilla=n=	15		
espaciamiento entre barilla(cm)=s=(T-2r-Ø)/(n-1)=		0.18	m		
usar Ø	5/8	@	0.18	m	

LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO			
Long.disponible para cada barra(cm)=Ld=Lvx-r=		67.5	
Para barras en tracción:			
Ld=0.06(Ab*fy/√fc)>=0.0057*db*fy	ó	30cm	
donde db=diametro de la barra:	;	Lde=0.8*Ld	
Ab=Area de la barra(cm2)			

Ld(cm)=0.06(Ab*fy/√fc)=		34.42			
Ld(cm)=0.0057*db*fy=		38.00			
	Ld(cm)=	30			
de donde Ld se toma el					
mayor=Ld=		38.00	;por lo tanto:	Lde=0.8*Ld=	30.40
Ld>Lde	por lo tanto:		**CONFORME**		

VERIFICACIÓN POR TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

a).- Resistencia al aplastamiento sobre la columna

Pd(tn)= 61.14

Pl(tn)= 11.73 Pu(tn)=1.5*Pd+1.8*Pl= 112.824

Pn(tn)=Pu/Ø= 161.18 ;Ø=0.7

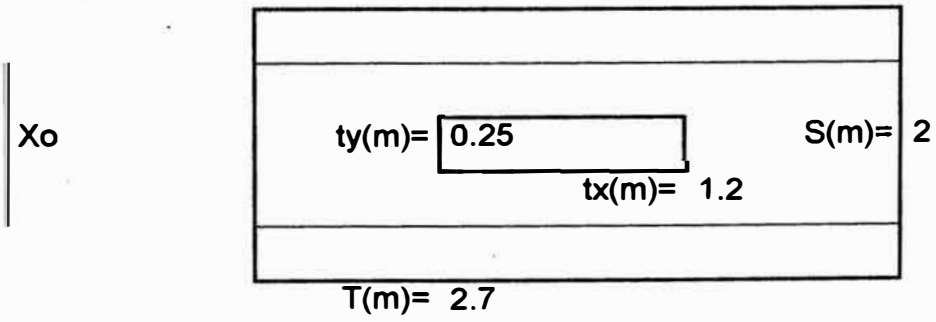
Resistencia al aplastamiento en la columna:Pnb

Pnb(tn)=0.85*fc*Ac ; Ac: área de la sección de la columna:

Pnb(tn)= 535.5 Pnb>Pn entonces: **CONFORME**

b).-Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

Pn(tn)=Pu/Ø= 161.18 ; Pnb=0.85*fc*Ao ; Ao=√(A2/A1)*Aco<=2*Acol



Xo/T=ty/tx: de donde

Xo(m)=T*ty/tx= 0.56 ;A2(m2)=T*Xo= 1.52

A1(m2)=Area de la sección de la columna=ty*tx= 0.3 ;√(A2/A1)= 2.25

por lo tanto se toma :

√(A2/A1)= 2.00 Ao(m2)=√(A2/A1)*Acol= 0.6

donde: Acol=Area de la sección de la columna

Pnb(tn)=0.85*fc*Ao= 1071 Pnb>Pn por lo tanto: **CONFORME**

DISEÑO DE ZAPATA: A-3

Datos obtenidos del SAP2000

Eje longitudinal	
Pd(tn)=	43.78
Pl(tn)=	8.03
Ps(tn)=	8.82
Md(tn-m)=	0.51
Ml(tn-m)=	-0.03
Ms(tn-m)=	48.68

eje transversal	
Pd(tn)=	43.78
Pl(tn)=	8.03
Ps(tn)=	21.93
Md(tn-m)=	-0.35
Ml(tn-m)=	-0.1
Ms(tn-m)=	3.54

Caracteristicas de los materiales

fc(kg/cm2)= 210 Pe.suelo(tn/m3)= 2.1

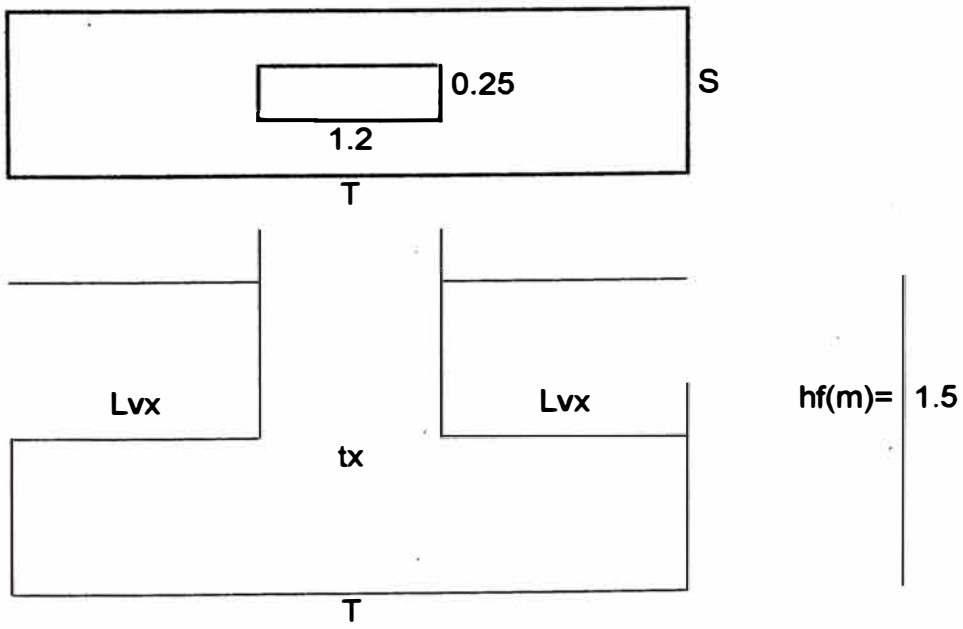
fy(kg/cm2)= 4200 s/c(kg/m2)= 200

þt(kg/cm2)= 4.5 (Capacidad portante sel suelo)

Caracteristicas geometricas

Dimenciones de la columna: tx(m)= 1.2 ty(m)= 0.25

Profuncidad de cimentación(m)=hf= 1.5



þn(tn/m2)=esfuerzo neto del terreno=			þt-Pe.suelo*hf-(s/c)=	41.65
Pservicio(tn)=	Pd+Pl+Ps=	73.74	; Azap(m2)=	Pservicio/þn= 1.77

Para tener volados iguales en ambos lados de la columna:				
T(m)=	√Azapat+(tx-ty)/2=	1.81	Lvx(m)=	0.30
S(m)=	√Azapat-(tx-ty)/2=	0.86	Lvy(m)=	0.30
DIMENSIONES DE LA ZAPATA:				
Dimen. Zapata:	T(m)= 2.7		S(m)= 1.8	

VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS POR CARGA DE SERVICIO

COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
D+L	51.81	0.48	-0.45	0.01	-0.01
D+L+S	73.74	49.16	3.09	0.67	0.04
D+L-S	29.88	-48.20	-3.99	-1.61	-0.13
D+S	65.71	49.19	3.19	0.75	0.05
D-S	21.85	-48.17	-3.89	-2.20	-0.18

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
10.66	0.33	-0.21
15.17	33.72	1.41
6.15	-33.06	-1.82
13.52	33.74	1.46
4.50	-33.04	-1.78

	þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix				
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max.(tn/m2)
1	10.78	11.20	10.13	10.54	11.20
2	50.30	47.48	-17.13	-19.96	50.30
3	-28.74	-25.09	37.38	41.03	41.03
4	48.72	45.80	-18.76	-21.68	48.72
5	-30.32	-26.76	35.76	39.31	39.31

Esfuerzo max.del item "1"(tn/m2)=	41.65		(Maximo sin sismo)
Esf.max.del item"2,3,4,5"(tn/m2)=	1.3*þn=	54.15	(Maximo con sismo)

Estos dos esfuerzos, son los maximos esfuerzos que se puede obtener para un diseño optimo

CONFORME (SIN SISMO) CONFORME (CON SISMO)

ESFUERZO TRANSMITIDOS POR CARGAS AMPLIFICADAS					
COMBINACION	Pu(tn)	Mu Long. (Tn-m)	Mu transv. (Tn-m)	ex(m)	ey(m)
1.5D+1.8L	80.12	-0.05	-0.71	0.00	-0.01
1.25(D+L+S)	75.79	61.45	3.86	0.81	0.05
1.25(D+L-S)	53.74	-60.25	-4.99	-1.12	-0.09
0.9D+1.25S	50.43	61.31	3.23	1.22	0.06
0.9D-1.25S	28.38	-60.39	-3.86	-2.13	-0.14

P/A	My*Cx/Iy	Mx*Cy/Ix
16.49	-0.04	-0.32
15.59	42.15	1.77
11.06	-41.32	-2.28
10.38	42.05	1.47
5.84	-41.42	-1.76

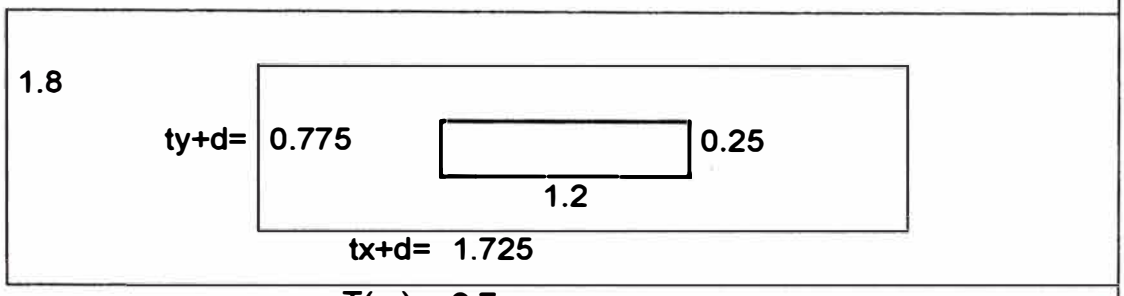
þ=P/A+ - My*Cx/Iy + - Mx*Cy/Ix					
item	þ1(tn/m2)	þ2(tn/m2)	þ3(tn/m2)	þ4(tn/m2)	Max(tn/m2)
1	16.13	16.77	16.20	16.85	16.85
2	59.51	55.97	-24.79	-28.32	59.51
3	-32.55	-27.99	50.10	54.66	54.66
4	53.90	50.95	-30.20	-33.15	53.90
5	-37.34	-33.82	45.50	49.02	49.02

þu(tn/m2)= 59.51 (Esfuerzo para el diseño)

Verificación al corte por punzonamiento

hz(m)= 0.6 (altura de la zapata asumido)

d(m)= hz-recubrimiento= 0.525 (recubrimiento=7.5cm)



Condición del diseño:	Vc>=Vu/Ø		
Vc=0.25(2+4/Bc)√fc*bo*d	<=1.06√fc*bo*d		Bc=tx/ty= 4.80
bo=2(ty+d)+2(tx+d)=	5	Vc(tn)=	291.00
Vu(tn)=	(Area zapata-Area sección critica)*þu=		209.65
Vu/Ø= 246.65	Vc>=Vu/G		**hz.PERFECTO**

Verificación por cortante: condición: Vc>=Vu/Ø

Sentido longitudinal:

Vc=0.53√fc*S*d= 72.58 ; Vu=(Lvx-d)*S*þu

Los volados en ambas lados de la columna es:

Lvx(m)=(T-tx)/2= 0.75 ; Lvy=(S-ty)/2= 0.775

Vu(tn)=(Lvx-d)*S*þu= 24.10 ; Vu/Ø(tn)= 28.35

Por lo tanto se tiene: Vc>=Vu/G entonces: **CONFORME**

Sentido transversal:

Vc=0.53√fc*T*d= 108.87 ; Vu=(Lvy-d)*T*þu

Vu(tn)=(Lvy-d)*T*þu= 40.17 ; Vu/Ø(tn)= 47.26

Por lo tanto se tiene: Vc>=Vu/G entoces: **CONFORME**

DISEÑO POR FLEXIÓN

Sentido longitudinal:

Mu(tn-m)=S*þu*Lvx²/2= 30.13

con este momento y las formulas: As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9

As(cm2)= 16.87 a=As*fy/(0.85*fc*b)= 2.20

As(cm2)= 15.51 a=As*fy/(0.85*fc*b)= 2.03

Aminima(cm2)=0.0018*S*d= 17.01 Usar barilla(pulgadas)= 5/8

El área de acero será(cm2)=As= 17.01 ;Numero de barillas=As/AØ= 8.59

donde:AØ(cm2)= 1.98 Tomamos Numero de barilla=n= 9

espaciamiento entre barilla(cm)=s=(S-2r-Ø)/(n-1)= 0.21 m

usar Ø 5/8 @ 0.21 m

Sentido transversal

Mu(tn-m)=T*þu*Lvy²/2= 48.25

con este momento y las formulas: As=Mu/(Øfy(d-a/2)); y a=As*fy/(0.85*fc*b);Ø=0.9

As(cm2)= 27.02 a=As*fy/(0.85*fc*b)= 2.35

As(cm2)= 24.87 a=As*fy/(0.85*fc*b)= 2.17

Aminima(cm2)=0.0018*S*d= 25.52 Usar barilla(pulgadas)= 5/8

El área de acero será(cm2)=As= 25.52 ;Numero de barillas=As/AØ= 12.89

donde:AØ(cm2)= 1.98 Tomamos Numero de barilla=n= 13

espaciamiento entre barilla(cm)=s=(T-2r-Ø)/(n-1)= 0.21 m

usar Ø 5/8 @ 0.21 m

LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Long.disponible para cada barra(cm)=Ld=Lvx-r= 67.5

Para barras en tracción:

Ld=0.06(Ab*fy/√fc)>=0.0057*db*fy ó 30cm

donde db=diametro de la barra: ; Lde=0.8*Ld

Ab=Area de la barra(cm2)

Ld(cm)=0.06(Ab*fy/√fc)= 34.42

Ld(cm)=0.0057*db*fy= 38.00

Ld(cm)= 30

de donde Ld se toma el 38.00 ;por lo tanto: Lde=0.8*Ld= 30.40

mayor=Ld=

Ld>Lde por lo tanto: **CONFORME**

VERIFICACIÓN POR TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

a).- Resistencia al aplastamiento sobre la columna

Pd(tn)= 43.78

Pl(tn)= 8.03 Pu(tn)=1.5*Pd+1.8*Pl= 80.124

Pn(tn)=Pu/Ø= 114.46 ;Ø=0.7

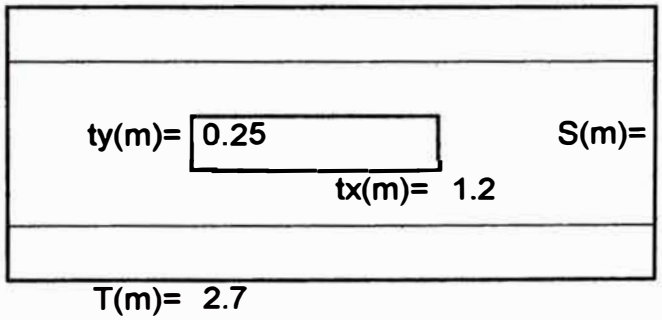
Resistencia al aplastamiento en la columna:Pnb

Pnb(tn)=0.85*fc*Ac ; Ac: área de la sección de la columna:

Pnb(tn)= 535.5 Pnb>Pn entonces: **CONFORME**

b).-Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

Pn(tn)=Pu/Ø= 114.46 ; Pnb=0.85*fc*Ao ; Ao=√(A2/A1)*Aco<=2*Acol



Xo/T=ty/tx: de donde

Xo(m)=T*ty/tx= 0.56 ;A2(m2)=T*Xo= 1.52

A1(m2)=Area de la sección de la columna=ty*tx= 0.3 ;√(A2/A1)= 2.25

por lo tanto se toma :

√(A2/A1)= 2.00 Ao(m2)=√(A2/A1)*Acol= 0.6

donde: Acol=Area de la sección de la columna

Pnb(tn)=0.85*fc*Ao= 1071 Pnb>Pn por lo tanto: **CONFORME**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.- El comportamiento estructural de una edificación depende en gran medida de la configuración estructural con que se concebido inicialmente.

2.-Las vigas en la dirección secundaria debe tener peralte similares a las vigas principales, en todo caso no deben variar mucho con respecto a ellas, ya que por razones sísmicas y no por gravedad, es necesario tener un peralte adecuado similar al de las vigas principales, dado que solicitaciones sísmicas siempre son de mucha importancia. Teniendo presente este criterio se obtendrá mayor rigidez de la estructura y por lo tanto menor será los desplazamientos laterales.

3.- Los criterios de pridimencionamiento de columnas no fueron satisfactorias, cuando se tuvo que verificar irregularidad torcional, de acuerdo a la Norma de diseño Sismorresistente, por lo que se tuvo que utilizar muros de corte o placas para poder cumplir dicho requirimento.

4.- Las placas son elementos estructurales que dan mayor rigidez a la estructura, son ellos las que absorban mayor cantidad de fuerza cortante por tener mayor rigidez, siendo las columnas elementos estructurales que observen una pequeña cantidad de esfuerzo en comparación con las placas.

5.- Respecto al análisis sísmico se pudo comprobar que las fuerzas obtenidas por el método estático son más conservadores que los obtenidos por el método dinámico.

6.-Los desplazamientos máximos relativos de entrepisos obtenidos del análisis, menores a la norma, no garantizan que la estructura no necesita mura de corte, se deberá necesariamente realizar el análisis por irregularidad torcional para decidir si es que se necesita o no muro de corte.

7.- Al evaluar el comportamiento sismorresistente de la estructura en su conjunto mediante un análisis sísmico, utilizando el método dinámico nos

permite mejorar y prácticamente definir las dimensiones finales de los elementos estructurales.

8.- En los sistemas estructurales del tipo dual, se ha verificado que los pórticos constituidos por placas absorben más del 75% de la fuerza sísmica en la dirección analizada.

9.- Las dimensiones finales de los elementos estructurales se definirán definitivamente en el proceso de diseño por resistencia.

10.-En el diseño de columnas se puede apreciar que debido a que existen placas en la estructura en ambas direcciones, las columnas asumen esfuerzos muy pequeños, por lo tanto resultan con cuantía pequeñas, requiriéndose refuerzo mínimo.

RECOMENDACIÓNES

1.- Se debe proporcionar adecuada resistencia y rigidez en ambas direcciones de la estructura debido a que el sismo puede actuar en cualquier dirección (tener vigas de igual peralte en ambas direcciones).

2.- Es importante que el detallado del refuerzo de todo diseño estructural se realice teniendo en cuenta los aspectos constructivos del mismo.

3.- El predimensionamiento de los elementos estructurales debe uniformisarse en lo posible, con el objeto de obtener no solo una mejor simetría de los elementos, sino también para que se pueda realizar un proceso constructivo más económico y con menores problemas en la hora de construir.

BIBLIOGRAFIA

1.-**Diseño sismorresistente de estructuras:** instituto de la construcción y gerencia (ICG)-Dr. Luis Miguel Bozzo rotondo, Dr.Horia Alejandro Barbat.

2.- **Diseño estructural Sismorresistente**: instituto de la construcción y gerencia (ICG)-Ing.Julio Rivero F., Dr.Javier Piqué del Pozo, Ing. Roberto Morales Morales.

3.- **Diseño en concreto Armado**: Ing. Roberto Morales Morales.

4.- **Norma técnica de Edificación E.030** Diseño Sismorresistente, Reglamento Nacional de Construcciones.Lima- Perú, 2003.

5.- **Manual de Usuario del software Sap2000**.

6.- **Apuntes y folletos del curso de actualización**: Lima-2004-Ing. Vargas

TABLE: Element Forces - Frames- EJE 1-NIVEL 2 Y 5						
Frame	Station	OutputCase	StepType	V2	V3	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m
142	0,6	EMBOL	Max	1,502	1,703E-17	6,11833
142	1,04611	EMBOL	Max	1,9075	1,703E-17	5,35784
142	1,49222	EMBOL	Max	2,313	1,703E-17	4,41645
142	1,93833	EMBOL	Max	2,7185	1,703E-17	3,43944
142	2,38444	EMBOL	Max	3,124	1,703E-17	2,42328
142	2,83056	EMBOL	Max	3,5295	1,703E-17	1,83516
142	3,27667	EMBOL	Max	4,0344	1,703E-17	3,38185
142	3,72278	EMBOL	Max	4,7371	1,703E-17	4,78305
142	4,16889	EMBOL	Max	5,4397	1,703E-17	5,87082
142	4,615	EMBOL	Max	6,1423	1,703E-17	6,76588
142	0,6	EMBOL	Min	-7,708	-1,595E-17	-11,6079
142	1,04611	EMBOL	Min	-7,0054	-1,595E-17	-8,326
142	1,49222	EMBOL	Min	-6,3028	-1,595E-17	-5,35754
142	1,93833	EMBOL	Min	-5,6001	-1,595E-17	-2,84783
142	2,38444	EMBOL	Min	-4,8975	-1,595E-17	-0,7933
142	2,83056	EMBOL	Min	-4,1949	-1,595E-17	0,50665
142	3,27667	EMBOL	Min	-3,5917	-1,595E-17	-1,15822
142	3,72278	EMBOL	Min	-3,1861	-1,595E-17	-3,00413
142	4,16889	EMBOL	Min	-2,7806	-1,595E-17	-5,03095
142	4,615	EMBOL	Min	-2,3751	-1,595E-17	-7,35942
145	0,6	EMBOL	Max	-0,6773	1,662E-17	0,67198
145	1,04611	EMBOL	Max	-0,3862	1,662E-17	0,9092
145	1,49222	EMBOL	Max	-0,0951	1,662E-17	1,01657
145	1,93833	EMBOL	Max	0,196	1,662E-17	1,00791
145	2,38444	EMBOL	Max	0,487	1,662E-17	1,07504
145	2,83056	EMBOL	Max	0,7781	1,662E-17	1,2287
145	3,27667	EMBOL	Max	1,0692	1,662E-17	1,51326
145	3,72278	EMBOL	Max	1,5085	1,662E-17	1,8546
145	4,16889	EMBOL	Max	1,9825	1,662E-17	1,98449
145	4,615	EMBOL	Max	2,4565	1,662E-17	1,90293
145	0,6	EMBOL	Min	-3,8461	-1,228E-17	-4,97536
145	1,04611	EMBOL	Min	-3,3721	-1,228E-17	-3,36529
145	1,49222	EMBOL	Min	-2,8981	-1,228E-17	-1,96668
145	1,93833	EMBOL	Min	-2,4241	-1,228E-17	-0,79334
145	2,38444	EMBOL	Min	-1,9501	-1,228E-17	-0,03711
145	2,83056	EMBOL	Min	-1,4762	-1,228E-17	0,55928
145	3,27667	EMBOL	Min	-1,0022	-1,228E-17	0,14746
145	3,72278	EMBOL	Min	-0,6764	-1,228E-17	-0,39446
145	4,16889	EMBOL	Min	-0,3853	-1,228E-17	-1,06623
145	4,615	EMBOL	Min	-0,0942	-1,228E-17	-1,86787
147	0,175	EMBOL	Max	0,4412	1,561E-18	4,00639
147	0,66833	EMBOL	Max	0,8896	1,561E-18	3,67812
147	1,16167	EMBOL	Max	1,3381	1,561E-18	3,32663
147	1,655	EMBOL	Max	1,7865	1,561E-18	2,86083
147	2,14833	EMBOL	Max	2,2349	1,561E-18	2,06615
147	2,64167	EMBOL	Max	2,8867	1,561E-18	2,17553
147	3,135	EMBOL	Max	3,6637	1,561E-18	2,93679
147	3,62833	EMBOL	Max	4,4407	1,561E-18	3,31472

147	4,12167	EMBOL	Max	5,2177	1,561E-18	3,71313
147	4,615	EMBOL	Max	5,9947	1,561E-18	3,99204
147	0,175	EMBOL	Min	-5,8166	-2,217E-19	-7,38056
147	0,66833	EMBOL	Min	-5,0396	-2,217E-19	-4,7027
147	1,16167	EMBOL	Min	-4,2626	-2,217E-19	-2,60618
147	1,655	EMBOL	Min	-3,4856	-2,217E-19	-0,99989
147	2,14833	EMBOL	Min	-2,7086	-2,217E-19	0,38517
147	2,64167	EMBOL	Min	-2,1349	-2,217E-19	0,15274
147	3,135	EMBOL	Min	-1,6865	-2,217E-19	-1,28167
147	3,62833	EMBOL	Min	-1,238	-2,217E-19	-2,93732
147	4,12167	EMBOL	Min	-0,7896	-2,217E-19	-5,21798
147	4,615	EMBOL	Min	-0,3411	-2,217E-19	-7,98371
150	0,175	EMBOL	Max	-0,7154	1,127E-17	0,65574
150	0,66833	EMBOL	Max	-0,3935	1,127E-17	0,92926
150	1,16167	EMBOL	Max	-0,0716	1,127E-17	1,21578
150	1,655	EMBOL	Max	0,2503	1,127E-17	1,35426
150	2,14833	EMBOL	Max	0,5722	1,127E-17	1,4421
150	2,64167	EMBOL	Max	1,0375	1,127E-17	1,39702
150	3,135	EMBOL	Max	1,5647	1,127E-17	1,27588
150	3,62833	EMBOL	Max	2,092	1,127E-17	1,04389
150	4,12167	EMBOL	Max	2,6192	1,127E-17	0,80421
150	4,615	EMBOL	Max	3,1465	1,127E-17	0,47729
150	0,175	EMBOL	Min	-2,9569	-1,344E-17	-2,79466
150	0,66833	EMBOL	Min	-2,4297	-1,344E-17	-1,46598
150	1,16167	EMBOL	Min	-1,9024	-1,344E-17	-0,56922
150	1,655	EMBOL	Min	-1,3752	-1,344E-17	0,05667
150	2,14833	EMBOL	Min	-0,8479	-1,344E-17	0,52369
150	2,64167	EMBOL	Min	-0,464	-1,344E-17	0,43514
150	3,135	EMBOL	Min	-0,1421	-1,344E-17	-0,08532
150	3,62833	EMBOL	Min	0,1798	-1,344E-17	-0,76462
150	4,12167	EMBOL	Min	0,5017	-1,344E-17	-1,85514
150	4,615	EMBOL	Min	0,8236	-1,344E-17	-3,27734
152	0,175	D		-2,2433	0	-1,59977
152	0,175	EMBOL	Max	0,4556	8,615E-19	4,05387
152	0,66833	EMBOL	Max	0,904	8,615E-19	3,71848
152	1,16167	EMBOL	Max	1,3525	8,615E-19	3,24198
152	1,655	EMBOL	Max	1,8009	8,615E-19	2,78872
152	2,14833	EMBOL	Max	2,2494	8,615E-19	1,95214
152	2,64167	EMBOL	Max	2,8613	8,615E-19	1,95288
152	3,135	EMBOL	Max	3,6383	8,615E-19	2,79125
152	3,62833	EMBOL	Max	4,4153	8,615E-19	3,2463
152	4,12167	EMBOL	Max	5,1923	8,615E-19	3,72177
152	4,615	EMBOL	Max	5,9693	8,615E-19	4,05814
152	0,175	EMBOL	Min	-5,9729	-1,946E-18	-7,98878
152	0,66833	EMBOL	Min	-5,1959	-1,946E-18	-5,23381
152	1,16167	EMBOL	Min	-4,4189	-1,946E-18	-2,94226
152	1,655	EMBOL	Min	-3,6419	-1,946E-18	-1,27851
152	2,14833	EMBOL	Min	-2,8649	-1,946E-18	0,16401
152	2,64167	EMBOL	Min	-2,2514	-1,946E-18	0,16465
152	3,135	EMBOL	Min	-1,8029	-1,946E-18	-1,27688
152	3,62833	EMBOL	Min	-1,3545	-1,946E-18	-2,93964

152	4,12167	EMBOL	Min	-0,906	-1,946E-18	-5,22738
152	4,615	EMBOL	Min	-0,4576	-1,946E-18	-7,98055
155	0,175	EMBOL	Max	-0,7811	-8,923E-18	0,44444
155	0,66833	EMBOL	Max	-0,4592	-8,923E-18	0,75038
155	1,16167	EMBOL	Max	-0,1373	-8,923E-18	0,94021
155	1,655	EMBOL	Max	0,1846	-8,923E-18	1,12838
155	2,14833	EMBOL	Max	0,5065	-8,923E-18	1,2321
155	2,64167	EMBOL	Max	0,929	-8,923E-18	1,23278
155	3,135	EMBOL	Max	1,4532	-8,923E-18	1,13005
155	3,62833	EMBOL	Max	1,9773	-8,923E-18	0,9431
155	4,12167	EMBOL	Max	2,5015	-8,923E-18	0,75259
155	4,615	EMBOL	Max	3,0257	-8,923E-18	0,44732
155	0,175	EMBOL	Min	-3,0281	-2,394E-17	-3,17859
155	0,66833	EMBOL	Min	-2,504	-2,394E-17	-1,81401
155	1,16167	EMBOL	Min	-1,9798	-2,394E-17	-0,75071
155	1,655	EMBOL	Min	-1,4556	-2,394E-17	-0,10315
155	2,14833	EMBOL	Min	-0,9315	-2,394E-17	0,3856
155	2,64167	EMBOL	Min	-0,5079	-2,394E-17	0,38609
155	3,135	EMBOL	Min	-0,186	-2,394E-17	-0,10199
155	3,62833	EMBOL	Min	0,1359	-2,394E-17	-0,74887
155	4,12167	EMBOL	Min	0,4578	-2,394E-17	-1,80959
155	4,615	EMBOL	Min	0,7797	-2,394E-17	-3,17295
157	0,175	EMBOL	Max	0,339	7,976E-18	3,98705
157	0,66833	EMBOL	Max	0,7874	7,976E-18	3,7092
157	1,16167	EMBOL	Max	1,2359	7,976E-18	3,30967
157	1,655	EMBOL	Max	1,6843	7,976E-18	2,93363
157	2,14833	EMBOL	Max	2,1328	7,976E-18	2,17427
157	2,64167	EMBOL	Max	2,7047	7,976E-18	2,06689
157	3,135	EMBOL	Max	3,4817	7,976E-18	2,86344
157	3,62833	EMBOL	Max	4,2587	7,976E-18	3,33105
157	4,12167	EMBOL	Max	5,0357	7,976E-18	3,68152
157	4,615	EMBOL	Max	5,8127	7,976E-18	4,01076
157	0,175	EMBOL	Min	-5,9984	-7,976E-18	-7,99199
157	0,66833	EMBOL	Min	-5,2214	-7,976E-18	-5,22445
157	1,16167	EMBOL	Min	-4,4444	-7,976E-18	-2,93978
157	1,655	EMBOL	Min	-3,6674	-7,976E-18	-1,28316
157	2,14833	EMBOL	Min	-2,8904	-7,976E-18	0,15223
157	2,64167	EMBOL	Min	-2,2369	-7,976E-18	0,38548
157	3,135	EMBOL	Min	-1,7885	-7,976E-18	-0,99852
157	3,62833	EMBOL	Min	-1,34	-7,976E-18	-2,60375
157	4,12167	EMBOL	Min	-0,8916	-7,976E-18	-4,69638
157	4,615	EMBOL	Min	-0,4432	-7,976E-18	-7,37234
160	0,175	EMBOL	Max	-0,8251	1,015E-17	0,47375
160	0,66833	EMBOL	Max	-0,5032	1,015E-17	0,80141
160	1,16167	EMBOL	Max	-0,1813	1,015E-17	1,04029
160	1,655	EMBOL	Max	0,1406	1,015E-17	1,27358
160	2,14833	EMBOL	Max	0,4625	1,015E-17	1,39607
160	2,64167	EMBOL	Max	0,8453	1,015E-17	1,44251
160	3,135	EMBOL	Max	1,3725	1,015E-17	1,35594
160	3,62833	EMBOL	Max	1,8998	1,015E-17	1,21869
160	4,12167	EMBOL	Max	2,427	1,015E-17	0,93151

160	4,615	EMBOL	Max	2,9543	1,015E-17	0,65865
160	0,175	EMBOL	Min	-3,1489	-7,982E-18	-3,283
160	0,66833	EMBOL	Min	-2,6217	-7,982E-18	-1,85958
160	1,16167	EMBOL	Min	-2,0944	-7,982E-18	-0,76631
160	1,655	EMBOL	Min	-1,5672	-7,982E-18	-0,08635
160	2,14833	EMBOL	Min	-1,0399	-7,982E-18	0,43476
160	2,64167	EMBOL	Min	-0,5736	-7,982E-18	0,52381
160	3,135	EMBOL	Min	-0,2517	-7,982E-18	0,05753
160	3,62833	EMBOL	Min	0,0702	-7,982E-18	-0,56763
160	4,12167	EMBOL	Min	0,3921	-7,982E-18	-1,46177
160	4,615	EMBOL	Min	0,714	-7,982E-18	-2,78916
162	0,175	EMBOL	Max	2,372	1,34E-16	6,76016
162	0,62111	EMBOL	Max	2,7775	1,34E-16	5,86295
162	1,06722	EMBOL	Max	3,183	1,34E-16	4,77771
162	1,51333	EMBOL	Max	3,5885	1,34E-16	3,37902
162	1,95944	EMBOL	Max	4,1892	1,34E-16	1,83476
162	2,40556	EMBOL	Max	4,8919	1,34E-16	2,42545
162	2,85167	EMBOL	Max	5,5945	1,34E-16	3,44415
162	3,29778	EMBOL	Max	6,2971	1,34E-16	4,42043
162	3,74389	EMBOL	Max	6,9997	1,34E-16	5,36322
162	4,19	EMBOL	Max	7,7024	1,34E-16	6,12511
162	0,175	EMBOL	Min	-6,148	-1,33E-16	-7,36988
162	0,62111	EMBOL	Min	-5,4454	-1,33E-16	-5,03535
162	1,06722	EMBOL	Min	-4,7427	-1,33E-16	-3,00713
162	1,51333	EMBOL	Min	-4,0401	-1,33E-16	-1,15983
162	1,95944	EMBOL	Min	-3,5327	-1,33E-16	0,50644
162	2,40556	EMBOL	Min	-3,1271	-1,33E-16	-0,79208
162	2,85167	EMBOL	Min	-2,7216	-1,33E-16	-2,84521
162	3,29778	EMBOL	Min	-2,3161	-1,33E-16	-5,35029
162	3,74389	EMBOL	Min	-1,9106	-1,33E-16	-8,31623
162	4,19	EMBOL	Min	-1,5051	-1,33E-16	-11,59561
165	0,175	EMBOL	Max	0,0919	1,229E-17	1,89566
165	0,62111	EMBOL	Max	0,383	1,229E-17	1,97905
165	1,06722	EMBOL	Max	0,6741	1,229E-17	1,85099
165	1,51333	EMBOL	Max	0,9981	1,229E-17	1,51147
165	1,95944	EMBOL	Max	1,4721	1,229E-17	1,22872
165	2,40556	EMBOL	Max	1,946	1,229E-17	1,07687
165	2,85167	EMBOL	Max	2,42	1,229E-17	1,01157
165	3,29778	EMBOL	Max	2,894	1,229E-17	1,01964
165	3,74389	EMBOL	Max	3,368	1,229E-17	0,9133
165	4,19	EMBOL	Max	3,842	1,229E-17	0,67711
165	0,175	EMBOL	Min	-2,4606	-1,229E-17	-1,87201
165	0,62111	EMBOL	Min	-1,9866	-1,229E-17	-1,06935
165	1,06722	EMBOL	Min	-1,5126	-1,229E-17	-0,39654
165	1,51333	EMBOL	Min	-1,0715	-1,229E-17	0,1464
165	1,95944	EMBOL	Min	-0,7804	-1,229E-17	0,55926
165	2,40556	EMBOL	Min	-0,4894	-1,229E-17	-0,03607
165	2,85167	EMBOL	Min	-0,1983	-1,229E-17	-0,79128
165	3,29778	EMBOL	Min	0,0928	-1,229E-17	-1,96116
165	3,74389	EMBOL	Min	0,3839	-1,229E-17	-3,35794
165	4,19	EMBOL	Min	0,675	-1,229E-17	-4,96619

TABLE: Element Forces - Frames EJE 2- NIVEL 2 Y 5						
Frame	Station	StepType	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
117	0,175	Max	0,7088	1,092E-17	2,161E-17	7,34927
117	0,66833	Max	1,4147	1,092E-17	2,28E-17	6,82548
117	1,16167	Max	2,1207	1,092E-17	2,623E-17	5,95341
117	1,655	Max	2,8266	1,092E-17	3,183E-17	5,03543
117	2,14833	Max	3,5326	1,092E-17	3,918E-17	4,00346
117	2,64167	Max	4,2386	1,092E-17	4,777E-17	3,3737
117	3,135	Max	5,2369	1,092E-17	5,719E-17	4,90373
117	3,62833	Max	6,4949	1,092E-17	6,717E-17	6,513
117	4,12167	Max	7,7529	1,092E-17	7,752E-17	7,50168
117	4,615	Max	9,0109	1,092E-17	8,814E-17	8,43276
117	0,175	Min	-11,4391	-2,367E-17	-5,139E-17	-17,78494
117	0,66833	Min	-10,1811	-2,367E-17	-4,628E-17	-12,45197
117	1,16167	Min	-8,9231	-2,367E-17	-4,342E-17	-7,73961
117	1,655	Min	-7,6651	-2,367E-17	-4,273E-17	-3,95023
117	2,14833	Min	-6,4071	-2,367E-17	-4,38E-17	-1,01575
117	2,64167	Min	-5,1491	-2,367E-17	-4,61E-17	1,24699
117	3,135	Min	-4,1834	-2,367E-17	-4,923E-17	-1,01765
117	3,62833	Min	-3,4775	-2,367E-17	-5,291E-17	-3,63107
117	4,12167	Min	-2,7715	-2,367E-17	-5,698E-17	-6,59277
117	4,615	Min	-2,0656	-2,367E-17	-6,13E-17	-10,46577
120	0,175	Max	-1,5715	4,555E-18	8,261E-17	0,24569
120	0,66833	Max	-1,072	4,555E-18	9,063E-17	0,89775
120	1,16167	Max	-0,5725	4,555E-18	9,967E-17	1,3034
120	1,655	Max	-0,073	4,555E-18	1,096E-16	1,56024
120	2,14833	Max	0,4265	4,555E-18	1,203E-16	1,8555
120	2,64167	Max	0,926	4,555E-18	1,317E-16	2,27123
120	3,135	Max	1,4828	4,555E-18	1,436E-16	2,41511
120	3,62833	Max	2,3153	4,555E-18	1,56E-16	2,6917
120	4,12167	Max	3,1478	4,555E-18	1,687E-16	2,5576
120	4,615	Max	3,9803	4,555E-18	1,818E-16	2,08473
120	0,175	Min	-5,9719	-3,006E-17	-6,08E-17	-7,86924
120	0,66833	Min	-5,1394	-3,006E-17	-5,624E-17	-5,12843
120	1,16167	Min	-4,3069	-3,006E-17	-5,27E-17	-2,79833
120	1,655	Min	-3,4744	-3,006E-17	-5,006E-17	-0,97655
120	2,14833	Min	-2,6419	-3,006E-17	-4,821E-17	0,1497
120	2,64167	Min	-1,8094	-3,006E-17	-4,701E-17	1,02777
120	3,135	Min	-1,0342	-3,006E-17	-4,636E-17	0,46174
120	3,62833	Min	-0,5347	-3,006E-17	-4,614E-17	-0,3647
120	4,12167	Min	-0,0352	-3,006E-17	-4,629E-17	-1,43758
120	4,615	Min	0,4643	-3,006E-17	-4,673E-17	-2,82879
122	0,175	Max	0,5002	1,344E-16	3,764E-17	5,92705
122	0,66833	Max	1,2062	1,344E-16	9,578E-17	5,50614
122	1,16167	Max	1,9121	1,344E-16	1,599E-16	5,01653
122	1,655	Max	2,6181	1,344E-16	2,25E-16	4,42175
122	2,14833	Max	3,3241	1,344E-16	2,904E-16	3,322
122	2,64167	Max	4,3506	1,344E-16	3,56E-16	3,32549
122	3,135	Max	5,6086	1,344E-16	4,216E-16	4,44111
122	3,62833	Max	6,8666	1,344E-16	4,873E-16	4,93612

122	4,12167	Max	8,1246	1,344E-16	5,529E-16	5,47996
122	4,615	Max	9,3826	1,344E-16	6,186E-16	5,8451
122	0,175	Min	-9,1804	-1,333E-16	-3,783E-17	-11,56182
122	0,66833	Min	-7,9224	-1,333E-16	-9,651E-17	-7,34313
122	1,16167	Min	-6,6644	-1,333E-16	-1,612E-16	-4,02464
122	1,655	Min	-5,4064	-1,333E-16	-2,268E-16	-1,56986
122	2,14833	Min	-4,1484	-1,333E-16	-2,928E-16	0,53664
122	2,64167	Min	-3,211	-1,333E-16	-3,589E-16	0,33972
122	3,135	Min	-2,5051	-1,333E-16	-4,25E-16	-1,82256
122	3,62833	Min	-1,7991	-1,333E-16	-4,912E-16	-4,33311
122	4,12167	Min	-1,0931	-1,333E-16	-5,574E-16	-7,86139
122	4,615	Min	-0,3872	-1,333E-16	-6,236E-16	-12,17986
125	0,175	Max	-1,1759	1,918E-17	6,867E-17	0,86155
125	0,66833	Max	-0,6764	1,918E-17	6,006E-17	1,31844
125	1,16167	Max	-0,1769	1,918E-17	5,526E-17	1,75864
125	1,655	Max	0,3226	1,918E-17	5,056E-17	2,03122
125	2,14833	Max	0,8221	1,918E-17	4,608E-17	2,23705
125	2,64167	Max	1,5364	1,918E-17	4,251E-17	2,18552
125	3,135	Max	2,372	1,918E-17	4,945E-17	1,92854
125	3,62833	Max	3,2076	1,918E-17	6,858E-17	1,55164
125	4,12167	Max	4,0432	1,918E-17	9,404E-17	1,16864
125	4,615	Max	4,8788	1,918E-17	1,2E-16	0,65358
125	0,175	Min	-4,6673	-5,335E-17	-1,18E-16	-4,46681
125	0,66833	Min	-3,8317	-5,335E-17	-9,256E-17	-2,37037
125	1,16167	Min	-2,9962	-5,335E-17	-7,09E-17	-0,91588
125	1,655	Min	-2,1606	-5,335E-17	-4,934E-17	0,04758
125	2,14833	Min	-1,325	-5,335E-17	-2,8E-17	0,76458
125	2,64167	Min	-0,7042	-5,335E-17	-7,567E-18	0,68173
125	3,135	Min	-0,2047	-5,335E-17	5,086E-18	-0,09345
125	3,62833	Min	0,2948	-5,335E-17	7,412E-20	-1,11507
125	4,12167	Min	0,7943	-5,335E-17	-8,525E-18	-2,78923
125	4,615	Min	1,2938	-5,335E-17	-1,765E-17	-4,98997
127	0,175	Max	0,4871	1,333E-16	2,293E-16	5,88269
127	0,66833	Max	1,193	1,333E-16	1,641E-16	5,46827
127	1,16167	Max	1,899	1,333E-16	9,959E-17	4,85158
127	1,655	Max	2,6049	1,333E-16	3,839E-17	4,28194
127	2,14833	Max	3,3109	1,333E-16	2,304E-17	3,10384
127	2,64167	Max	4,2997	1,333E-16	8,016E-17	3,09605
127	3,135	Max	5,5577	1,333E-16	1,442E-16	4,23814
127	3,62833	Max	6,8157	1,333E-16	2,093E-16	4,7929
127	4,12167	Max	8,0737	1,333E-16	2,746E-16	5,41813
127	4,615	Max	9,3317	1,333E-16	3,401E-16	5,82437
127	0,175	Min	-9,3015	-1,333E-16	-2,635E-16	-12,12331
127	0,66833	Min	-8,0435	-1,333E-16	-1,983E-16	-7,84487
127	1,16167	Min	-6,7855	-1,333E-16	-1,338E-16	-4,33304
127	1,655	Min	-5,5275	-1,333E-16	-7,256E-17	-1,83716
127	2,14833	Min	-4,2695	-1,333E-16	-5,722E-17	0,31044
127	2,64167	Min	-3,2943	-1,333E-16	-1,143E-16	0,32784
127	3,135	Min	-2,5884	-1,333E-16	-1,784E-16	-1,82795
127	3,62833	Min	-1,8824	-1,333E-16	-2,434E-16	-4,33202
127	4,12167	Min	-1,1764	-1,333E-16	-3,088E-16	-7,87544

127	4,615	Min	-0,4705	-1,333E-16	-3,743E-16	-12,16876
130	0,175	Max	-1,2466	2,655E-16	5,858E-17	0,62283
130	0,66833	Max	-0,7471	2,655E-16	1,781E-16	1,11459
130	1,16167	Max	-0,2476	2,655E-16	3,101E-16	1,4433
130	1,655	Max	0,2519	2,655E-16	4,422E-16	1,76791
130	2,14833	Max	0,7514	2,655E-16	5,742E-16	1,98921
130	2,64167	Max	1,4233	2,655E-16	7,063E-16	1,98235
130	3,135	Max	2,2558	2,655E-16	8,383E-16	1,7377
130	3,62833	Max	3,0883	2,655E-16	9,704E-16	1,40024
130	4,12167	Max	3,9208	2,655E-16	1,102E-15	1,07875
130	4,615	Max	4,7533	2,655E-16	1,234E-15	0,57988
130	0,175	Min	-4,7272	-2,677E-16	-5,82E-17	-4,86227
130	0,66833	Min	-3,8947	-2,677E-16	-1,767E-16	-2,73552
130	1,16167	Min	-3,0622	-2,677E-16	-3,076E-16	-1,10285
130	1,655	Min	-2,2297	-2,677E-16	-4,386E-16	-0,1232
130	2,14833	Min	-1,3972	-2,677E-16	-5,696E-16	0,61003
130	2,64167	Min	-0,737	-2,677E-16	-7,005E-16	0,61742
130	3,135	Min	-0,2375	-2,677E-16	-8,315E-16	-0,12293
130	3,62833	Min	0,262	-2,677E-16	-9,625E-16	-1,10969
130	4,12167	Min	0,7615	-2,677E-16	-1,093E-15	-2,76954
130	4,615	Min	1,261	-2,677E-16	-1,224E-15	-4,90913
132	0,175	Max	0,3747	1,27E-16	2,665E-17	5,80307
132	0,66833	Max	1,0807	1,27E-16	9,374E-17	5,44407
132	1,16167	Max	1,7867	1,27E-16	1,625E-16	4,89602
132	1,655	Max	2,4926	1,27E-16	2,314E-16	4,41068
132	2,14833	Max	3,1986	1,27E-16	3,009E-16	3,30472
132	2,64167	Max	4,1288	1,27E-16	3,704E-16	3,32297
132	3,135	Max	5,3868	1,27E-16	4,398E-16	4,43993
132	3,62833	Max	6,6448	1,27E-16	5,093E-16	5,04075
132	4,12167	Max	7,9028	1,27E-16	5,788E-16	5,52558
132	4,615	Max	9,1608	1,27E-16	6,483E-16	5,94901
132	0,175	Min	-9,3949	-1,408E-16	-2,639E-17	-12,19789
132	0,66833	Min	-8,1369	-1,408E-16	-8,666E-17	-7,87339
132	1,16167	Min	-6,8789	-1,408E-16	-1,486E-16	-4,32874
132	1,655	Min	-5,6209	-1,408E-16	-2,107E-16	-1,81567
132	2,14833	Min	-4,3629	-1,408E-16	-2,733E-16	0,34913
132	2,64167	Min	-3,3292	-1,408E-16	-3,36E-16	0,5253
132	3,135	Min	-2,6232	-1,408E-16	-3,986E-16	-1,57507
132	3,62833	Min	-1,9172	-1,408E-16	-4,613E-16	-4,02371
132	4,12167	Min	-1,2113	-1,408E-16	-5,239E-16	-7,32526
132	4,615	Min	-0,5053	-1,408E-16	-5,866E-16	-11,53429
135	0,175	Max	-1,3008	1,156E-18	2,246E-17	0,63005
135	0,66833	Max	-0,8013	1,156E-18	3,176E-17	1,14856
135	1,16167	Max	-0,3018	1,156E-18	4,147E-17	1,52574
135	1,655	Max	0,1977	1,156E-18	5,343E-17	1,90921
135	2,14833	Max	0,6972	1,156E-18	6,55E-17	2,17854
135	2,64167	Max	1,3117	1,156E-18	7,765E-17	2,23752
135	3,135	Max	2,1473	1,156E-18	8,987E-17	2,04513
135	3,62833	Max	2,9828	1,156E-18	1,022E-16	1,7799
135	4,12167	Max	3,8184	1,156E-18	1,145E-16	1,33763
135	4,615	Max	4,654	1,156E-18	1,269E-16	0,88499

135	0,175	Min	-4,8937	-3,099E-17	-7,258E-17	-5,02024
135	0,66833	Min	-4,0581	-3,099E-17	-6,715E-17	-2,81213
135	1,16167	Min	-3,2225	-3,099E-17	-6,214E-17	-1,12134
135	1,655	Min	-2,3869	-3,099E-17	-5,939E-17	-0,09548
135	2,14833	Min	-1,5514	-3,099E-17	-5,674E-17	0,68395
135	2,64167	Min	-0,8307	-3,099E-17	-5,417E-17	0,75831
135	3,135	Min	-0,3312	-3,099E-17	-5,167E-17	0,04476
135	3,62833	Min	0,1683	-3,099E-17	-4,923E-17	-0,91524
135	4,12167	Min	0,6678	-3,099E-17	-4,685E-17	-2,35684
135	4,615	Min	1,1673	-3,099E-17	-4,45E-17	-4,44671
137	0,175	Max	2,0652	1,345E-16	4,804E-17	8,43463
137	0,66833	Max	2,7712	1,345E-16	8,321E-17	7,50584
137	1,16167	Max	3,4772	1,345E-16	1,474E-16	6,51693
137	1,655	Max	4,1831	1,345E-16	2,125E-16	4,90743
137	2,14833	Max	5,1496	1,345E-16	2,78E-16	3,37619
137	2,64167	Max	6,4076	1,345E-16	3,436E-16	4,00282
137	3,135	Max	7,6656	1,345E-16	4,092E-16	5,03335
137	3,62833	Max	8,9236	1,345E-16	4,749E-16	5,9501
137	4,12167	Max	10,1816	1,345E-16	5,406E-16	6,82112
137	4,615	Max	11,4396	1,345E-16	6,064E-16	7,34386
137	0,175	Min	-9,008	-1,334E-16	-8,024E-17	-10,4592
137	0,66833	Min	-7,75	-1,334E-16	-1,159E-16	-6,58978
137	1,16167	Min	-6,492	-1,334E-16	-1,807E-16	-3,62913
137	1,655	Min	-5,234	-1,334E-16	-2,463E-16	-1,01676
137	2,14833	Min	-4,2364	-1,334E-16	-3,123E-16	1,24684
137	2,64167	Min	-3,5305	-1,334E-16	-3,784E-16	-1,01309
137	3,135	Min	-2,8245	-1,334E-16	-4,446E-16	-3,94742
137	3,62833	Min	-2,1186	-1,334E-16	-5,109E-16	-7,73686
137	4,12167	Min	-1,4126	-1,334E-16	-5,771E-16	-12,44945
137	4,615	Min	-0,7066	-1,334E-16	-6,434E-16	-17,78265
140	0,175	Max	-0,4657	1,704E-17	3,103E-17	2,083
140	0,66833	Max	0,0338	1,704E-17	2,745E-17	2,55843
140	1,16167	Max	0,5333	1,704E-17	2,735E-17	2,69293
140	1,655	Max	1,0328	1,704E-17	2,728E-17	2,41674
140	2,14833	Max	1,8086	1,704E-17	2,725E-17	2,27365
140	2,64167	Max	2,6411	1,704E-17	2,727E-17	1,85591
140	3,135	Max	3,4736	1,704E-17	2,732E-17	1,55893
140	3,62833	Max	4,3061	1,704E-17	2,793E-17	1,30031
140	4,12167	Max	5,1386	1,704E-17	3,632E-17	0,89324
140	4,615	Max	5,9711	1,704E-17	4,471E-17	0,23975
140	0,175	Min	-3,9768	-1,704E-17	-3,103E-17	-2,81974
140	0,66833	Min	-3,1443	-1,704E-17	-2,745E-17	-1,4321
140	1,16167	Min	-2,3118	-1,704E-17	-2,735E-17	-0,36065
140	1,655	Min	-1,4793	-1,704E-17	-2,728E-17	0,46437
140	2,14833	Min	-0,9231	-1,704E-17	-2,725E-17	1,02904
140	2,64167	Min	-0,4236	-1,704E-17	-2,727E-17	0,15151
140	3,135	Min	0,0759	-1,704E-17	-2,732E-17	-0,97404
140	3,62833	Min	0,5754	-1,704E-17	-2,793E-17	-2,79507
140	4,12167	Min	1,0749	-1,704E-17	-3,632E-17	-5,12477
140	4,615	Min	1,5744	-1,704E-17	-4,471E-17	-7,86516

TABLE: Element Forces - Frames- EJE3-NIVEL 2 Y 5						
Frame	Station	OutputCase	StepType	V2	V3	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m
92	0,6	EMBOL	Max	0,6691	1,708E-17	5,18463
92	1,04889	EMBOL	Max	1,0771	1,708E-17	4,7927
92	1,49778	EMBOL	Max	1,4852	1,708E-17	4,21761
92	1,94667	EMBOL	Max	1,8932	1,708E-17	3,50675
92	2,39556	EMBOL	Max	2,3013	1,708E-17	2,87681
92	2,84444	EMBOL	Max	2,7093	1,708E-17	1,92959
92	3,29333	EMBOL	Max	3,1709	1,708E-17	2,04356
92	3,74222	EMBOL	Max	3,8779	1,708E-17	3,16854
92	4,19111	EMBOL	Max	4,5849	1,708E-17	3,97623
92	4,64	EMBOL	Max	5,2919	1,708E-17	4,56339
92	0,6	EMBOL	Min	-7,1019	-1,6E-17	-11,37173
92	1,04889	EMBOL	Min	-6,3949	-1,6E-17	-8,34247
92	1,49778	EMBOL	Min	-5,6879	-1,6E-17	-5,63057
92	1,94667	EMBOL	Min	-4,9809	-1,6E-17	-3,28344
92	2,39556	EMBOL	Min	-4,2739	-1,6E-17	-1,51776
92	2,84444	EMBOL	Min	-3,5669	-1,6E-17	0,06468
92	3,29333	EMBOL	Min	-2,9134	-1,6E-17	0,08539
92	3,74222	EMBOL	Min	-2,5054	-1,6E-17	-1,40542
92	4,19111	EMBOL	Min	-2,0973	-1,6E-17	-3,07949
92	4,64	EMBOL	Min	-1,6893	-1,6E-17	-5,03354
95	0,6	EMBOL	Max	-0,9714	2,094E-17	0,23611
95	1,04889	EMBOL	Max	-0,6785	2,094E-17	0,60642
95	1,49778	EMBOL	Max	-0,3856	2,094E-17	0,84525
95	1,94667	EMBOL	Max	-0,0927	2,094E-17	0,95262
95	2,39556	EMBOL	Max	0,2002	2,094E-17	1,09786
95	2,84444	EMBOL	Max	0,4931	2,094E-17	1,14486
95	3,29333	EMBOL	Max	0,786	2,094E-17	1,30673
95	3,74222	EMBOL	Max	1,1876	2,094E-17	1,3841
95	4,19111	EMBOL	Max	1,6645	2,094E-17	1,45903
95	4,64	EMBOL	Max	2,1415	2,094E-17	1,3199
95	0,6	EMBOL	Min	-3,7441	-1,227E-17	-5,13564
95	1,04889	EMBOL	Min	-3,2672	-1,227E-17	-3,56199
95	1,49778	EMBOL	Min	-2,7902	-1,227E-17	-2,20244
95	1,94667	EMBOL	Min	-2,3133	-1,227E-17	-1,057
95	2,39556	EMBOL	Min	-1,8364	-1,227E-17	-0,29501
95	2,84444	EMBOL	Min	-1,3594	-1,227E-17	0,26436
95	3,29333	EMBOL	Min	-0,8825	-1,227E-17	0,48509
95	3,74222	EMBOL	Min	-0,5142	-1,227E-17	0,067
95	4,19111	EMBOL	Min	-0,2213	-1,227E-17	-0,48299
95	4,64	EMBOL	Min	0,0716	-1,227E-17	-1,1645
97	0,15	EMBOL	Max	-0,2988	7,223E-18	1,98594
97	0,64333	EMBOL	Max	0,1496	7,223E-18	2,02276
97	1,13667	EMBOL	Max	0,5981	7,223E-18	2,17103
97	1,63	EMBOL	Max	1,0465	7,223E-18	2,04797
97	2,12333	EMBOL	Max	1,4949	7,223E-18	2,35485
97	2,61667	EMBOL	Max	2,1921	7,223E-18	2,6184
97	3,11	EMBOL	Max	2,9691	7,223E-18	2,93443
97	3,60333	EMBOL	Max	3,7461	7,223E-18	2,86717

97	4,09667	EMBOL	Max	4,5231	7,223E-18	2,82017
97	4,59	EMBOL	Max	5,3001	7,223E-18	2,6763
97	0,15	EMBOL	Min	-4,9142	-6,139E-18	-4,71186
97	0,64333	EMBOL	Min	-4,1372	-6,139E-18	-2,4792
97	1,13667	EMBOL	Min	-3,3602	-6,139E-18	-0,96255
97	1,63	EMBOL	Min	-2,5832	-6,139E-18	0,22088
97	2,12333	EMBOL	Min	-1,8062	-6,139E-18	0,8053
97	2,61667	EMBOL	Min	-1,2779	-6,139E-18	-0,04246
97	3,11	EMBOL	Min	-0,8295	-6,139E-18	-1,11177
97	3,60333	EMBOL	Min	-0,381	-6,139E-18	-2,40233
97	4,09667	EMBOL	Min	0,0674	-6,139E-18	-4,31771
97	4,59	EMBOL	Min	0,5158	-6,139E-18	-6,74077
100	0,15	EMBOL	Max	-0,8523	2,253E-17	0,31585
100	0,64333	EMBOL	Max	-0,5304	2,253E-17	0,68084
100	1,13667	EMBOL	Max	-0,2085	2,253E-17	1,128
100	1,63	EMBOL	Max	0,1134	2,253E-17	1,43994
100	2,12333	EMBOL	Max	0,4353	2,253E-17	1,67042
100	2,61667	EMBOL	Max	0,9393	2,253E-17	1,57927
100	3,11	EMBOL	Max	1,4665	2,253E-17	1,36171
100	3,60333	EMBOL	Max	1,9938	2,253E-17	0,99371
100	4,09667	EMBOL	Max	2,521	2,253E-17	0,61586
100	4,59	EMBOL	Max	3,1632	2,253E-17	0,17209
100	0,15	EMBOL	Min	-2,749	-2,253E-17	-1,89376
100	0,64333	EMBOL	Min	-2,1541	-2,253E-17	-0,72493
100	1,13667	EMBOL	Min	-1,6269	-2,253E-17	-0,05718
100	1,63	EMBOL	Min	-1,0996	-2,253E-17	0,45145
100	2,12333	EMBOL	Min	-0,5724	-2,253E-17	0,7227
100	2,61667	EMBOL	Min	-0,2272	-2,253E-17	0,43228
100	3,11	EMBOL	Min	0,0947	-2,253E-17	-0,0204
100	3,60333	EMBOL	Min	0,4166	-2,253E-17	-0,63206
100	4,09667	EMBOL	Min	0,7385	-2,253E-17	-1,65278
100	4,59	EMBOL	Min	1,0604	-2,253E-17	-3,0265
102	0,2	EMBOL	Max	-0,2422	1,702E-18	2,81922
102	0,69333	EMBOL	Max	0,2063	1,702E-18	2,82809
102	1,18667	EMBOL	Max	0,6547	1,702E-18	2,6873
102	1,68	EMBOL	Max	1,1031	1,702E-18	2,57687
102	2,17333	EMBOL	Max	1,5516	1,702E-18	2,08311
102	2,66667	EMBOL	Max	2,1664	1,702E-18	1,93697
102	3,16	EMBOL	Max	2,9434	1,702E-18	1,90738
102	3,65333	EMBOL	Max	3,7204	1,702E-18	2,0116
102	4,14667	EMBOL	Max	4,4974	1,702E-18	2,15328
102	4,64	EMBOL	Max	5,2744	1,702E-18	2,14023
102	0,2	EMBOL	Min	-5,2618	-1,702E-18	-6,76765
102	0,69333	EMBOL	Min	-4,4848	-1,702E-18	-4,36351
102	1,18667	EMBOL	Min	-3,7078	-1,702E-18	-2,41428
102	1,68	EMBOL	Min	-2,9308	-1,702E-18	-1,09994
102	2,17333	EMBOL	Min	-2,1538	-1,702E-18	-0,00684
102	2,66667	EMBOL	Min	-1,5431	-1,702E-18	0,65119
102	3,16	EMBOL	Min	-1,0947	-1,702E-18	-0,44607
102	3,65333	EMBOL	Min	-0,6462	-1,702E-18	-1,76459
102	4,14667	EMBOL	Min	-0,1978	-1,702E-18	-3,72512

102	4,64	EMBOL	Min	0,2507	-1,702E-18	-6,13547
105	0,2	D		-1,6074	0	-1,16383
105	0,69333	D		-1,2497	0	-0,45907
105	0,2	EMBOL	Max	-0,9906	2,702E-18	0,06373
105	0,69333	EMBOL	Max	-0,6687	2,702E-18	0,47304
105	1,18667	EMBOL	Max	-0,3468	2,702E-18	0,75513
105	1,68	EMBOL	Max	-0,0249	2,702E-18	1,04655
105	2,17333	EMBOL	Max	0,297	2,702E-18	1,23954
105	2,66667	EMBOL	Max	0,7197	2,702E-18	1,24082
105	3,16	EMBOL	Max	1,2439	2,702E-18	0,92268
105	3,65333	EMBOL	Max	1,768	2,702E-18	0,55368
105	4,14667	EMBOL	Max	2,2922	2,702E-18	0,26899
105	4,64	EMBOL	Max	2,9154	2,702E-18	-0,14218
105	0,2	EMBOL	Min	-2,9164	-4,87E-18	-2,82584
105	0,69333	EMBOL	Min	-2,289	-4,87E-18	-1,56729
105	1,18667	EMBOL	Min	-1,7649	-4,87E-18	-0,59891
105	1,68	EMBOL	Min	-1,2407	-4,87E-18	-0,05726
105	2,17333	EMBOL	Min	-0,7165	-4,87E-18	0,32558
105	2,66667	EMBOL	Min	-0,2932	-4,87E-18	0,52168
105	3,16	EMBOL	Min	0,0287	-4,87E-18	0,13748
105	3,65333	EMBOL	Min	0,3506	-4,87E-18	-0,40602
105	4,14667	EMBOL	Min	0,6725	-4,87E-18	-1,37522
105	4,64	EMBOL	Min	0,9944	-4,87E-18	-2,63534
107	0,15	EMBOL	Max	-0,8886	1,335E-16	1,50895
107	0,64889	EMBOL	Max	-0,4351	1,335E-16	1,83914
107	1,14778	EMBOL	Max	0,0184	1,335E-16	2,07399
107	1,64667	EMBOL	Max	0,4719	1,335E-16	2,32322
107	2,14556	EMBOL	Max	0,9254	1,335E-16	2,31758
107	2,64444	EMBOL	Max	1,4648	1,335E-16	2,40132
107	3,14333	EMBOL	Max	2,2506	1,335E-16	2,20055
107	3,64222	EMBOL	Max	3,0363	1,335E-16	2,1358
107	4,14111	EMBOL	Max	3,8221	1,335E-16	1,80554
107	4,64	EMBOL	Max	4,6078	1,335E-16	1,57987
107	0,15	EMBOL	Min	-4,9777	-1,324E-16	-5,64332
107	0,64889	EMBOL	Min	-4,1919	-1,324E-16	-3,35602
107	1,14778	EMBOL	Min	-3,4062	-1,324E-16	-1,59163
107	1,64667	EMBOL	Min	-2,6204	-1,324E-16	-0,45986
107	2,14556	EMBOL	Min	-1,8347	-1,324E-16	0,44564
107	2,64444	EMBOL	Min	-1,1349	-1,324E-16	0,897
107	3,14333	EMBOL	Min	-0,6814	-1,324E-16	0,09635
107	3,64222	EMBOL	Min	-0,2279	-1,324E-16	-0,93088
107	4,14111	EMBOL	Min	0,2256	-1,324E-16	-2,31083
107	4,64	EMBOL	Min	0,6791	-1,324E-16	-4,41362
110	0,15	EMBOL	Max	-1,1549	3,123E-18	-0,12897
110	0,64889	EMBOL	Max	-0,8294	3,123E-18	0,36605
110	1,14778	EMBOL	Max	-0,5039	3,123E-18	0,8007
110	1,64667	EMBOL	Max	-0,1784	3,123E-18	1,21497
110	2,14556	EMBOL	Max	0,1472	3,123E-18	1,61614
110	2,64444	EMBOL	Max	0,5028	3,123E-18	1,70146
110	3,14333	EMBOL	Max	1,036	3,123E-18	1,45786
110	3,64222	EMBOL	Max	1,5692	3,123E-18	1,13987

110	4,14111	EMBOL	Max	2,1365	3,123E-18	0,63222
110	4,64	EMBOL	Max	2,7958	3,123E-18	0,22433
110	0,15	EMBOL	Min	-3,1828	-2,217E-19	-2,75533
110	0,64889	EMBOL	Min	-2,5235	-2,217E-19	-1,40094
110	1,14778	EMBOL	Min	-1,9151	-2,217E-19	-0,41458
110	1,64667	EMBOL	Min	-1,3819	-2,217E-19	0,16374
110	2,14556	EMBOL	Min	-0,8487	-2,217E-19	0,57939
110	2,64444	EMBOL	Min	-0,3456	-2,217E-19	0,72011
110	3,14333	EMBOL	Min	-0,0201	-2,217E-19	0,40448
110	3,64222	EMBOL	Min	0,3054	-2,217E-19	-0,07477
110	4,14111	EMBOL	Min	0,6309	-2,217E-19	-0,71652
110	4,64	EMBOL	Min	0,9565	-2,217E-19	-1,88644
112	0,15	EMBOL	Max	1,7276	1,334E-16	4,69459
112	0,59889	EMBOL	Max	2,1356	1,334E-16	4,08285
112	1,04778	EMBOL	Max	2,5437	1,334E-16	3,25858
112	1,49667	EMBOL	Max	2,9517	1,334E-16	2,11704
112	1,94556	EMBOL	Max	3,6038	1,334E-16	1,84788
112	2,39444	EMBOL	Max	4,3108	1,334E-16	2,81446
112	2,84333	EMBOL	Max	5,0178	1,334E-16	3,46381
112	3,29222	EMBOL	Max	5,7248	1,334E-16	4,19776
112	3,74111	EMBOL	Max	6,4318	1,334E-16	4,79164
112	4,19	EMBOL	Max	7,1388	1,334E-16	5,20236
112	0,15	EMBOL	Min	-5,3351	-1,323E-16	-5,19296
112	0,59889	EMBOL	Min	-4,6281	-1,323E-16	-3,2121
112	1,04778	EMBOL	Min	-3,9211	-1,323E-16	-1,51924
112	1,49667	EMBOL	Min	-3,2141	-1,323E-16	-0,00964
112	1,94556	EMBOL	Min	-2,7512	-1,323E-16	0,12705
112	2,39444	EMBOL	Min	-2,3431	-1,323E-16	-1,47254
112	2,84333	EMBOL	Min	-1,9351	-1,323E-16	-3,25541
112	3,29222	EMBOL	Min	-1,527	-1,323E-16	-5,62342
112	3,74111	EMBOL	Min	-1,119	-1,323E-16	-8,35189
112	4,19	EMBOL	Min	-0,711	-1,323E-16	-11,39772
115	0,15	EMBOL	Max	-0,0781	1,728E-18	1,30782
115	0,59889	EMBOL	Max	0,2148	1,728E-18	1,45055
115	1,04778	EMBOL	Max	0,5077	1,728E-18	1,37925
115	1,49667	EMBOL	Max	0,8745	1,728E-18	1,29569
115	1,94556	EMBOL	Max	1,3514	1,728E-18	1,13481
115	2,39444	EMBOL	Max	1,8284	1,728E-18	1,07334
115	2,84333	EMBOL	Max	2,3053	1,728E-18	0,93103
115	3,29222	EMBOL	Max	2,7823	1,728E-18	0,82251
115	3,74111	EMBOL	Max	3,2592	1,728E-18	0,58252
115	4,19	EMBOL	Max	3,7362	1,728E-18	0,21106
115	0,15	EMBOL	Min	-2,1404	-1,728E-18	-1,17932
115	0,59889	EMBOL	Min	-1,6634	-1,728E-18	-0,49897
115	1,04778	EMBOL	Min	-1,1865	-1,728E-18	0,04983
115	1,49667	EMBOL	Min	-0,7835	-1,728E-18	0,46651
115	1,94556	EMBOL	Min	-0,4906	-1,728E-18	0,27111
115	2,39444	EMBOL	Min	-0,1977	-1,728E-18	-0,2852
115	2,84333	EMBOL	Min	0,0952	-1,728E-18	-1,04769
115	3,29222	EMBOL	Min	0,3881	-1,728E-18	-2,18954
115	3,74111	EMBOL	Min	0,681	-1,728E-18	-3,54549

115	4,19	EMBOL	Min	0,9739	-1,728E-18	-5,11555

TABLE: Element Forces - Frames-EJE A- NIVEL 2 Y 5						
Frame	Station	OutputCase	StepType	V2	V3	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m
167	0,2	EMBOL	Max	3,07	4,695E-19	6,55856
167	0,64583	EMBOL	Max	3,7682	4,695E-19	5,0342
167	1,09167	EMBOL	Max	4,4664	4,695E-19	3,4834
167	1,5375	EMBOL	Max	5,1646	4,695E-19	1,76661
167	1,98333	EMBOL	Max	5,9978	4,695E-19	3,72502
167	2,42917	EMBOL	Max	7,2517	4,695E-19	5,84984
167	2,875	EMBOL	Max	8,5056	4,695E-19	7,41563
167	0,2	EMBOL	Min	-10,4085	-6,538E-19	-10,36461
167	0,64583	EMBOL	Min	-9,1546	-6,538E-19	-6,00365
167	1,09167	EMBOL	Min	-7,9007	-6,538E-19	-2,48656
167	1,5375	EMBOL	Min	-6,6468	-6,538E-19	0,44488
167	1,98333	EMBOL	Min	-5,528	-6,538E-19	-1,4065
167	2,42917	EMBOL	Min	-4,8298	-6,538E-19	-4,17594
167	2,875	EMBOL	Min	-4,1316	-6,538E-19	-7,25664
170	0,2	EMBOL	Max	0,0557	4,508E-17	1,65461
170	0,64583	EMBOL	Max	0,5476	4,508E-17	1,52013
170	1,09167	EMBOL	Max	1,0395	4,508E-17	1,36088
170	1,5375	EMBOL	Max	1,5315	4,508E-17	1,21864
170	1,98333	EMBOL	Max	2,1048	4,508E-17	1,82608
170	2,42917	EMBOL	Max	2,9296	4,508E-17	2,36212
170	2,875	EMBOL	Max	3,7544	4,508E-17	2,53044
170	0,2	EMBOL	Min	-4,9139	-4,45E-17	-3,99527
170	0,64583	EMBOL	Min	-4,0891	-4,45E-17	-1,98835
170	1,09167	EMBOL	Min	-3,2643	-4,45E-17	-0,54371
170	1,5375	EMBOL	Min	-2,4395	-4,45E-17	0,54148
170	1,98333	EMBOL	Min	-1,6962	-4,45E-17	-0,19922
170	2,42917	EMBOL	Min	-1,2042	-4,45E-17	-1,21098
170	2,875	EMBOL	Min	-0,7123	-4,45E-17	-2,44206
172	0,9	EMBOL	Max	-3,0689	4,556E-17	0,94205
172	1,37885	EMBOL	Max	-2,3191	4,556E-17	2,23205
172	1,85769	EMBOL	Max	-1,5692	4,556E-17	3,16298
172	2,33654	EMBOL	Max	-0,8193	4,556E-17	4,60638
172	2,81538	EMBOL	Max	-0,0694	4,556E-17	5,63655
172	3,29423	EMBOL	Max	0,6804	4,556E-17	6,32429
172	3,77308	EMBOL	Max	1,4303	4,556E-17	7,02912
172	4,25192	EMBOL	Max	2,5581	4,556E-17	6,92584
172	4,73077	EMBOL	Max	3,9037	4,556E-17	6,20699
172	5,20962	EMBOL	Max	5,2492	4,556E-17	5,65194
172	5,68846	EMBOL	Max	6,5948	4,556E-17	4,45257
172	6,16731	EMBOL	Max	7,9403	4,556E-17	3,18503
172	6,64615	EMBOL	Max	9,5043	4,556E-17	2,16157
172	7,125	EMBOL	Max	11,1919	4,556E-17	0,77905
172	0,9	EMBOL	Min	-10,754	-4,555E-17	-12,54794
172	1,37885	EMBOL	Min	-9,0664	-4,555E-17	-7,94847
172	1,85769	EMBOL	Min	-7,587	-4,555E-17	-3,99332
172	2,33654	EMBOL	Min	-6,2414	-4,555E-17	-1,55402
172	2,81538	EMBOL	Min	-4,8959	-4,555E-17	0,29512
172	3,29423	EMBOL	Min	-3,5503	-4,555E-17	1,78518

172	3,77308	EMBOL	Min	-2,2047	-4,555E-17	2,91615
172	4,25192	EMBOL	Min	-1,2371	-4,555E-17	2,43153
172	4,73077	EMBOL	Min	-0,4872	-4,555E-17	1,20802
172	5,20962	EMBOL	Min	0,2626	-4,555E-17	-0,37456
172	5,68846	EMBOL	Min	1,0125	-4,555E-17	-2,31622
172	6,16731	EMBOL	Min	1,7624	-4,555E-17	-5,1931
172	6,64615	EMBOL	Min	2,5123	-4,555E-17	-9,31745
172	7,125	EMBOL	Min	3,2621	-4,555E-17	-14,08611
175	0,9	EMBOL	Max	-2,7303	1,509E-18	-0,98956
175	1,37885	EMBOL	Max	-2,2019	1,509E-18	0,19131
175	1,85769	EMBOL	Max	-1,6736	1,509E-18	1,11919
175	2,33654	EMBOL	Max	-1,1452	1,509E-18	2,31171
175	2,81538	EMBOL	Max	-0,6168	1,509E-18	3,22581
175	3,29423	EMBOL	Max	-0,0885	1,509E-18	4,13486
175	3,77308	EMBOL	Max	0,4399	1,509E-18	4,60767
175	4,25192	EMBOL	Max	1,1832	1,509E-18	4,55562
175	4,73077	EMBOL	Max	2,0667	1,509E-18	3,97872
175	5,20962	EMBOL	Max	2,9501	1,509E-18	3,14973
175	5,68846	EMBOL	Max	3,9467	1,509E-18	2,15085
175	6,16731	EMBOL	Max	5,0428	1,509E-18	1,03474
175	6,64615	EMBOL	Max	6,1389	1,509E-18	0,05789
175	7,125	EMBOL	Max	7,235	1,509E-18	-1,17196
175	0,9	EMBOL	Min	-7,0158	-1,57E-18	-6,89742
175	1,37885	EMBOL	Min	-5,9197	-1,57E-18	-4,08889
175	1,85769	EMBOL	Min	-4,8237	-1,57E-18	-1,7034
175	2,33654	EMBOL	Min	-3,7276	-1,57E-18	-0,2586
175	2,81538	EMBOL	Min	-2,7731	-1,57E-18	0,78857
175	3,29423	EMBOL	Min	-1,8896	-1,57E-18	1,58274
175	3,77308	EMBOL	Min	-1,0061	-1,57E-18	2,12386
175	4,25192	EMBOL	Min	-0,3376	-1,57E-18	1,9635
175	4,73077	EMBOL	Min	0,1907	-1,57E-18	1,37338
175	5,20962	EMBOL	Min	0,7191	-1,57E-18	0,53024
175	5,68846	EMBOL	Min	1,2475	-1,57E-18	-0,5659
175	6,16731	EMBOL	Min	1,7758	-1,57E-18	-2,22087
175	6,64615	EMBOL	Min	2,3042	-1,57E-18	-4,69115
175	7,125	EMBOL	Min	2,8325	-1,57E-18	-7,58448

TABLE: Element Forces - Frames- EJE D- NIVEL 3 Y 5						
Frame	Station	OutputCase	StepType	V2	V3	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton-m
198	0,2	EMBOL	Max	-1,1219	1,883E-17	2,92232
198	0,65714	EMBOL	Max	0,1585	1,883E-17	3,14254
198	1,11429	EMBOL	Max	1,4388	1,883E-17	3,6672
198	1,57143	EMBOL	Max	2,7192	1,883E-17	4,24259
198	2,02857	EMBOL	Max	4,634	1,883E-17	4,141
198	2,48571	EMBOL	Max	6,9585	1,883E-17	4,29677
198	2,94286	EMBOL	Max	9,2831	1,883E-17	3,76503
198	3,4	EMBOL	Max	11,6077	1,883E-17	3,38374
198	0,2	EMBOL	Min	-11,0307	-1,93E-17	-7,63307
198	0,65714	EMBOL	Min	-8,7062	-1,93E-17	-3,12178
198	1,11429	EMBOL	Min	-6,3816	-1,93E-17	-0,56291
198	1,57143	EMBOL	Min	-4,057	-1,93E-17	1,39691
198	2,02857	EMBOL	Min	-2,3668	-1,93E-17	0,29129
198	2,48571	EMBOL	Min	-1,0865	-1,93E-17	-1,82972
198	2,94286	EMBOL	Min	0,1939	-1,93E-17	-4,80634
198	3,4	EMBOL	Min	1,4743	-1,93E-17	-9,58137
200	0,2	EMBOL	Max	-1,814	1,234E-16	0,57387
200	0,65714	EMBOL	Max	-0,9171	1,234E-16	1,26371
200	1,11429	EMBOL	Max	-0,0202	1,234E-16	2,08653
200	1,57143	EMBOL	Max	0,8767	1,234E-16	2,75535
200	2,02857	EMBOL	Max	2,2102	1,234E-16	2,56101
200	2,48571	EMBOL	Max	3,7291	1,234E-16	1,7736
200	2,94286	EMBOL	Max	5,2479	1,234E-16	0,89179
200	3,4	EMBOL	Max	7,1079	1,234E-16	0,0045
200	0,2	EMBOL	Min	-6,1835	-1,228E-16	-3,12497
200	0,65714	EMBOL	Min	-4,4214	-1,228E-16	-0,82219
200	1,11429	EMBOL	Min	-2,9025	-1,228E-16	0,34057
200	1,57143	EMBOL	Min	-1,3836	-1,228E-16	1,09249
200	2,02857	EMBOL	Min	-0,3014	-1,228E-16	0,61058
200	2,48571	EMBOL	Min	0,5955	-1,228E-16	-0,40516
200	2,94286	EMBOL	Min	1,4925	-1,228E-16	-2,05251
200	3,4	EMBOL	Min	2,3894	-1,228E-16	-4,79872
203	0,375	EMBOL	Max	-7,9395	1,249E-16	-4,66231
203	0,85714	EMBOL	Max	-6,5892	1,249E-16	-1,15985
203	1,33929	EMBOL	Max	-5,2388	1,249E-16	1,69152
203	1,82143	EMBOL	Max	-3,8884	1,249E-16	4,78499
203	2,30357	EMBOL	Max	-2,538	1,249E-16	8,18937
203	2,78571	EMBOL	Max	-1,1876	1,249E-16	11,61348
203	3,26786	EMBOL	Max	0,1628	1,249E-16	13,8348
203	3,75	EMBOL	Max	1,5284	1,249E-16	14,5693
203	4,23214	EMBOL	Max	3,9826	1,249E-16	13,81697
203	4,71429	EMBOL	Max	6,4367	1,249E-16	11,57781
203	5,19643	EMBOL	Max	9,2843	1,249E-16	8,29209
203	5,67857	EMBOL	Max	12,3681	1,249E-16	4,86345
203	6,16071	EMBOL	Max	15,4519	1,249E-16	1,81939
203	6,64286	EMBOL	Max	18,5357	1,249E-16	-1,04151
203	7,125	EMBOL	Max	21,6194	1,249E-16	-4,55349
203	0,375	EMBOL	Min	-21,568	-1,248E-16	-22,49918

203	0,85714	EMBOL	Min	-18,4842	-1,248E-16	-14,09552
203	1,33929	EMBOL	Min	-15,4004	-1,248E-16	-6,87509
203	1,82143	EMBOL	Min	-12,3166	-1,248E-16	-1,73106
203	2,30357	EMBOL	Min	-9,2329	-1,248E-16	1,26775
203	2,78571	EMBOL	Min	-6,3863	-1,248E-16	3,61548
203	3,26786	EMBOL	Min	-3,9322	-1,248E-16	5,31213
203	3,75	EMBOL	Min	-1,4934	-1,248E-16	6,18218
203	4,23214	EMBOL	Min	-0,143	-1,248E-16	5,1271
203	4,71429	EMBOL	Min	1,2074	-1,248E-16	3,42092
203	5,19643	EMBOL	Min	2,5578	-1,248E-16	1,06366
203	5,67857	EMBOL	Min	3,9081	-1,248E-16	-1,94467
203	6,16071	EMBOL	Min	5,2585	-1,248E-16	-7,1719
203	6,64286	EMBOL	Min	6,6089	-1,248E-16	-14,41659
203	7,125	EMBOL	Min	7,9593	-1,248E-16	-22,84452
205	0,375	EMBOL	Max	-6,0298	2,459E-18	-4,73526
205	0,85714	EMBOL	Max	-5,0838	2,459E-18	-2,05608
205	1,33929	EMBOL	Max	-4,1379	2,459E-18	0,16701
205	1,82143	EMBOL	Max	-3,1919	2,459E-18	2,50421
205	2,30357	EMBOL	Max	-2,2459	2,459E-18	5,18845
205	2,78571	EMBOL	Max	-1,3	2,459E-18	7,60417
205	3,26786	EMBOL	Max	-0,354	2,459E-18	9,05889
205	3,75	EMBOL	Max	0,5975	2,459E-18	9,55261
205	4,23214	EMBOL	Max	2,2006	2,459E-18	9,08534
205	4,71429	EMBOL	Max	3,9738	2,459E-18	7,65707
205	5,19643	EMBOL	Max	5,967	2,459E-18	5,2678
205	5,67857	EMBOL	Max	7,9602	2,459E-18	2,61454
205	6,16071	EMBOL	Max	9,9534	2,459E-18	0,31656
205	6,64286	EMBOL	Max	11,9466	2,459E-18	-1,88868
205	7,125	EMBOL	Max	13,9397	2,459E-18	-4,55001
205	0,375	EMBOL	Min	-13,9797	-2,333E-18	-14,1827
205	0,85714	EMBOL	Min	-11,9865	-2,333E-18	-8,12066
205	1,33929	EMBOL	Min	-9,9933	-2,333E-18	-3,56893
205	1,82143	EMBOL	Min	-8,0001	-2,333E-18	-0,36033
205	2,30357	EMBOL	Min	-6,007	-2,333E-18	1,53923
205	2,78571	EMBOL	Min	-4,0138	-2,333E-18	2,98271
205	3,26786	EMBOL	Min	-2,2266	-2,333E-18	3,97008
205	3,75	EMBOL	Min	-0,629	-2,333E-18	4,4409
205	4,23214	EMBOL	Min	0,317	-2,333E-18	3,92764
205	4,71429	EMBOL	Min	1,263	-2,333E-18	2,95811
205	5,19643	EMBOL	Min	2,2089	-2,333E-18	1,53249
205	5,67857	EMBOL	Min	3,1549	-2,333E-18	-0,34923
205	6,16071	EMBOL	Min	4,1008	-2,333E-18	-3,56668
205	6,64286	EMBOL	Min	5,0468	-2,333E-18	-8,1059
205	7,125	EMBOL	Min	5,9928	-2,333E-18	-14,09825

TABLE: Joint Reactions						PORTICO 2-2	
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE A-A	D	0.5053	1.4857	93.7127	-4.79556	0.63044	-0.00044
EJE A-A	L1	0.1892	-0.0882	9.7429	-0.56788	0.23542	-0.00016
EJE A-A	L2	-0.0455	0.5291	9.619	-0.80788	-0.05605	0.0000156
EJE A-A	SX	4.4171	3.5716	18.7147	14.99384	12.22704	0.10415
EJE A-A	SY	0.0027	24.7873	14.666	103.93257	0.00509	0.00543
EJE B-B	D	0.0892	1.3509	126.3193	-1.86571	0.11123	-0.00015
EJE B-B	L1	-0.1009	-0.38	16.1822	0.40777	-0.12626	-0.00005252
EJE B-B	L2	0.1268	0.7989	17.1708	-0.97957	0.15858	0.000005239
EJE B-B	SX	3.4114	0.3095	3.982	0.88645	7.05787	0.03497
EJE B-B	SY	0.0013	3.8156	7.3508	10.50847	0.0023	0.00182
EJE C-C	D	-0.0037	1.3142	132.3791	-1.82044	-0.00469	-0.00015
EJE C-C	L1	0.122	-0.3996	17.1015	0.43179	0.15196	-0.00005252
EJE C-C	L2	-0.1232	0.808	17.9895	-0.99039	-0.1534	0.000005239
EJE C-C	SX	3.2103	0.111	0.3403	0.30595	6.80694	0.03497
EJE C-C	SY	0.0009485	3.7358	5.6865	10.40109	0.00207	0.00182
EJE D-D	D	0.0028	1.3391	131.5399	-1.84867	0.00341	-0.00015
EJE D-D	L1	-0.1233	-0.3872	16.9573	0.4174	-0.1542	-0.00005252
EJE D-D	L2	0.1241	0.8033	17.8744	-0.98488	0.15522	0.000005239
EJE D-D	SX	3.2265	0.119	0.6609	0.31239	6.82711	0.03497
EJE D-D	SY	0.0023	3.802	7.2228	10.46841	0.00354	0.00182
EJE E-E	D	-0.0883	1.3489	126.2944	-1.85896	-0.11026	-0.00015
EJE E-E	L1	0.1003	-0.3809	16.1772	0.41037	0.12486	-0.00005252
EJE E-E	L2	-0.1259	0.7992	17.1675	-0.98007	-0.15688	0.000005239
EJE E-E	SX	3.4076	0.3004	4.2853	0.87254	7.05318	0.03497
EJE E-E	SY	0.0013	3.7965	7.3773	10.4501	0.00228	0.00182
EJE F-F	D	-0.5054	1.4761	93.7765	-4.68598	-0.63085	-0.00044
EJE F-F	L1	-0.1908	-0.1013	9.7507	-0.52076	-0.23892	-0.00016
EJE F-F	L2	0.047	0.5392	9.6238	-0.82021	0.0594	0.0000156
EJE F-F	SX	4.4174	3.5622	18.7046	14.94542	12.22738	0.10415
EJE F-F	SY	0.0025	24.5947	14.4759	102.94622	0.00426	0.00543

TABLE: Joint Reactions PORTICO B-B							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3	D	0.0592	0.2657	48.0258	-0.3631	0.07402	-0.0000382
EJE 3	L1	-0.0199	0.1166	6.2304	-0.15095	-0.02511	-0.00001347
EJE 3	L2	0.0359	-0.0336	5.4854	0.03852	0.04504	0.000001343
EJE 3	SX	1.6095	0.0697	7.2108	0.15355	2.97226	0.00897
EJE 3	SY	0.0063	0.9761	13.2183	1.98808	0.00754	0.00047
EJE 2	D	0.0892	1.3509	126.3193	-1.86571	0.11123	-0.00015
EJE 2	L1	-0.1009	-0.38	16.1822	0.40777	-0.12626	-0.00005252
EJE 2	L2	0.1268	0.7989	17.1708	-0.97957	0.15858	0.000005239
EJE 2	SX	3.4114	0.3095	3.982	0.88645	7.05787	0.03497
EJE 2	SY	0.0013	3.8156	7.3508	10.50847	0.0023	0.00182
EJE 1	D	0.0815	-1.9386	82.653	2.12785	0.10217	-0.00013
EJE 1	L1	-0.0465	0.2284	9.2588	-0.31233	-0.05812	-0.00004759
EJE 1	L2	0.0692	-0.8272	11.1445	0.97493	0.08665	0.000004747
EJE 1	SX	3.2295	0.2165	6.4498	0.68049	6.55452	0.03169
EJE 1	SY	0.0047	2.4723	6.393	7.81094	0.01036	0.00165

TABLE: Joint Reactions PORTICO 1-1							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE A-A	D	0.4513	-0.9893	61.139	0.81903	0.47657	-0.00023
EJE A-A	L1	0.1342	0.1217	5.581	-0.20741	0.13601	-0.00008051
EJE A-A	L2	-0.0179	-0.4119	6.1541	0.45115	-0.01266	0.000008031
EJE A-A	SX	15.8002	0.3696	14.0583	1.28645	57.26084	0.03868
EJE A-A	SY	0.0305	3.5818	6.876	12.39309	0.14575	0.00279
EJE B-B	D	0.0815	-1.9386	82.653	2.12785	0.10217	-0.00013
EJE B-B	L1	-0.0465	0.2284	9.2588	-0.31233	-0.05812	-0.00004759
EJE B-B	L2	0.0692	-0.8272	11.1445	0.97493	0.08665	0.000004747
EJE B-B	SX	2.3302	0.1562	4.6536	0.49099	4.72921	0.02287
EJE B-B	SY	0.0047	2.4723	6.393	7.81094	0.01036	0.00165
EJE C-C	D	-0.0042	-1.9475	86.8476	2.13972	-0.00483	-0.00013
EJE C-C	L1	0.0667	0.2312	9.8622	-0.31529	0.08306	-0.00004759
EJE C-C	L2	-0.0678	-0.8329	11.6947	0.98166	-0.08441	0.000004747
EJE C-C	SX	2.1193	0.0515	0.3457	0.16359	4.46594	0.02287
EJE C-C	SY	0.0058	2.4711	6.5569	7.79977	0.0124	0.00165
EJE D-D	D	0.005	-1.9479	86.847	2.14144	0.00667	-0.00013
EJE D-D	L1	-0.0671	0.2304	9.8626	-0.31385	-0.08384	-0.00004759
EJE D-D	L2	0.0685	-0.8322	11.6942	0.98077	0.08577	0.000004747
EJE D-D	SX	2.1194	0.0507	0.3418	0.16095	4.46614	0.02287
EJE D-D	SY	0.0055	2.4655	6.5466	7.78349	0.01202	0.00165
EJE E-E	D	-0.0806	-1.9394	82.6674	2.13239	-0.10016	-0.00013
EJE E-E	L1	0.046	0.2276	9.2609	-0.31012	0.05733	-0.00004759
EJE E-E	L2	-0.0685	-0.8267	11.1467	0.97416	-0.08523	0.000004747
EJE E-E	SX	2.3301	0.1555	4.6571	0.48843	4.72915	0.02287
EJE E-E	SY	0.0093	2.4602	6.3228	7.76748	0.01653	0.00165
EJE F-F	D	-0.4494	-0.9911	61.154	0.8311	-0.45569	-0.00022
EJE F-F	L1	-0.1401	0.1198	5.5821	-0.20161	-0.14791	-0.00007646
EJE F-F	L2	0.0244	-0.4105	6.1534	0.44917	0.03105	0.000007627
EJE F-F	SX	15.8003	0.3686	14.0543	1.28238	57.26086	0.03674
EJE F-F	SY	0.039	3.5534	6.8672	12.27831	0.15518	0.00265

TABLE: Joint Reactions PORTICO C-C							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3	D	-0.0066	0.1846	52.087	-0.2494	-0.00842	-0.0000382
EJE 3	L1	0.0542	0.0791	6.806	-0.1023	0.06713	-0.00001347
EJE 3	L2	-0.056	-0.0209	5.9607	0.02433	-0.06947	0.000001343
EJE 3	SX	2.0952	0.0202	0.3781	0.03794	4.3069	0.00897
EJE 3	SY	0.0036	0.6531	12.4374	1.25237	0.0067	0.00047
EJE 2	D	-0.0037	1.3142	132.3791	-1.82044	-0.00469	-0.00015
EJE 2	L1	0.122	-0.3996	17.1015	0.43179	0.15196	-0.00005252
EJE 2	L2	-0.1232	0.808	17.9895	-0.99039	-0.1534	0.000005239
EJE 2	SX	3.2103	0.111	0.3403	0.30595	6.80694	0.03497
EJE 2	SY	0.0009485	3.7358	5.6865	10.40109	0.00207	0.00182
EJE 1	D	-0.0042	-1.9475	86.8476	2.13972	-0.00483	-0.00013
EJE 1	L1	0.0667	0.2312	9.8622	-0.31529	0.08306	-0.00004759
EJE 1	L2	-0.0678	-0.8329	11.6947	0.98166	-0.08441	0.000004747
EJE 1	SX	2.9372	0.0713	0.4791	0.22673	6.18964	0.03169
EJE 1	SY	0.0058	2.4711	6.5569	7.79977	0.0124	0.00165

TABLE: Joint Reactions						PORTICO 3-3	
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE A-A	D	0.4755	0.2347	43.7827	-0.35497	0.51027	-0.00012
EJE A-A	L1	0.152	0.0754	4.4307	-0.10495	0.15811	-0.00004286
EJE A-A	L2	-0.0305	-0.0064	3.604	0.00132	-0.028	0.000004276
EJE A-A	SX	13.6296	0.1745	8.8163	0.37684	48.67751	0.02059
EJE A-A	SY	0.0246	1.6104	21.9296	3.53886	0.06964	0.00149
EJE B-B	D	0.0592	0.2657	48.0258	-0.3631	0.07402	-0.0000382
EJE B-B	L1	-0.0199	0.1166	6.2304	-0.15095	-0.02511	-0.00001347
EJE B-B	L2	0.0359	-0.0336	5.4854	0.03852	0.04504	0.000001343
EJE B-B	SX	1.1613	0.0503	5.2027	0.11079	2.14454	0.00647
EJE B-B	SY	0.0063	0.9761	13.2183	1.98808	0.00754	0.00047
EJE C-C	D	-0.0066	0.1846	52.087	-0.2494	-0.00842	-0.0000382
EJE C-C	L1	0.0542	0.0791	6.806	-0.1023	0.06713	-0.00001347
EJE C-C	L2	-0.056	-0.0209	5.9607	0.02433	-0.06947	0.000001343
EJE C-C	SX	1.5117	0.0146	0.2728	0.02737	3.10751	0.00647
EJE C-C	SY	0.0036	0.6531	12.4374	1.25237	0.0067	0.00047
EJE D-D	D	0.006	0.2573	52.7249	-0.35226	0.00742	-0.0000382
EJE D-D	L1	-0.0343	0.1167	6.9164	-0.15091	-0.04311	-0.00001347
EJE D-D	L2	0.036	-0.0357	6.0554	0.04105	0.04516	0.000001343
EJE D-D	SX	1.0084	0.0247	1.2436	0.04662	1.9532	0.00647
EJE D-D	SY	0.0024	0.9723	13.798	1.98026	0.00334	0.00047
EJE E-E	D	-0.0616	0.2634	48.1427	-0.35967	-0.07724	-0.0000382
EJE E-E	L1	0.0199	0.1158	6.2419	-0.14982	0.02474	-0.00001347
EJE E-E	L2	-0.0365	-0.0336	5.507	0.03846	-0.04562	0.000001343
EJE E-E	SX	1.1367	0.0468	6.3297	0.10585	2.11373	0.00647
EJE E-E	SY	0.011	0.9671	13.267	1.97222	0.01466	0.00047
EJE F-F	D	-0.4758	0.2332	43.7263	-0.35116	-0.52055	-0.00013
EJE F-F	L1	-0.1615	0.0747	4.4216	-0.10335	-0.18161	-0.00004607
EJE F-F	L2	0.0398	-0.0062	3.5937	0.00094	0.04811	0.000004595
EJE F-F	SX	13.6417	0.174	8.925	0.37573	48.69069	0.02213
EJE F-F	SY	0.0384	1.5953	21.6837	3.50486	0.10086	0.0016

TABLE: Joint Reactions						PORTICO E-E	
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	-0.0616	0.2634	48.1427	-0.35967	-0.07724	-0.0000382
EJE 3-3	L1	0.0199	0.1158	6.2419	-0.14982	0.02474	-0.00001347
EJE 3-3	L2	-0.0365	-0.0336	5.507	0.03846	-0.04562	0.000001343
EJE 3-3	SX	1.5754	0.0649	8.7727	0.1467	2.92956	0.00897
EJE 3-3	SY	0.011	0.9671	13.267	1.97222	0.01466	0.00047
EJE 2-2	D	-0.0883	1.3489	126.2944	-1.85896	-0.11026	-0.00015
EJE 2-2	L1	0.1003	-0.3809	16.1772	0.41037	0.12486	-0.00005252
EJE 2-2	L2	-0.1259	0.7992	17.1675	-0.98007	-0.15688	0.000005239
EJE 2-2	SX	3.4076	0.3004	4.2853	0.87254	7.05318	0.03497
EJE 2-2	SY	0.0013	3.7965	7.3773	10.4501	0.00228	0.00182
EJE 1-1	D	-0.0806	-1.9394	82.6674	2.13239	-0.10016	-0.00013
EJE 1-1	L1	0.046	0.2276	9.2609	-0.31012	0.05733	-0.00004759
EJE 1-1	L2	-0.0685	-0.8267	11.1467	0.97416	-0.08523	0.000004747
EJE 1-1	SX	3.2294	0.2155	6.4546	0.67694	6.55443	0.03169
EJE 1-1	SY	0.0093	2.4602	6.3228	7.76748	0.01653	0.00165
TABLE: Joint Reactions PORTICO 3-3							
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE A-A	D	0.4755	0.2347	43.7827	-0.35497	0.51027	-0.00012
EJE A-A	L1	0.152	0.0754	4.4307	-0.10495	0.15811	-0.00004286
EJE A-A	L2	-0.0305	-0.0064	3.604	0.00132	-0.028	0.000004276
EJE A-A	SX	18.8901	0.2418	12.219	0.52229	67.46532	0.02854
EJE A-A	SY	0.0246	1.6104	21.9296	3.53886	0.06964	0.00149
EJE B-B	D	0.0592	0.2657	48.0258	-0.3631	0.07402	-0.0000382
EJE B-B	L1	-0.0199	0.1166	6.2304	-0.15095	-0.02511	-0.00001347
EJE B-B	L2	0.0359	-0.0336	5.4854	0.03852	0.04504	0.000001343
EJE B-B	SX	1.6095	0.0697	7.2108	0.15355	2.97226	0.00897
EJE B-B	SY	0.0063	0.9761	13.2183	1.98808	0.00754	0.00047
EJE C-C	D	-0.0066	0.1846	52.087	-0.2494	-0.00842	-0.0000382
EJE C-C	L1	0.0542	0.0791	6.806	-0.1023	0.06713	-0.00001347
EJE C-C	L2	-0.056	-0.0209	5.9607	0.02433	-0.06947	0.000001343
EJE C-C	SX	2.0952	0.0202	0.3781	0.03794	4.3069	0.00897
EJE C-C	SY	0.0036	0.6531	12.4374	1.25237	0.0067	0.00047
EJE D-D	D	0.006	0.2573	52.7249	-0.35226	0.00742	-0.0000382
EJE D-D	L1	-0.0343	0.1167	6.9164	-0.15091	-0.04311	-0.00001347
EJE D-D	L2	0.036	-0.0357	6.0554	0.04105	0.04516	0.000001343
EJE D-D	SX	1.3977	0.0342	1.7236	0.06462	2.70707	0.00897
EJE D-D	SY	0.0024	0.9723	13.798	1.98026	0.00334	0.00047
EJE E-E	D	-0.0616	0.2634	48.1427	-0.35967	-0.07724	-0.0000382
EJE E-E	L1	0.0199	0.1158	6.2419	-0.14982	0.02474	-0.00001347
EJE E-E	L2	-0.0365	-0.0336	5.507	0.03846	-0.04562	0.000001343
EJE E-E	SX	1.5754	0.0649	8.7727	0.1467	2.92956	0.00897
EJE E-E	SY	0.011	0.9671	13.267	1.97222	0.01466	0.00047
EJE F-F	D	-0.4758	0.2332	43.7263	-0.35116	-0.52055	-0.00013
EJE F-F	L1	-0.1615	0.0747	4.4216	-0.10335	-0.18161	-0.00004607
EJE F-F	L2	0.0398	-0.0062	3.5937	0.00094	0.04811	0.000004595
EJE F-F	SX	18.907	0.2412	12.3697	0.52075	67.48359	0.03068
EJE F-F	SY	0.0384	1.5953	21.6837	3.50485	0.10086	0.0016

TABLE: Joint Reactions					PORTICO D-D		
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3	D	0.006	0.2573	52.7249	-0.35226	0.00742	-0.0000382
EJE 3	L1	-0.0343	0.1167	6.9164	-0.15091	-0.04311	-0.00001347
EJE 3	L2	0.036	-0.0357	6.0554	0.04105	0.04516	0.000001343
EJE 3	SX	1.3977	0.0342	1.7236	0.06462	2.70707	0.00897
EJE 3	SY	0.0024	0.9723	13.798	1.98026	0.00334	0.00047
EJE 2	D	0.0028	1.3391	131.5399	-1.84867	0.00341	-0.00015
EJE 2	L1	-0.1233	-0.3872	16.9573	0.4174	-0.1542	-0.00005252
EJE 2	L2	0.1241	0.8033	17.8744	-0.98488	0.15522	0.000005239
EJE 2	SX	3.2265	0.119	0.6609	0.31239	6.82711	0.03497
EJE 2	SY	0.0023	3.802	7.2228	10.46841	0.00354	0.00182
EJE 1	D	0.005	-1.9479	86.847	2.14144	0.00667	-0.00013
EJE 1	L1	-0.0671	0.2304	9.8626	-0.31385	-0.08384	-0.00004759
EJE 1	L2	0.0685	-0.8322	11.6942	0.98077	0.08577	0.000004747
EJE 1	SX	2.9374	0.0703	0.4737	0.22307	6.18991	0.03169
EJE 1	SY	0.0055	2.4655	6.5466	7.78349	0.01202	0.00165

TABLE: Joint Reactions						PORTICO A-A	
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	0.4755	0.2347	43.7827	-0.35497	0.51027	-0.00012
EJE 3-3	L1	0.152	0.0754	4.4307	-0.10495	0.15811	-0.00004286
EJE 3-3	L2	-0.0305	-0.0064	3.604	0.00132	-0.028	0.000004276
EJE 3-3	SX	13.6296	0.1745	8.8163	0.37684	48.67751	0.02059
EJE 3-3	SY	0.0246	1.6104	21.9296	3.53886	0.06964	0.00149
EJE 2-2	D	0.5053	1.4857	93.7127	-4.79556	0.63044	-0.00044
EJE 2-2	L1	0.1892	-0.0882	9.7429	-0.56788	0.23542	-0.00016
EJE 2-2	L2	-0.0455	0.5291	9.619	-0.80788	-0.05605	0.0000156
EJE 2-2	SX	3.187	2.577	13.503	10.81834	8.82204	0.07515
EJE 2-2	SY	0.0027	24.7873	14.666	103.93257	0.00509	0.00543
EJE 1-1	D	0.4513	-0.9893	61.139	0.81903	0.47657	-0.00023
EJE 1-1	L1	0.1342	0.1217	5.581	-0.20741	0.13601	-0.00008051
EJE 1-1	L2	-0.0179	-0.4119	6.1541	0.45115	-0.01266	0.000008031
EJE 1-1	SX	15.8002	0.3696	14.0583	1.28645	57.26084	0.03868
EJE 1-1	SY	0.0305	3.5818	6.876	12.39309	0.14575	0.00279

TABLE: Joint Reactions							PORTICO F-F
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	-0.4758	0.2332	43.7263	-0.35116	-0.52055	-0.00013
EJE 3-3	L1	-0.1615	0.0747	4.4216	-0.10335	-0.18161	-0.00004607
EJE 3-3	L2	0.0398	-0.0062	3.5937	0.00094	0.04811	0.000004595
EJE 3-3	SX	13.6417	0.174	8.925	0.37573	48.69069	0.02213
EJE 3-3	SY	0.0384	1.5953	21.6837	3.50485	0.10086	0.0016
EJE 2-2	D	-0.5054	1.4761	93.7765	-4.68598	-0.63085	-0.00044
EJE 2-2	L1	-0.1908	-0.1013	9.7507	-0.52076	-0.23892	-0.00016
EJE 2-2	L2	0.047	0.5392	9.6238	-0.82021	0.0594	0.0000156
EJE 2-2	SX	3.1872	2.5702	13.4958	10.7834	8.82228	0.07515
EJE 2-2	SY	0.0025	24.5947	14.4759	102.94622	0.00426	0.00543
EJE 1-1	D	-0.4494	-0.9911	61.154	0.8311	-0.45569	-0.00022
EJE 1-1	L1	-0.1401	0.1198	5.5821	-0.20161	-0.14791	-0.00007646
EJE 1-1	L2	0.0244	-0.4105	6.1534	0.44917	0.03105	0.000007627
EJE 1-1	SX	15.8003	0.3686	14.0543	1.28238	57.26086	0.03674
EJE 1-1	SY	0.039	3.5534	6.8672	12.27831	0.15518	0.00265

TABLE: Joint Reactions						PORTICO 1-1	
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE A-A	D	0.4513	-0.9893	61.139	0.81903	0.47657	-0.00023
EJE A-A	EMBOL	16.5098	2.6914	112.8318	13.72156	58.01075	0.03848
EJE A-A	EMBOL	-15.394	-5.1813	40.9668	-11.65596	-56.83193	-0.03906
EJE B-B	D	0.0815	-1.9386	82.653	2.12785	0.10217	-0.00013
EJE B-B	EMBOL	2.4605	0.7276	160.7055	11.299	4.89259	0.02275
EJE B-B	EMBOL	-2.2568	-5.6441	67.9947	-5.89587	-4.63726	-0.02309
EJE C-C	D	-0.0042	-1.9475	86.8476	2.13972	-0.00483	-0.00013
EJE C-C	EMBOL	2.1155	0.7184	169.0738	11.30738	4.46159	0.02275
EJE C-C	EMBOL	-2.126	-5.6575	71.606	-5.87403	-4.47366	-0.02309
EJE D-D	D	0.005	-1.9479	86.847	2.14144	0.00667	-0.00013
EJE D-D	EMBOL	2.1275	0.7124	169.0726	11.29394	4.47689	0.02275
EJE D-D	EMBOL	-2.1149	-5.6527	71.6157	-5.85619	-4.46013	-0.02309
EJE E-E	D	-0.0806	-1.9394	82.6674	2.13239	-0.10016	-0.00013
EJE E-E	EMBOL	2.2576	0.7148	160.7348	11.26301	4.63901	0.02275
EJE E-E	EMBOL	-2.4589	-5.6333	68.0779	-5.84833	-4.88922	-0.02309
EJE F-F	D	-0.4494	-0.9911	61.154	0.8311	-0.45569	-0.00022
EJE F-F	EMBOL	15.3958	2.6614	112.8549	13.62663	56.85074	0.03654
EJE F-F	EMBOL	-16.5067	-5.1556	40.9843	-11.53032	-57.97654	-0.03709

TABLE: Joint Reactions						PORTICO 3-3	
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE A-A	D	0.4755	0.2347	43.7827	-0.35497	0.51027	-0.00012
EJE A-A	EMBOL	14.3758	1.99	86.7013	3.21938	49.47798	0.02048
EJE A-A	EMBOL	-13.2016	-1.3991	17.4748	-4.1121	-48.21827	-0.02079
EJE B-B	D	0.0592	0.2657	48.0258	-0.3631	0.07402	-0.0000382
EJE B-B	EMBOL	1.2552	1.4119	93.1272	1.66129	2.26199	0.00644
EJE B-B	EMBOL	-1.108	-0.737	30.005	-2.58249	-2.07792	-0.00653
EJE C-C	D	-0.0066	0.1846	52.087	-0.2494	-0.00842	-0.0000382
EJE C-C	EMBOL	1.5058	0.9565	101.1105	1.0279	3.09993	0.00644
EJE C-C	EMBOL	-1.5223	-0.487	34.4409	-1.6616	-3.12095	-0.00653
EJE D-D	D	0.006	0.2573	52.7249	-0.35226	0.00742	-0.0000382
EJE D-D	EMBOL	1.018	1.3951	102.4367	1.66323	1.96505	0.00644
EJE D-D	EMBOL	-1.003	-0.7408	33.6544	-2.55791	-1.94652	-0.00653
EJE E-E	D	-0.0616	0.2634	48.1427	-0.35967	-0.07724	-0.0000382
EJE E-E	EMBOL	1.0812	1.3991	93.362	1.64852	2.04422	0.00644
EJE E-E	EMBOL	-1.2345	-0.7301	30.0614	-2.56102	-2.23638	-0.00653
EJE F-F	D	-0.4758	0.2332	43.7263	-0.35116	-0.52055	-0.00013
EJE F-F	EMBOL	13.2135	1.9724	86.3606	3.1888	48.2222	0.02202
EJE F-F	EMBOL	-14.3887	-1.3855	17.67	-4.07181	-49.50826	-0.02235

TABLE: Joint Reactions							PORTICO A-A
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	0.4755	0.2347	43.7827	-0.35497	0.51027	-0.00012
EJE 3-3	EMBOL	14.3758	1.99	86.7013	3.21938	49.47798	0.02048
EJE 3-3	EMBOL	-13.2016	-1.3991	17.4748	-4.1121	-48.21827	-0.02079
EJE 2-2	D	0.5053	1.4857	93.7127	-4.79556	0.63044	-0.00044
EJE 2-2	EMBOL	3.9983	27.1954	175.4203	99.61657	9.8343	0.07475
EJE 2-2	EMBOL	-2.7323	-23.4502	69.6754	-111.64671	-8.25464	-0.07588
EJE 1-1	D	0.4513	-0.9893	61.139	0.81903	0.47657	-0.00023
EJE 1-1	EMBOL	16.5098	2.6914	112.8318	13.72156	58.01075	0.03848
EJE 1-1	EMBOL	-15.394	-5.1813	40.9668	-11.65596	-56.83193	-0.03906

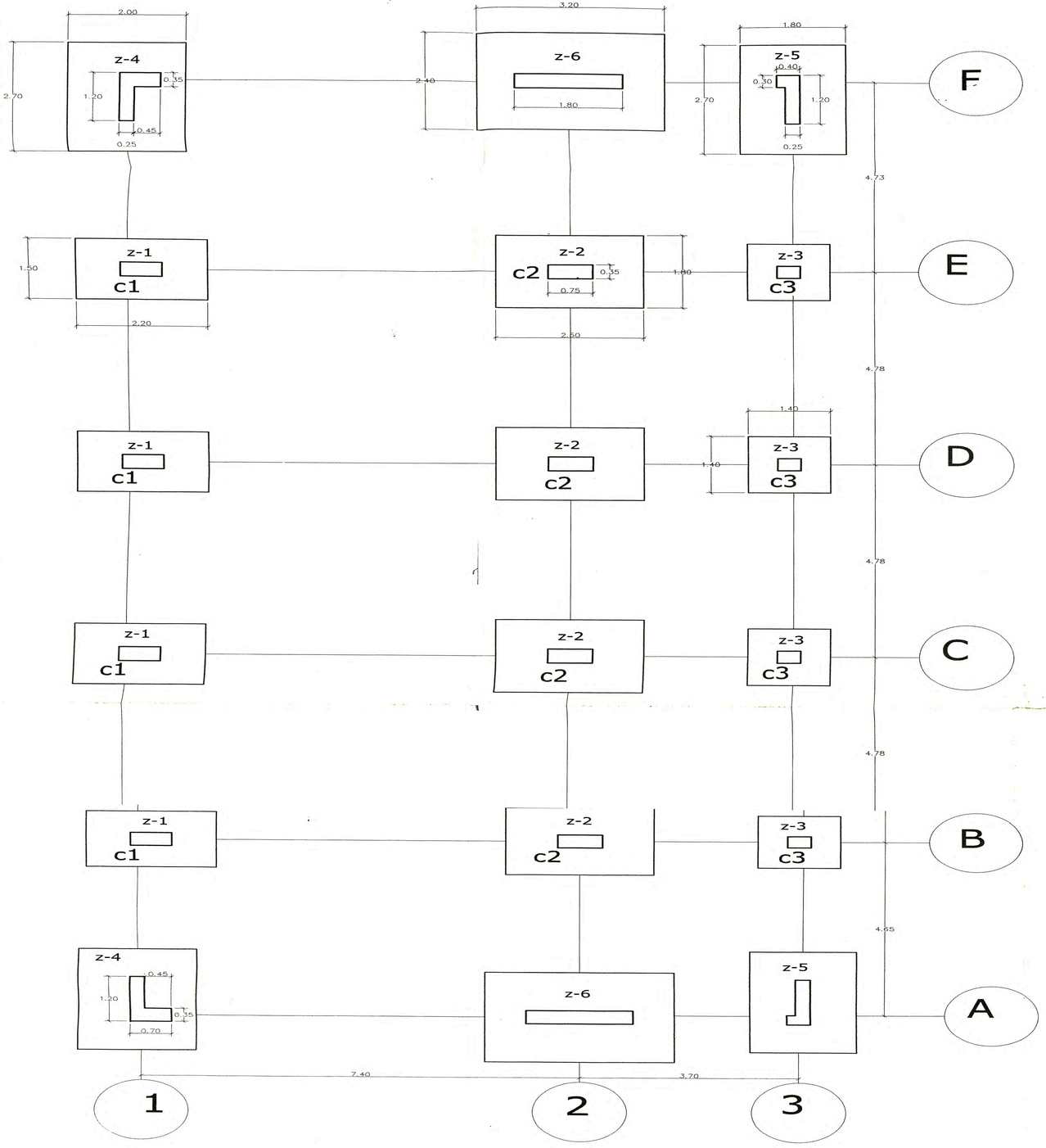
TABLE: Joint Reactions							PORTICO F-F
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	-0.4758	0.2332	43.7263	-0.35116	-0.52055	-0.00013
EJE 3-3	EMBOL	13.2135	1.9724	86.3606	3.1888	48.2222	0.02202
EJE 3-3	EMBOL	-14.3887	-1.3855	17.67	-4.07181	-49.50826	-0.02235
EJE 2-2	D	-0.5054	1.4761	93.7765	-4.68598	-0.63085	-0.00044
EJE 2-2	EMBOL	2.7324	26.9872	175.5386	98.72884	8.25452	0.07475
EJE 2-2	EMBOL	-3.9987	-23.2662	69.9229	-110.47991	-9.83524	-0.07588
EJE 1-1	D	-0.4494	-0.9911	61.154	0.8311	-0.45569	-0.00022
EJE 1-1	EMBOL	15.3958	2.6614	112.8549	13.62663	56.85074	0.03654
EJE 1-1	EMBOL	-16.5067	-5.1556	40.9843	-11.53032	-57.97654	-0.03709

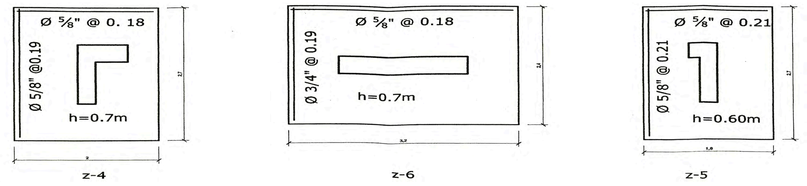
TABLE: Joint Reactions							PORTICO B-B
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	0.0592	0.2657	48.0258	-0.3631	0.07402	-0.0000382
EJE 3-3	EMBOL	1.7034	1.4119	93.1272	1.66129	3.08971	0.00893
EJE 3-3	EMBOL	-1.5562	-0.737	30.005	-2.58249	-2.90564	-0.00903
EJE 2-2	D	0.0892	1.3509	126.3193	-1.86571	0.11123	-0.00015
EJE 2-2	EMBOL	3.5552	6.028	249.5144	8.82934	7.2373	0.03484
EJE 2-2	EMBOL	-3.3311	-2.5998	106.3366	-13.55537	-6.95776	-0.03522
EJE 1-1	D	0.0815	-1.9386	82.653	2.12785	0.10217	-0.00013
EJE 1-1	EMBOL	3.3599	0.7276	160.7055	11.299	6.7179	0.03157
EJE 1-1	EMBOL	-3.1561	-5.6441	67.9379	-5.89587	-6.46257	-0.03191

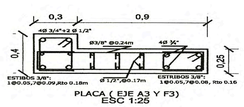
TABLE: Joint Reactions							PORTICO C-C
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	-0.0066	0.1846	52.087	-0.2494	-0.00842	-0.0000382
EJE 3-3	EMBOL	2.0892	0.9565	101.1105	1.0279	4.29932	0.00893
EJE 3-3	EMBOL	-2.1058	-0.487	34.4409	-1.6616	-4.32034	-0.00903
EJE 2-2	D	-0.0037	1.3142	132.3791	-1.82044	-0.00469	-0.00015
EJE 2-2	EMBOL	3.207	5.889	261.7323	8.7627	6.80272	0.03484
EJE 2-2	EMBOL	-3.2164	-2.553	113.4547	-13.3749	-6.8146	-0.03522
EJE 1-1	D	-0.0042	-1.9475	86.8476	2.13972	-0.00483	-0.00013
EJE 1-1	EMBOL	2.9334	0.7184	169.0738	11.30738	6.18529	0.03157
EJE 1-1	EMBOL	-2.944	-5.6575	71.606	-5.87403	-6.19736	-0.03191

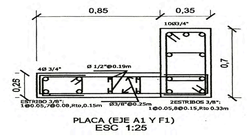
TABLE: Joint Reactions							PORTICO D-D
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	0.006	0.2573	52.7249	-0.35226	0.00742	-0.0000382
EJE 3-3	EMBOL	1.4073	1.3951	102.4367	1.66323	2.71892	0.00893
EJE 3-3	EMBOL	-1.3923	-0.7408	33.6544	-2.55791	-2.70038	-0.00903
EJE 2-2	D	0.0028	1.3391	131.5399	-1.84867	0.00341	-0.00015
EJE 2-2	EMBOL	3.231	5.996	260.007	8.8046	6.83266	0.03484
EJE 2-2	EMBOL	-3.224	-2.5968	111.1632	-13.4886	-6.82404	-0.03522
EJE 1-1	D	0.005	-1.9479	86.847	2.14144	0.00667	-0.00013
EJE 1-1	EMBOL	2.9455	0.7124	169.0726	11.29394	6.20066	0.03157
EJE 1-1	EMBOL	-2.9329	-5.6527	71.6157	-5.85619	-6.1839	-0.03191

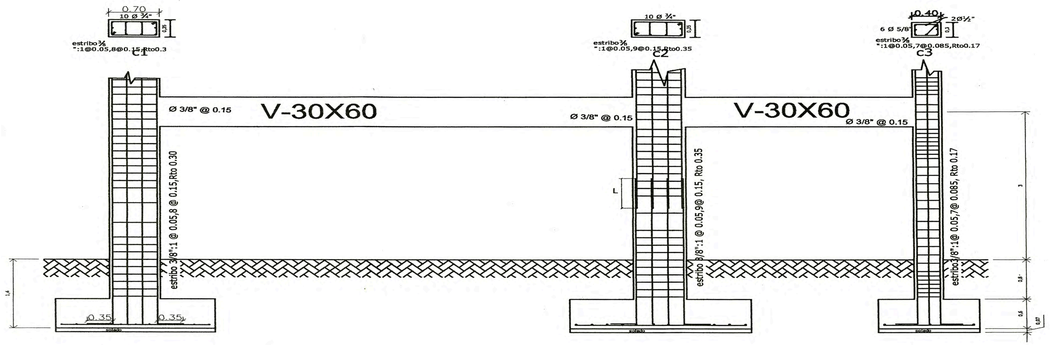
TABLE: Joint Reactions							PORTICO E-E
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
EJE 3-3	D	-0.0616	0.2634	48.1427	-0.35967	-0.07724	-0.0000382
EJE 3-3	EMBOL	1.5199	1.3991	93.362	1.64852	2.86004	0.00893
EJE 3-3	EMBOL	-1.6732	-0.7301	30.0614	-2.56102	-3.05221	-0.00903
EJE 2-2	D	-0.0883	1.3489	126.2944	-1.85896	-0.11026	-0.00015
EJE 2-2	EMBOL	3.3281	6.0057	249.462	8.77704	6.95395	0.03484
EJE 2-2	EMBOL	-3.5501	-2.5825	106.2876	-13.48592	-7.23104	-0.03522
EJE 1-1	D	-0.0806	-1.9394	82.6674	2.13239	-0.10016	-0.00013
EJE 1-1	EMBOL	3.1569	0.7148	160.7348	11.26301	6.46429	0.03157
EJE 1-1	EMBOL	-3.3583	-5.6333	67.9461	-5.84833	-6.7145	-0.03191

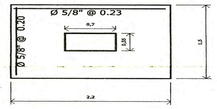


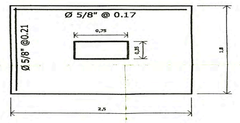


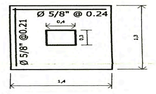


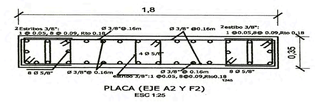












EMPALME PARA COLUMNA

Ø ACERO (pulg)	L (cm)
3/8"	40.00
1/2"	45.00
5/8"	55.00
3/4"	70.00
1"	120.00

NOTA:

- LAS BARRAS SE EMPALMARAN DENTRO DEL TERCIO CENTRAL NO MAS DEL 50% DE LAS BARRAS Y DEBEN EMPALMARSE EN UNA SOLA DIRECCION.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO : $f'c = 210$ kg/cm2
(Zapatas, Columnas, Vigas y Losa aligerada)

ACERO : $f'y = 4200$ kg/cm2

SUELO: $\sigma_t = 4.50$ Kg/cm2 (ESTIMADO)

RECUBRIMIENTOS:

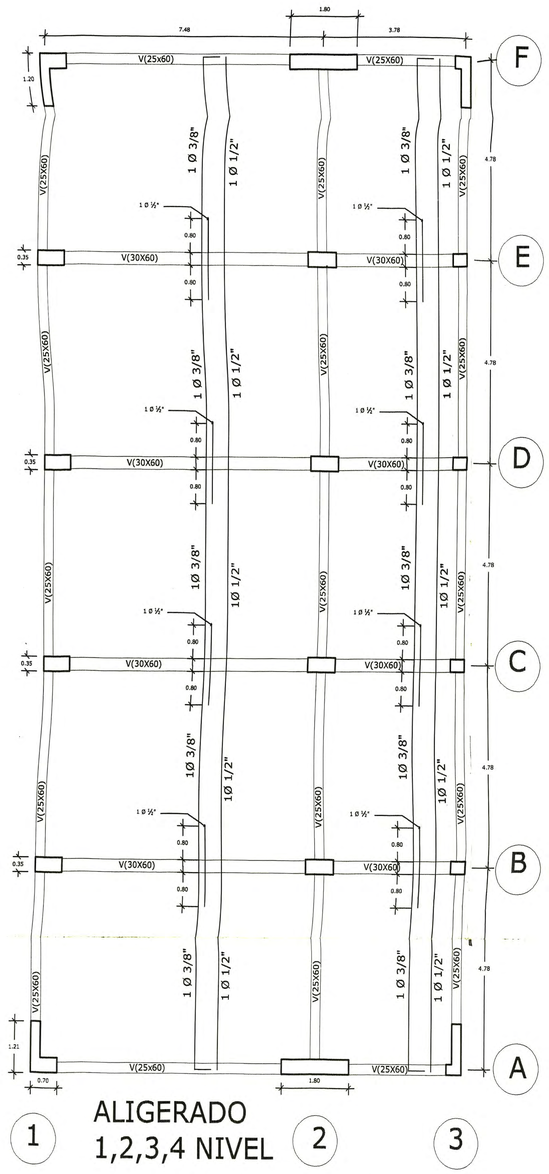
LOSAS	3.00 cm
VIGAS	5.00 cm
COLUMNAS	5.00 cm
ZAPATAS	7.50 cm

SOBRECARGA:

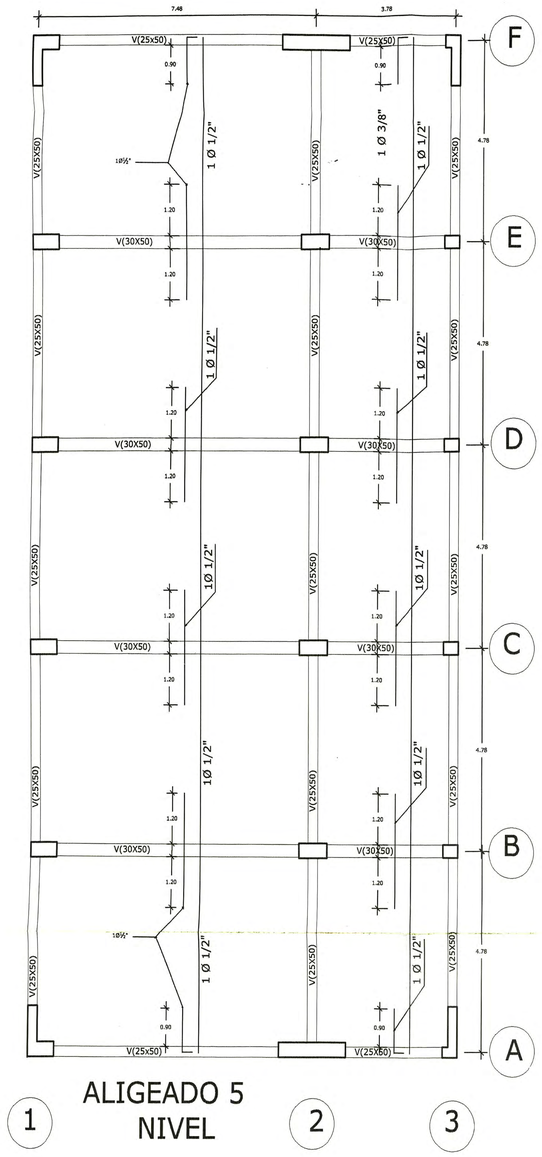
ALIGERADOS	200 Kg/m2

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURSO : DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES USO - VIVIENDA		LAMINA N° : E-1
BACHILLER : ANTONIO BACILIO, NICANOR VIDAL		
PLANOS : CIMENTACIONES		
CODIGO : 840525-B	FECHA : SETIEMBRE-2005	ESCALA : 1/50
		DIBUJO : N.V.A.B.

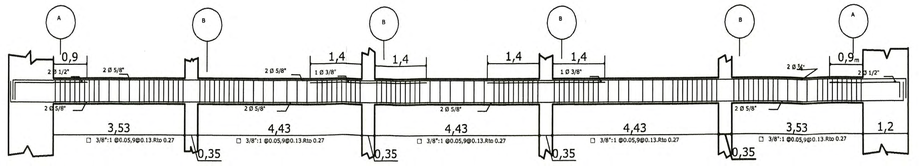


ALIGERADO
1,2,3,4 NIVEL

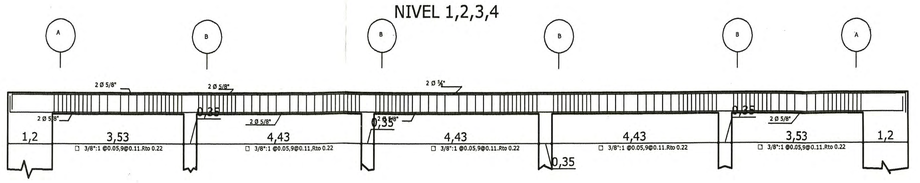


ALIGEADO 5
NIVEL

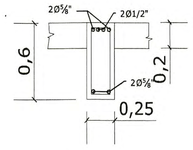
PORTICO 1



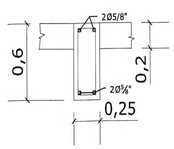
NIVEL 1,2,3,4



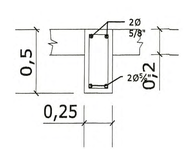
NIVEL 5



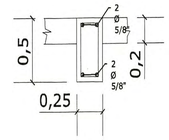
CORTE A-A
ESC 1:25



CORTE B-B
ESC 1:25

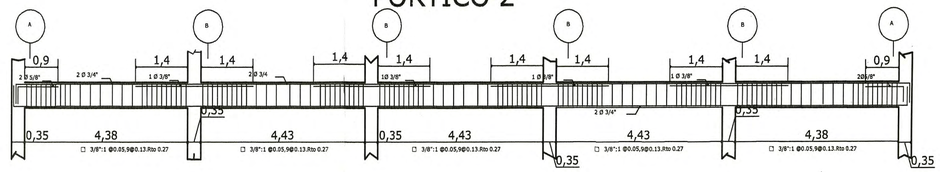


CORTE A-A
ESC 1:25

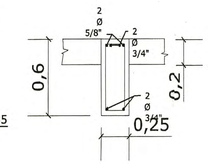


CORTE B-B
ESC 1:25

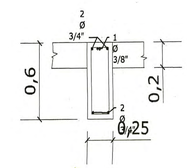
PORTICO 2



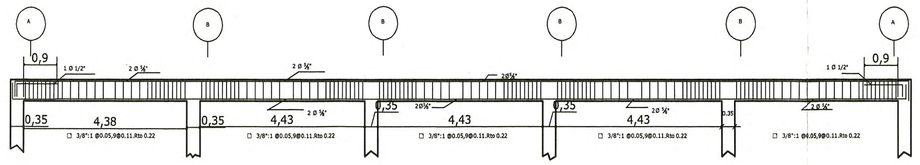
NIVEL 1,2,3,4

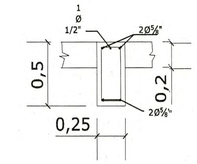


CORTE A-A
ESC 1:25

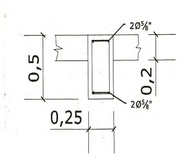


CORTE B-B
ESC 1:25



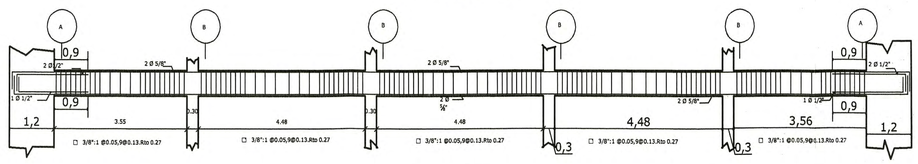


CORTE A-A
ESC 1:25

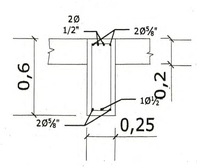


CORTE B-B
ESC 1:25

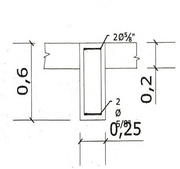
PORTICO 3



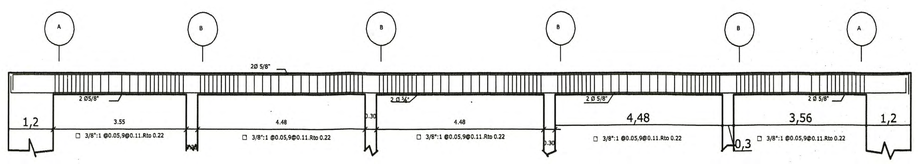
NIVEL 1,2,3,4



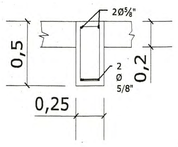
CORTE A-A
ESC 1:25



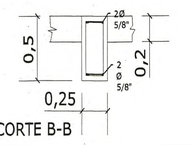
CORTE B-B
ESC 1:25



NIVEL 5

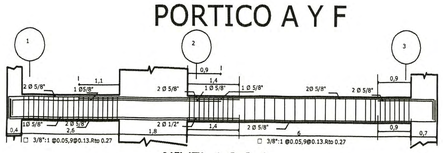


CORTE A-A

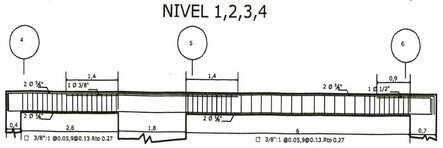


CORTE B-B

PORTICO A Y F

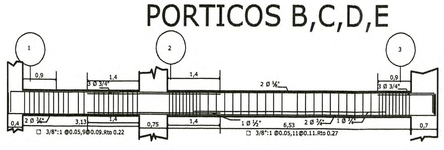


NIVEL 1,2,3,4

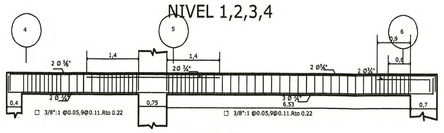


NIVEL 5

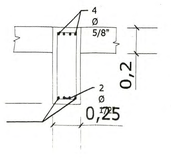
PORTICOS B,C,D,E



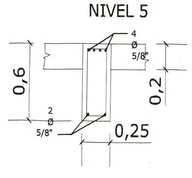
NIVEL 1,2,3,4



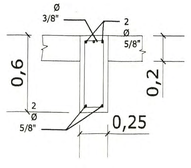
NIVEL 5



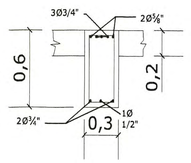
corte 2-2
ESC 1:25



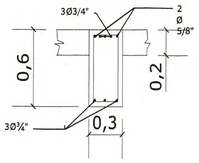
corte 3-3
ESC 1:25



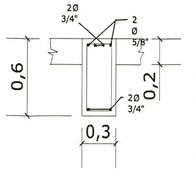
corte 5-5
ESC 1:25



corte 2-2
ESC 1:25



corte 3-3
ESC 1:25



corte 5-5
ESC 1:25

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES USO - VIVIENDA	LAMINA N° : E-2
BACHILLER: ANTONIO BACILIO, NICANOR VIDAL	
PLANO: ESTRUCTURA - VIGAS-LOSA	
CODIGO : 940258-B	FECHA: SETIEMBRE-2005 ESCALA : 1/75 DIBUJO : R.V.A.B.