

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO Y
REFORZAMIENTO DEL CENTRO DE INSTRUCCION
DE LA P I P
(Pabellón de Servicios)**

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

LEON DONATO AYRE GABRIEL

PROMOCION **1974 - 1**

LIMA ★ PERU ★ 1975

I N D I C E

	PAG.
CAPITULO I INTRODUCCION -----	1
CAPITULO II GENERALIDADES -----	5
A) HISTORIA SISMICA DE LA ZONA DE ESTUDIO	5
B) CARACTERISTICAS DEL SISMO DEL 3 DE OCTUBRE DE 1974 -----	11
C) CARACTERISTICAS DEL SUELO BAJO LA EDIFICACION -----	12
D) EVALUACION DE DAÑOS - CONCLUSIONES ---	14
CAPITULO III ANALISIS DE LA ESTRUCTURA TAL COMO SE ENCONTRABA HASTA ANTES DEL SISMO -----	20
A) ANALISIS SISMICO -----	20
B) ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD -----	76
CAPITULO IV DETERMINACION DE LAS CAUSAS DE LOS DAÑOS -----	146
CAPITULO V CONCEPCION DE UNA ESTRUCTURA ADICIONAL DE REFUERZO -----	149
A) ESTRUCTURACION CON CRITERIO SISMO-RESISTENTE -----	149
B) ANALISIS SISMICO. -----	150

CAPITULO VI ANALISIS DEL CONJUNTO -----	182
- VERIFICACION DEL VOLTEO POR EFECTO SIS- MICO -----	182
CAPITULO VII DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES DE RE - FUERZO -----	187
- REPARACION Y REFUERZO DE ELEMENTOS DA - NADOS -----	189
CAPITULO VIII ANALISIS DE COSTOS - PRESUPUESTO -----	196
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES -----	200
BIBLIOGRAFIA -----	206
ANEXO -----	207

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

El Perú se encuentra en una zona del planeta que ofrece al hombre un desafío constante, se halla ubicado dentro de lo que se denomina el cinturón Circumpacífico, donde se desarrolla la mayor actividad sísmica del mundo con no menos del 80% de los terremotos detectados.

Contra este reto la ciencia y la técnica ha ideado y puesto en práctica una respuesta que tiene como misión fundamental proteger al hombre : El diseño antisísmico.

Debemos comprender que el propósito básico de un diseño antisísmico es el de construir edificaciones capaces de evitar pérdidas de vida y daños materiales.

Considerando por un lado el aspecto económico y por otro la incertidumbre de ocurrencia de terremotos, no podemos pretender una preservación total de las construcciones, en estos casos, que son los mas remotos, lo que nos interesa es evitar las fallas que ocasionan pérdidas humanas, aún cuando se produzcan daños importantes en la edificación.

Una edificación sismo-resistente es la diseñada y construída para resistir sismos muy intensos, hasta el grado IX M.M. En el presente siglo la máxima intensidad sísmica registrada en un centro poblado del país ha sido el grado IX M.M., con ocasión del terremoto del año 1947 en Satipo. Ahora bien, esta máxima intensidad puede ocurrir; tratándose de construcciones sismo-resistente se esperarán daños del 5 al 10 por ciento, pero la estructura no debe colapsar. Para sismos de menor intensidad, que son los más frecuentes, los daños deben ser insignificantes y en elementos secundarios.

Es posible diseñar estructuras que no sufran daño alguno con un sismo del grado IX M.M., pero el costo sería demasiado elevado. Lo que se busca en definitiva, es un equilibrio entre seguridad y costo.

Para poder evaluar sísmicamente una edificación, hay que conocer su comportamiento estructural ante un movimiento sísmico. Este comportamiento sísmico depende de varios factores los que se pueden resumir de la siguiente manera :

- a) Magnitud del sismo
- b) Distancia epicentral y profundidad del foco
- c) Factor suelo de la zona
- d) Tipo de estructura.

La magnitud del sismo es la cantidad de energía liberada por el mismo. Según texto de G.V. Berg y S.S. Thomaide presentado con ocasión de la II Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica, la di-

disipación de energía es el factor clave para explicar el comportamiento que observan las estructuras durante los grandes terremotos. El terremoto entrega energía a la estructura y, para sobrevivir sin excesivo daño, la estructura debe consumir toda la energía que se le ha entregado. Parte de esa energía es almacenada momentáneamente en ella en forma de energía elástica y cinética, pero en definitiva toda la energía debe ser disipada por fricción interna y deformación plástica tanto en la parte estructural del edificio como en la parte no estructural.

La distancia epicentral es la distancia entre el epicentro y el punto donde se mide el sismo. Desde el punto de vista estructural solo interesa los sismos que ocurran a una distancia epicentral menor que 1,000 Km. ya que son los que potencialmente podrían producir daños.

En cuanto a las características del suelo, Lima se caracteriza por tener un suelo constituido, mayormente, por conglomerado seco y compacto, terreno sísmicamente favorable.

El tipo de estructura influye fundamentalmente porque cada edificación tiene su propio período de vibración. Por lo general las estructuras bajas tienen períodos cortos y las altas períodos largos, dependiendo de su estructuración (flexibles o rígidas) y del tipo de suelo sobre la que están cimentados.

Estos factores están íntimamente ligados y se tendrán presente en el estudio de todo proyecto de Ingeniería Civil.

En los proyectos de reparación de daños hacemos notar el hecho de que muchas de ellas se realizan sin ningún criterio técnico, lo que significa que en futuros sismos las fallas volverán a producirse en las mismas zonas de esos edificios ya fatigados y con acumulación de daños. Se recomienda en estos casos que las reparaciones sean integrales y para mayor seguridad adoptar la defensa escalonada que consiste en la colocación de placas de concreto para defender los elementos frágiles, como los vidrios, para sismos leves. La segunda línea de defensa lo constituyen las vigas y columnas, el edificio no colapsa aunque se rajen las placas de concreto.

Se debe tener un plan de acción destinado al reforzamiento de estructuras importantes, tal como se hace en otras ciudades extranjeras situadas también en zonas sísmicas. En el Perú de acuerdo a nuestros recursos económicos podemos aumentar la capacidad sismo-resistente de las edificaciones con el reforzamiento y aplicando convenientemente la técnica podremos conseguir óptimos resultados en los proyectos de Ingeniería Civil y no tendremos que esperar desgracias.

C A P I T U L O I I

GENERALIDADES

A) HISTORIA SISMICA DE LA ZONA EN ESTUDIO

Nuestro país, al igual que otros países latinoamericanos, debido a su posición geográfica, pertenece al área sísmica del pacífico; dicha colocación influye decisivamente en la construcción de sus edificaciones y es de esperar que en el futuro los efectos de los sismos se reduzcan a un mínimo. Es de notar actualmente que las construcciones de concreto armado y ladrillos están paulatinamente reemplazando a las de adobe en casi todas las ciudades más importantes del Perú.

Según toda la información que disponemos y que cubre un período aproximado de 400 años, los sismos han dejado en el Perú un saldo trágico de cientos de muertos, decenas de millones de heridos y una destrucción material calculada en el orden de las centenas de millones de soles.

A continuación hacemos un recuento cronológico y características de los sismos más importantes que se han producido en Lima Metropolitana.

1553

Ocurrió el primer temblor en Lima, después de su fundación

1578 - JUNIO 17

Fuerte movimiento sísmico que destruyó templos, casas y el Palacio del Virrey.

1586 - JULIO 9

Fuerte temblor que azotó gran parte de la ciudad de Lima, hizo caer las Torres de la Catedral, hubieron mas de 20 muertos. En el Callao el mar sale y avanza cerca de 300 mt. inundando parte del pueblo y destruyendo lo que encontró.

1609 - OCTUBRE 19

Violento temblor local en Lima con destrucción de edificios, testigos personales de este sismo anotaron como nueve temblores premonitores.

1630 - NOVIEMBRE 27

Fuerte temblor que arruinó muchos edificios.

1655 - NOVIEMBRE 13

Movimiento sísmico que derribó muchas casas y edificios en la Ciudad de Lima. Se abrieron profundas grietas en la Plaza Mayor y en el Colegio Guadalupe. El fenómeno fue sentido a unos 600 Km. a lo

largo de la costa y 300 Km. hacia el interior.

1678 - JUNIO - 17

Fortísimo temblor local en Lima que causó averías en los edificios públicos, conventos y casas particulares de la ciudad. Las reparaciones las estimaron en más de tres millones de pesos.

1687 - OCTUBRE 20

Ocurrieron dos terremotos en Lima, uno a las 4:30 y otro a las 6:30. El primer movimiento sacudió y desarticuló los edificios, torres de la ciudad y el segundo más prolongado en duración la acabó de arruinar, ocasionando 100 muertos. Los estragos fueron grandes en el to del Callao y alrededores donde murieron aproximadamente 500 personas.

1746 - OCTUBRE 28

Terremoto en Lima y Tsunami en el Callao. Probable intensidad X-XI M.M. De las 3000 casas distribuidas en 150 manzanas solo quedaron 25 en pie.

Cayeron a tierra los principales y más sólidos edificios. Perecieron cerca de 1200 personas de un total de 60,000 habitantes, como consecuencia de este gran sismo quedaron arruinados casi la totalidad de las edificaciones del Callao, resistiendo solo algunas torres y murallas pero media hora después de que los ánimos de la población se habían repuesto el mar se erizó, y elevándose a gran altura irrumpió sobre la población, ahogando a gran parte de ella. De

4000 personas que se componía la población del Callao en esa época, solo se pudieron salvar unos 200. Por la apreciación de los efectos destructores de ese sismo el área pleistocénica abarcó aproximadamente unos 44,000 Km².

1806 - DICIEMBRE 1°

Fuerte movimiento con leves daños, olas sísmicas en el Callao llegan hasta una altura de 6 m. dejando varadas las embarcaciones en tierra, en el resto del país hay destrucción de edificios.

1828 - MARZO 30

Terremoto que causó grandes daños en los edificios y casas de Lima. Se calculan las pérdidas en 6 millones de pesos; resultaron 30 muertos y numerosos heridos.

1897 - SETIEMBRE 20

Se sintió un fuerte sismo en Lima y Callao, hubo daño en edificaciones y derrumbe de cerros.

1904 - MARZO 4

Sismo que recorre de Norte a Sur en una extensión de 897 Km. Hacia el Este unos 300 Kms.

1926 - MARZO 11

Temblor registrado en el observatorio sismológico de Lima a unos 80 Km. de distancia: Intensidad de V-VI de M.M. en Lima. Fue sentido

violentamente en Chosica y Cañete.

1932 - ENERO 19

Lima es sacudido por un violento temblor que trae a tierra sus edificaciones antiguas, lo mismo ocurre en el Callao. Intensidad de VI - VII M.M.

1933 - AGOSTO 5

Fuerte y prolongado temblor en Lima, Callao e Ica, causó ligeros deterioros en casas antiguas de la Capital y su intensidad causa alarma a la población.

1940 - MAYO 24

La Ciudad de Lima y sus alrededores fueron sacudidos por un fortísimo temblor cuya intensidad apreciada por sus efectos sobre las construcciones urbanas se aproximó al grado VII - VIII de M.M. Ocasiónó la destrucción de muchas edificaciones. Las estadísticas oficiales consignaban que sufrieron daños el 38% de viviendas de quincha, 23% de las de adobe, 20% las de ladrillo, 9% de concreto. Los daños materiales bordearon los 4 millones de soles, dejó un saldo de 179 muertos y 3,500 heridos.

1951 - ENERO 31

Fuerte movimiento sísmico en Lima de intensidad VI - VII. El observatorio de Lima, registra una aceleración máxima de 68 cm/seg^2 con periodos de 0.1 seg. en las componentes horizontales.

1952 - AGOSTO 3

Fuerte sismo sentido en casi todo el Departamento de Lima, el área de percepción fue de 26,000 Km² con intensidad en el sector del Callao de V - VI. Aceleración máxima de 21 cm/seg² con periodos de 0.2 seg. en sus componentes horizontales.

1953 - FEBRERO 15

Se sintió con fuerte temblor en Lima y duró unos 15 seg. La intensidad máxima fue de V - VI de M.M. aceleración máxima de 26 cm/seg² con periodo de 0.1 seg. y fue originado en el Océano frente a Lima.

1955 - FEBRERO 9

Temblor fuerte en Lima; resultaron varios heridos; aceleraciones promedio 27 cm/seg² con periodos de 0.2 seg.

1960 - ENERO 15

Fuerte temblor remeció Lima y una extensa zona situada al Sur. Datos instrumentales: 15° Latitud Sur y 75° longitud Oeste. Magnitud VII, profundidad 150 Km (USCGS)

1963 - SETIEMBRE 24

La parte norte del departamento de Lima es sacudido por un sismo de grado VI a VII de M.M. En Lima se sintió con una intensidad cercana a VI de la M.M. y tuvo una duración mayor a 40 seg.

1966 - OCTUBRE 17

Epicentro impreciso pero se hallaba en el mar. Magnitud 7.5, en Lima fué de VI a VII (MSK).

1970 - MAYO 31

Los efectos fueron mínimos en la Capital.

B) CARACTERISTICAS DEL SISMO DEL 3 DE OCTUBRE DE 1,974

A las 9.21 de la mañana del día Jueves 3 de Octubre de 1974 un sordo rumor venido de las entrañas de la Tierra puso la voz de alerta a la población. A partir de ese momento el pánico se apoderó de los pobladores de Lima y otras ciudades afectadas; el movimiento terráqueo uno de los más largos de los últimos años tuvo una duración de 2 min. 15 seg. Hasta altas horas de aquel día la Tierra continuaba temblando en Lima y otros 4 departamentos del Centro del País; según un informe oficial del Instituto Geofísico del Perú.

Las pérdidas humanas han sido afortunadamente pocas, los daños materiales sin embargo son cuantiosos habiendo sido los más afectados Chorrillos; Barranco, Callao, La Molina. en la zona de Lima Metropolitana.

El epicentro fue localizado a 82 Km. al Sur de Lima frente a las localidades de Asia y Cañete:

Se tienen los siguientes parámetros del Sismo:

<i>Hora de Origen</i>	<i>14.362 G.M.T.</i>
<i>Latitud</i>	<i>Sur 12.8°</i>
<i>Longitud</i>	<i>Oeste 77.3°</i>
<i>Magnitud</i>	<i>5.6 (escala de Richter)</i>
<i>Intensidad</i>	<i>de VII a VIII M.M.</i>

C) CARACTERISTICAS DEL SUELO BAJO LA EDIFICACION

Los suelos de Lima Metropolitana y alrededores son, generalmente del tipo granular, con algunas pocas excepciones localizadas de arcilla mediana o altamente plástica, las partículas sólidas que lo componen pueden ser considerados como elementos absolutamente rigidos cuyas dimensiones están comprendidas entre mayores de 2" y algunas micrones. Suponiendo que estas partículas tengan la forma de pequeños elementos cúbicos de algunos milímetros o centímetros de lado, si el suelo es arcilla puede considerarse con mucha precisión que es homogéneo, mientras que en un cubo de características similares de grava o arena, si el lado del cubo del material granular mide decenas de centímetros, es evidente que se puede asumir que consiste de un material homogéneo.

Por otro lado las partículas del suelo se encuentran distribuidas más o menos al azar, por lo tanto las propiedades elásticas de los suelos son los mismos en todas las direcciones y pueden ser consideradas como isotrópicas.

El tipo de suelo que ocupa nuestra estructura está formado por suelos granulares, gravas y arenas; en estos suelos los esfuerzos iniciales debidos principalmente a la fricción resultan débiles o muy pequeñas en comparación con los niveles de esfuerzo a los que normalmente se les someten como cargas de Trabajo.

El orden de magnitud del Módulo de Elasticidad Estático para suelos, considerados como homogéneos y linealmente isotrópicos en las que es factible la ley de Hooke según ensayos efectuados arroja un rango de variación de 696 a 1,692 kg/cm². Estos resultados según sus autores son mas que satisfactorios debido a la uniformidad de los depósitos de suelos granulares. Estos ensayos, en este tipo de suelo, fueron efectuados para verificar la carga admisible asignada a determinadas cimentaciones en condiciones estáticas de trabajo y otros han sido realizados bajo la consideración de pruebas de carga, en las que el suelo es solicitado hasta la falla por una carga simple. Como presión admisible aproximada se tiene un valor de 4 Kg/cm² y se lo considera como bueno por la resistencia que ofrece debido a la trabazón existente entre las piedras unidas por partículas de arena, limo y arcilla.

El nivel de agua se estima que está por debajo de los 30 - 40 mts. de profundidad.

Desde el punto de vista sísmico, según las Normas Peruanas de Diseño antisísmico, es terreno duro por estar formado por congl

merado seco y compacto.

D) EVALUACION DE DAÑOS - CONCLUSIONES

En el presente acápite se hace un estudio encaminado a determinar los daños existentes a causa del terremoto del 3 de Octubre - de 1974.

Se inspeccionó de manera muy detallada todos los daños ocurridos en cada uno de los bloques que constituyen la estructura y nivel por nivel, luego se replantearon en planos de escala 1: 100 empleándose para el efecto una nomenclatura apropiada.

Daños en bloque izquierdo.

En esta zona destinada a comedores para cadetes se observan predominantemente en los tres niveles fisuras en tabiques.

En el sótano no se observan daños, pues como es sabido es la zona más rígida de toda edificación.

En el segundo nivel existen fisuraciones y grietas en los vanos de las ventanas (en los muros de alfeizar) en la dirección de los pórticos secundarios, siendo más acentuado en el lado que da al patio general. El pórtico N° 7 se halla confinado por un tabique, el cual se ha separado del pórtico en toda la longitud de la viga - debido a la fuerza horizontal del sismo que produce la tracción diagonal; este tipo de falla se observa en todos los tabiques que están confinando al pórtico. Otras de las fallas notorias es la fisu

ración de falsas columnas ubicadas en los extremos de cada pórtico principal, contiguas a los volados, los cuales presentan el fisuramiento en la parte inferior de las vigas en volado y al nivel del alfeizar de las ventanas al haber actuado como columna corta.

En este nivel no se nota mayores daños en estructuras salvo la viga en voladizo correspondiente al pórtico N° 7, en el lado adyacente al block central, la cual presenta un agrietamiento debido al impacto que se produjo en el momento del sismo ya que cada block tiene un comportamiento diferente.

En el tercer nivel si bien no existen daños en alfeizar de ventanas, se producen, como en el piso anterior, la separación de tabiques que se hallan confinando a los pórticos, lo mismo sucede en los tabiques que dividen este block del block central. Respecto de las falsas columnas presentan los mismos daños que en el caso anterior.

Daños estructurales notamos en mayor proporción en este nivel tanto los pórticos N° 3, 4, 5, 6 y 7 presentan fisuras en los tramos centrales de las vigas; estas fisuras en algunos casos rozan la viga. Como siempre los pórticos N° 6 y 7 son los que presentan mayores daños por estar al lado del block central, sobre todo las vigas en voladizo que llegan a esa zona, agravándose más la situación por la ausencia de junta de separación, comprometiendo además a la columna 7-F la que presenta fisuración al nivel inferior de la viga.

Cabe mencionar que los daños aquí detallados son los únicos-existentes y entendiéndose que los demás elementos estructurales no presentan daños o que no comprometen mayormente a la estabilidad estructural.

Daños en block derecho

Este pabellón por la zona que da al exterior del edificio es la que presenta un efecto visual aparatoso por las fallas que se produjeron en las falsas columnas.

Como en el block izquierdo no presenta daños en el sótano. En el segundo nivel notamos la fisuración de los alfeizares de los vanos de ventanas, en la dirección de los pórticos secundarios, y sólo de lado que da al exterior, existen también agrietamientos, algunos siguiendo la dirección de las falsas columnas. se presenta el mismo tipo de falla en los tabiques que confinan los pórticos, es decir, separación en la unión de viga y columna. Daños estructurales en este nivel no existen.

En el tercer nivel es donde se notan los mayores daños, sobre todo en las falsas columnas, ubicadas también en los extremos de cada pórtico principal, dando la impresión que allí transmiten las vigas sus cargas, pero luego de efectuada la inspección se comprobó que estas eran columnas ubicadas para formar los vanos de ventanas y hechas con ladrillo pandereta que como se deduce fueron destrozadas por las fuerzas sísmicas, produciendo el efecto visual mencionado.

Los elementos estructurales magormente dañados son las columnas en la unión con las vigas, a partir del pórtico N° 2 al 7. Todas ellas presentan fisuras que rodean las columnas a aproximadamente 15 cm. del borde inferior de las vigas principales.

Solo las vigas principales N° 5 y 7 presentan fisuras originadas posiblemente por la Torsión, ya que el centro de Torsión debe estar hacia el lado de los pórticos de numeros finales por presentar esta zona un voladizo que en planta tiene forma trapezoidal, cosa que no existe en el otro extremo.

Daños en block Central:

Esta zona es la que menos daños presentan sobre todo en los dos primeros niveles no se produjeron ningún daño, salvo en la unión con el block derecho, es decir, en la junta de separación que allí deberla existir, pero que al momento de vibración se agrietó en toda su longitud dando la impresión que existia tal junta.

La tabiquerla presenta como siempre la separación de los elementos estructurales, en este caso, separada de la losa aligerada. Referente a daños estructurales, existe una columna (C-1) lo que produjo mas alarma, ya que presenta una grieta vertical desde el nivel de piso terminado al techo, pero luego de observado los planos estructurales se llegó a la conclusión que era un ensanche de todas las columnas de los ejes secundarios A y C, con el fin de formar los vanos de ventanas aplomo con el muro exterior.

La viga del eje B entre los ejes principales 1 y 3 presenta fisuramientos en sus partes centrales, prolongándose estas grietas en sentido perpendicular a las viguetas del aligerado, pero se presume solo sea en el enlucido, debido a una posible flexión en el momento de vibración.

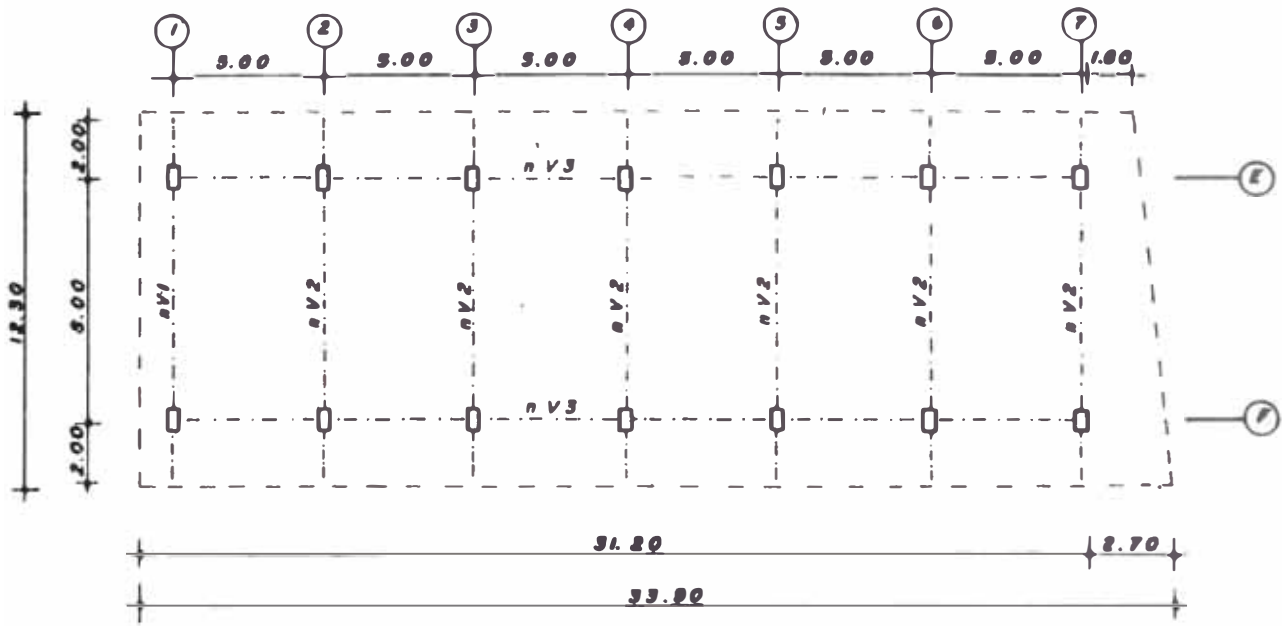
CONCLUSIONES

Luego de efectuado el estudio de daños en los tres blocks se habrá notado que los daños son sólo en los elementos no estructurales, salvo uno que otro fisuramiento en vigas y columnas. Esto es debido más que todo a que los porticos tienen en su mayoría sus columnas aisladas sin que elementos no estructurales o tabiques hagan que trabajen como columnas cortas, permitiendo la libre vibración de la estructura, pero hay un defecto capital en el proceso constructivo y que trajo como consecuencia la falla de algunos elementos estructurales como vigas y columnas; ese defecto es la ausencia de junta de separación sísmica; sabido es que los blocks de edificios en caso de excitación sísmica vibran de acuerdo a sus características propias y de allí la necesidad de separar con un espaciamiento adecuado, para que en caso de un movimiento sísmico vibren sin interferencia, evitándose de esta manera los daños por colisión. En este caso esa junta no existía, pese a que los planos estructurales de cimentación indicaban tal separación de los tres blocks.

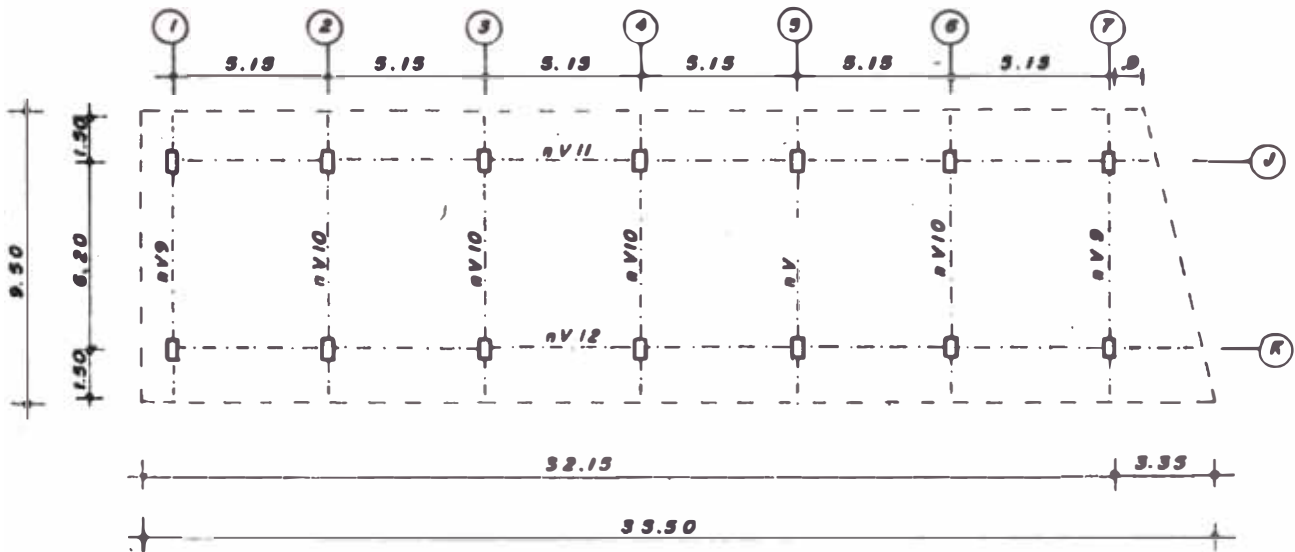
En los tabiques que confinan algunos de los pórticos se notan que éstas se encuentran separadas de las vigas en su parte superior posiblemente por el empleo de mezclas pobres en esas juntas.

ESQUEMA DE EJES - PLANTA

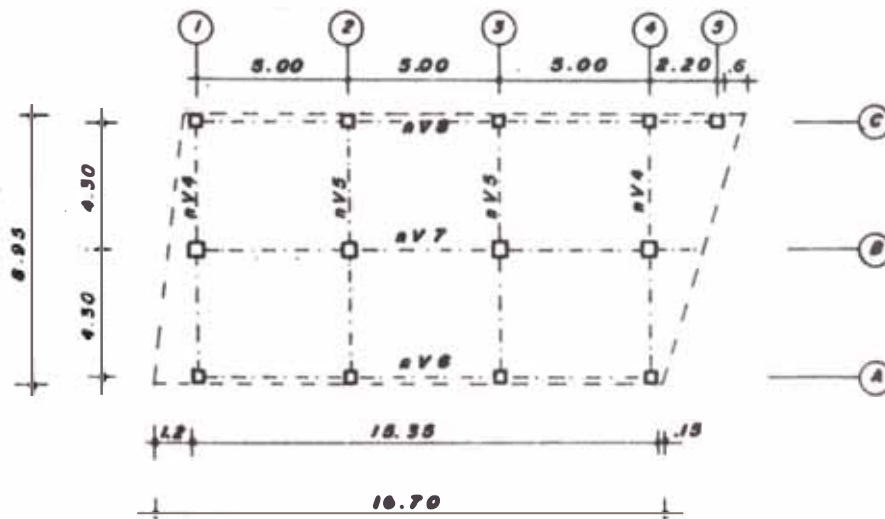
BLOCK IZQUIERDO



BLOCK DERECHO

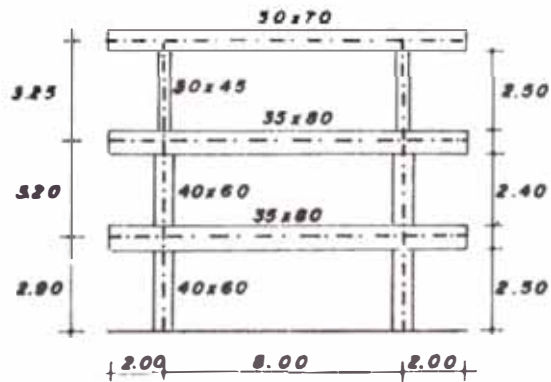


BLOCK CENTRAL

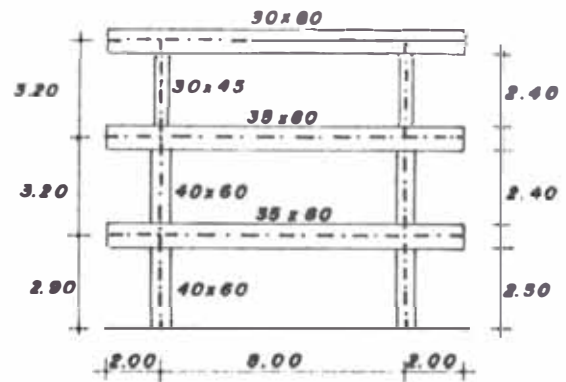


ELEVACIONES

BLOCK IZQUIERDO



PORTICO # 1

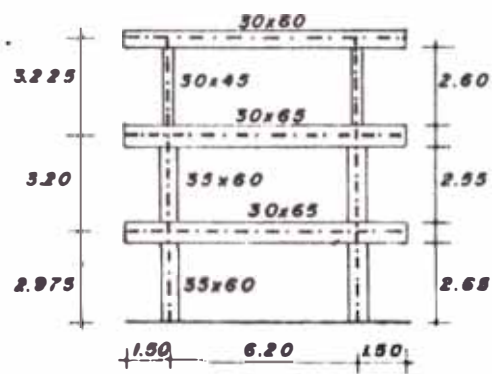


PORTICOS # 2,3,4,5,6,7

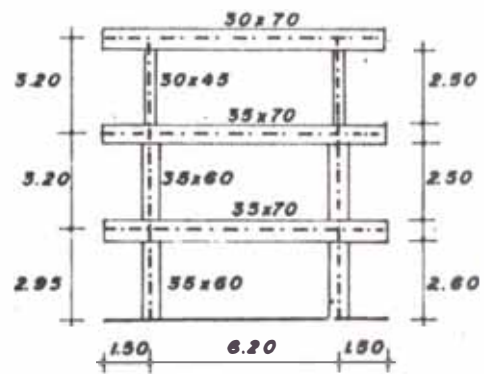


PORTICOS E, F

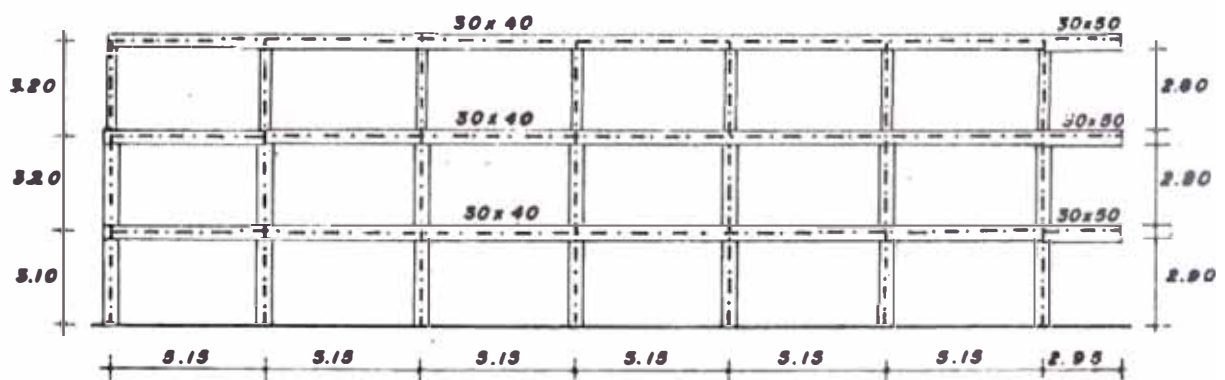
BLOCK DERECHO



PORTICOS # 1,7

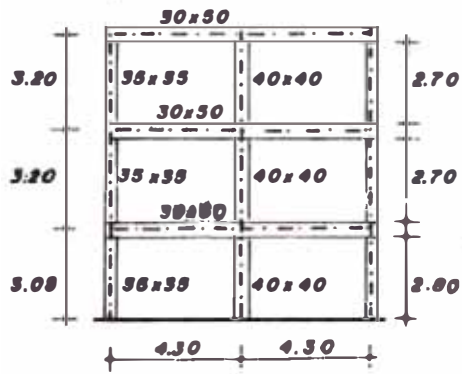


PORTICOS # 2,3,4,5,6

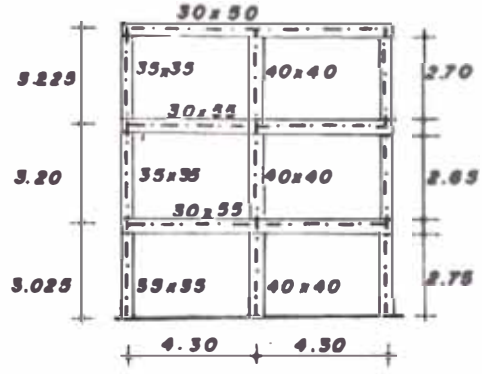


PORTICO K

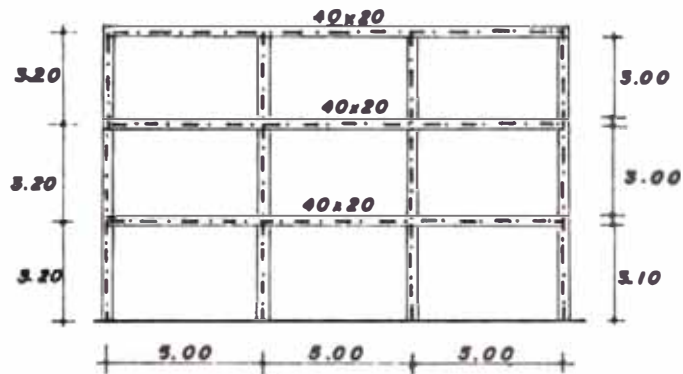
BLOCK CENTRAL



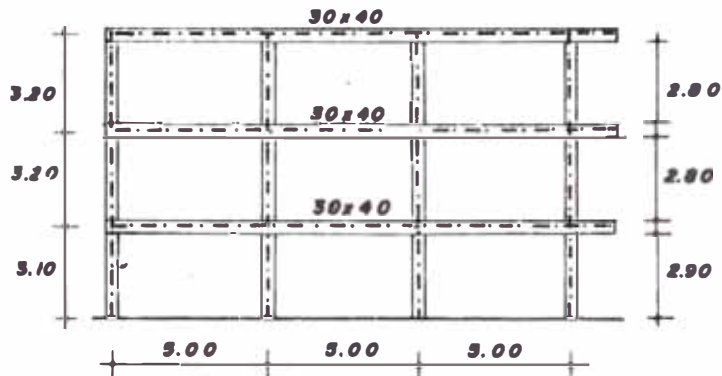
PORTICO # 1, 4



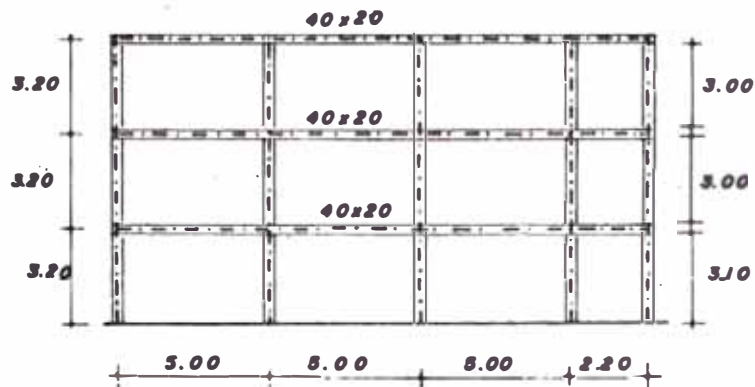
PORTICO # 2, 3



PORTICO A



PORTICO B



PORTICO C

C A P I T U L O III

ANALISIS DE LA ESTRUCTURA TAL COMO SE ENCONTRABA HASTA ANTES DEL SISMO

A) ANALISIS SISMICO

- METRADO DE CARGAS

BLOCK IZQUIERDO

3er. NIVEL :

Peso de vigas principales: $(0.30 \times 0.70 \times 2.4) \times 12 \times 1 = 6.048 \text{ Tn.}$

Peso " " " : $(0.30 \times 0.80 \times 2.4) \times 12 \times 6 = 41.472 \text{ "}$

Peso de vigas secundarias: $(0.30 \times 0.40 \times 2.4) \times 30.4 \times 2 = 17.510 \text{ "}$

Peso de aligerado :

Area Total = $12.3 \times 31.2 + \left(\frac{2.7+1.6}{2}\right) 12.3 = 410.205 \text{ m}^2$

Area Vigas = $0.30 \times 12.00 \times 7 + 4.70 \times 0.30 \times 12 = 42.120$

Area de aligerado = $A_T - A_{vigas} = 368.085 \text{ m}^2$

Peso de aligerado : $368.085 \times 0.300 = 110.426 \text{ Tn.}$

Peso de tabiques y acabado $410.205 \times 0.250 = 102.551 \text{ "}$

Peso Total: 278.007 Tn.

1º y 2do. NIVELES :

Peso de vigas principales: $(0.35 \times 0.80 \times 2.4) \times 12 \times 7 = 56.448 \text{ Tn.}$

Peso de vigas secundarias: $(0.30 \times 0.40 \times 2.4) \times 2 \times 30.4 = 17.510 \text{ "}$

Peso de aligerado	368.085×0.300	= 110.426 Tn
Peso de tabiques y acabado	410.205×0.250	= 102.551 "
Peso Total :		= 286.935 Tn.

Peso de columnas :

3er. NIVEL	$14 \times (0.30 \times 0.45 \times 2.4) \times 2.5$	= 11.340 Tn.
2do. NIVEL	$14 \times (0.40 \times 0.60 \times 2.4) \times 2.4$	= 19.348 "
1er. NIVEL	$14 \times (0.40 \times 0.60 \times 2.4) \times 2.5$	= 20.160 "

Peso debido a carga viva :

3er. NIVEL	$(368.085 \times 0.150) \times 0.25$	= 13.803 Tn.
1º y 2do. NIVELES:	$(368.685 \times 0.350) \times 0.50$	= 64.415 "

Distribución de carga muerta en cada nivel :

1er. nivel :	$286.935 + 0.5 (20.160 + 19.348)$	= 306.687 Tn.
2do. nivel :	$286.935 + 0.5 (19.348 + 11.340)$	= 302.279 "
3er. nivel :	$286.007 + 0.5 (11.340)$	= 283.677 "

Cargas totales en cada nivel

Nivel	Carga muerta (Tn)	Carga viva (Tn)	Total (Tn)
1º	306.689	64.415	371.104
2º	302.279	64.415	366.694
3º	283.677	13.803	297.480

Peso del block : $371.104 + 366.694 + 297.480 + 0.5(20.16)$
 = 1045.35 Tn.

BLOCK DERECHO

3er. NIVEL :

$$\text{Peso de vigas principales} : (0.30 \times 0.60 \times 2.4) \times 9.2 = 7.949 \text{ Tn.}$$

$$\text{Peso de " " " " : } (0.30 \times 0.70 \times 2.4) \times 9.2 = 23.184 \text{ "}$$

$$\text{Peso de vigas secundarias} : (0.30 \times 0.40 \times 2.4) \times 32.475 = 9.353 \text{ "}$$

$$\text{Peso de " " " " : } (0.30 \times 0.40 \times 2.4) \times 34.05 = 9.806 \text{ "}$$

Peso de aligerado :

$$\text{Area total} = 9.5 \times 32.15 + \left(\frac{3.35 + 0.90}{2} \right) 9.5 = 325.613 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de vigas} = 0.30 \times 9.2 \times 7 + 4.85 \times 0.30 \times 12 + 4.05 \times 0.30 = 37.995 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de aligerado} = A_T - A_{\text{vigas}} = 287.618 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de aligerado} : 287.618 \times 0.300 = 86.285 \text{ Tn.}$$

$$\text{Peso de tabiques y acabado} : 325.613 \times 0.250 = 81.403 \text{ "}$$

$$\text{Peso Total: } \underline{\underline{= 217.980 \text{ Tn.}}}$$

1º y 2do. NIVELES :

$$\text{Peso de vigas principales} : (0.30 \times 0.65 \times 2.4) \times 9.20 \times 2 = 8.611 \text{ Tn.}$$

$$\text{Peso " " " " : } (0.35 \times 0.70 \times 2.4) \times 9.2 \times 5 = 27.048 \text{ "}$$

$$\text{Peso de vigas secundarias} : (0.30 \times 0.40 \times 2.4) \times 32.475 = 9.353 \text{ "}$$

$$\text{Peso " " " " : } (0.30 \times 0.40 \times 2.4) \times 34.05 = 9.806 \text{ "}$$

$$\text{Peso de aligerado} \text{ -----} = 86.285 \text{ "}$$

$$\text{Peso de tabiques y acabado: } 325.613 \times 0.250 = 81.403 \text{ "}$$

$$\text{Peso Total: } \underline{\underline{= 222.506 \text{ Tn.}}}$$

Peso de Columnas :

$$\text{3er. Nivel} : 14 \times (0.30 \times 0.45 \times 2.4) \times 2.5 = 11.340 \text{ Tn.}$$

$$\text{2do. Nivel} : 14 \times (0.35 \times 0.60 \times 2.4) \times 2.5 = 17.640 \text{ "}$$

$$\text{1er. Nivel} : 14 \times (0.35 \times 0.60 \times 2.4) \times 2.6 = 18.340 \text{ "}$$

Peso debido a carga viva :

$$3er. Nivel : (287.618 \times 0.150)0.25 = 10.786 \text{ Tn.}$$

$$1^\circ \text{ y } 2do \text{ Niveles} : (287.618 \times 0.350)0.50 = 50.333 \text{ Tn.}$$

Distribución de carga muerta en cada nivel.

$$1er. Nivel : 222.506 + 0.5 (18.340 + 17.640) = 240.496 \text{ Tn.}$$

$$2do. Nivel : 222.506 + 0.5 (17.640 + 11.340) = 236.996 \text{ "}$$

$$3er. Nivel : 217.980 + 0.5 (11.340) = 223.650 \text{ "}$$

Cargas totales en cada nivel :

Nivel	Carga Muerta (Tn)	Carga Viva (Tn)	Total (Tn)
1°	240.496	50.333	290.829
2°	236.996	50.333	287.329
3°	223.650	10.786	234.436

$$\begin{aligned} \text{Peso del Block} &= 290.829 + 287.329 + 234.436 + 0.5 (18.34) = \\ &= 821.77 \text{ Tn.} \end{aligned}$$

BLOCK CENTRAL

3er NIVEL:

$$\text{Peso de vigas principales: } (0.30 \times 0.50 \times 2.4) \times 8.95 \times 4 = 12.888 \text{ Tn.}$$

$$\text{Peso " " secundarias: } (0.40 \times 0.20 \times 2.4) \times 4.70 \times 6 = 5.414 \text{ "}$$

$$\text{Peso " " " : } (0.30 \times 0.40 \times 2.4) \times 4.70 \times 3 = 4.061 \text{ "}$$

$$\text{Peso " " " : } (0.40 \times 0.20 \times 2.4) \times 2.20 \times 1 = 0.422 \text{ "}$$

Peso de aligerado:

$$\text{Area total: } 17.55 \times 8.95 = 157.073 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Vigas: } 0.30 \times 8.95 \times 4 + 0.40 \times 4.70 \times 6 + 0.30 \times 4.70 \times 3 = 26.250 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de aligerado} = A_T - A_{\text{vigas}} = 130.823 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de aligerado: } 130.823 \times 0.300 = 39.247 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de tabiques y acabado} = 157.073 \times 0.250 = \underline{39.268 \text{ "}}$$

$$\text{Peso total} = 101.300 \text{ Tn}$$

1° y 2do NIVELES:

$$\text{Peso de vigas principales: } (0.30 \times 0.50 \times 2.4) \times 8.95 \times 2 = 6.444 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso " " " : } (0.30 \times 0.55 \times 2.4) \times 8.95 \times 2 = 7.088 \text{ "}$$

$$\text{Peso " " secundarias: } (0.40 \times 0.20 \times 2.4) \times 4.70 \times 6 = 5.414 \text{ "}$$

$$\text{Peso " " " : } (0.30 \times 0.40 \times 2.4) \times 4.70 \times 3 = 4.061 \text{ "}$$

$$\text{Peso " " " : } (0.40 \times 0.20 \times 2.4) \times 2.20 \times 1 = 0.422 \text{ "}$$

$$\text{Peso de aligerado: } 130.823 \times 0.300 = 39.247 \text{ "}$$

$$\text{Peso de tabiques y acabado: } 157.073 \times 0.250 = \underline{39.268 \text{ "}}$$

$$\text{Peso Total} = 101.944 \text{ Tn}$$

Peso de columnas

$$3er\ Nivel: (0.35 \times 0.35 \times 2.4) \times 2.70 \times 9 + (0.4 \times 0.4 \times 2.4) \times 2.70 \times 4 = 11.294\ Tn$$

$$2do\ Nivel: (0.35 \times 0.35 \times 2.4) \times 2.70 \times 9 + (0.4 \times 0.4 \times 2.4) \times 2.7 \times 4 = 11.294\ ''$$

$$1er\ Nivel: (0.35 \times 0.35 \times 2.4) \times 2.80 \times 9 + (0.4 \times 0.4 \times 2.4) \times 2.8 \times 4 = 11.707\ ''$$

Peso debido a carga viva:

$$3er\ Nivel : (130.823 \times 0.150) \times 0.25 = 4.906\ Tn$$

$$1^\circ\ y\ 2do\ Niveles: (130.823 \times 0.350) \times 0.50 = 22.894\ ''$$

Distribución de carga muerta en cada nivel.

$$1er\ Nivel: 101.944 + 0.5 (11.707 + 11.294) = 113.444\ Tn$$

$$2do\ Nivel: 101.944 + 0.5 (11.294 + 11.294) = 113.238\ ''$$

$$3er\ Nivel: 101.300 + 0.5 (11.294) = 106.947\ ''$$

Cargas totales en cada nivel:

Nivel	Carga Muerta (Tn)	Carga Viva (Tn)	Total (Tn)
1°	113.444	22.894	136.338
2°	113.238	22.894	136.132
3°	106.947	4.906	111.853

$$\begin{aligned} \text{Peso del Block} &= 136.338 + 136.132 + 111.853 + 0.5(11.707) \\ &= 390.17\ Tn. \end{aligned}$$

- DETERMINACION DEL CORTE TOTAL Y DISTRIBUCION POR NIVELES

Para determinar el corte que actúa en cada nivel se hará el análisis dinámico de la estructura, para comprobarlos posteriormente con los cortes hallados según las Normas Peruanas de diseño Antisísmico. Se elegirá los cortes críticos.

Hipótesis para el análisis dinámico:

Una estructura de varios grados de libertad es aquel cuyos entrepisos se deforman por cortante, es decir, los pisos no sufren rotación sino se trasladan horizontalmente.

Se asumen las siguientes hipótesis:

Las masas se concentran al nivel de cada piso.

El sistema de losas y vigas es muy rígido en comparación a la rigidez de las columnas (nudos no rotan).

La deformación de la estructura no es función de la fuerza axial presente en las columnas.

Para casos prácticos, como el presente, haremos una simplificación considerando sólo el primer modo de vibración, teniendo en cuenta que el cortante que se produce en la base del edificio es más del 90% que el que allí producen todos los modos combinados. El método de Stodola nos permite hallar la frecuencia y forma correspondiente al primer modo de vibración. Consiste en asumir una deformada para calcular las fuerzas de inercia y las fuerzas de

los resortes, con estas se halla las deflexiones de entrepiso y así la deformada, que debe coincidir con la asumida.

Para determinar la deformada real de la estructura y la constante de entrepiso se emplearán las siguientes fórmulas:

$$\text{Período de vibración: } T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Como se va a utilizar el espectro de las Normas Peruanas de diseño antisísmico:

$$a = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

$$\theta = \frac{a}{\omega^2} g \quad g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

Factor de participación:

$$c = \frac{\sum w_i x_i}{\sum w_i x_i^2}$$

$$x' = \theta c X$$

coeficiente K: Edificio a base de pórticos.

$$K = 0.8$$

Uso de la edificación: Edificio Público.

$$U = 1$$

Constante K de entrepiso:

$$K = \frac{12 E I}{h^3}$$

Donde: $E = 1.85 \times 10^2 \text{ T/cm}^2$ para $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

$$I = \frac{b h^3}{12}$$

$$h = h_{\text{libre}} + \frac{1}{4} \text{ Peralte viga super.} + \frac{1}{4} \text{ Peralte Viga Infer.}$$

En proceso Iterativo:

$$\omega^2 = \frac{\sum X_{as}}{\sum X_{cal}} \times \frac{K}{m} = \frac{\sum X_{as}}{\sum X_{cal}} \times 10^4 \text{ seg}^{-2}$$

METODO DE STODOLA

Cálculo de las constantes K de entrepiso

Block Izquierdo

	Nivel	Nº de colum.	Sección (cm)	I_c 10^4 cm^4	h (cm)	K_c T/cm	K_T T/cm
E J E Y	3º	14	30x45	22.781	280	23.04	322.56
	2º	14	40x60	72.00	280	72.81	1019.34
	1º	14	40x60	72.00	270	81.21	1136.94
E J E X	3º	14	30x45	10.125	300	8.32	116.48
	2º	14	40x60	32.00	300	26.31	368.35
	1º	14	40x60	32.00	300	26.31	368.35

Block Derecho

	NIVEL	No. DE COLUM.	SECCION (Cm)	I_c (10^4 cm^4)	h (cm)	K_c (Tn/cm)	K_T (Tn/cm)
E J E y	3	14	30x45	22.781	285	21.85	305.90
	2	14	35x60	63.00	285	60.42	845.88
	1	14	35x60	63.00	278	65.10	911.40
E J E X	3	14	30x45	10.125	300	8.32	116.48
	2	14	35x60	21.438	300	17.63	246.82
	1	14	35x60	21.438	300	17.63	246.82

Block Central

E J	3	9	35x35	12.505	296	10.70	169.38
		4	40x40	21.333	296	18.26	
E	2	9	35x35	12.505	293	11.04	174.65
		4	40x40	21.333	293	18.83	
X e y	1	9	35x35	12.505	289	11.50	181.99
		4	40x40	21.333	289	19.62	

Masas concentradas en cada nivel.

$$m = W/g$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

BLOCK	NIVEL	W (Tn)	g (m/seg ²)	m (T-Seg ²)/m
IZQ.	3	297.480	9.81	30.32
	2	366.694	"	37.38
	1	371.104	"	37.83
DER.	3	234.436	9.81	23.90
	2	287.329	"	29.29
	1	290.829	"	29.65
CENT.	3	111.853	9.81	11.40
	2	136.132	"	13.88
	1	136.338	"	13.90

Determinación de la frecuencia y forma correspondiente a primer modo de vibración :

PROCESO ITERATIVO : BLOCK IZQUIERDO

Sacando factor comun 10^2 de los valores de K y M

Eje Y

Nivel	1°		2°		3°	
	K	M	K	M	K	M
X asumido	11,37	37.83	10.19	37.38	3.22	30.32
$F_i = mw^2 x_a$		1		2		3
F_R		37.83		74.76		90.96
$\Delta = Fr/K$	203.55		165.72		90.96	
Xcal	17.90		16.26		28.25	
Xa		17.90		34.16		62.41
Fi		1,00		1,91		3,49
Fr		37.83		71.40		105,82
Δ	215,05		177,22		105,82	
Xcal	18,91		17,39		32,86	
Xa		18,91		36,30		69,16
Fi		1,00		1,92		3,66
Fr		37.83		71,77		110,97
Δ	220,57		182,74		110,97	
Xcal	19,40		17,93		34,46	
Xa		19,40		37,33		71,79
Fi		1,00		1,92		3,70
Fr		37.83		71,77		112,18
Δ	221,78		183,95		112,18	
Xcal	19,50		18,05		34,84	
Xa		19,50		37,55		72,39
Xa		1,00		1,92		3,71

$$\omega^2 = 512.21 \text{ seg}^{-2}$$

EJE X

Nivel	1°		2°		3°	
	K	M	K	M	K	M
Xasumido	3.68	37.83	3.68	37.38	1.16	30.32
$F_i = m\omega^2 x$		1.00		2.00		3.00
F_r		37.83		74.76		90.96
$\Delta = F_r / K$	203.55		165.72		90.96	
X_{cal}	55.31		45.03		78.41	
		55.31		100.34		178.75
X_a		1.00		1.81		3.23
F_i		37.83		67.66		97.93
F_r	203.42		165.59		97.93	
Δ	55.28		45.00		84.42	
X_{cal}		55.28		100.28		184.70
X_a		1.00		1.81		3.34
F_i		37.83		67.66		101.27
F_r	206.76		168.93		101.27	
Δ	56.18		45.90		87.30	
X_{cal}		56.18		102.08		189.38
X_a		1.00		1.82		3.37
F_i		37.83		68.03		102.18
F_r	208.04		170.21		102.18	
Δ	56.53		46.25		93.26	
X_{cal}		56.23		102.78		196.04
X_a		1.00		1.82		3.46
F_i		37.83		68.03		104.91
F_r	210.77		172.94		104.91	
Δ	57.27		46.99		90.44	
X_{cal}		57.27		104.26		194.70
X_a		1.00		1.82		3.40

$$\omega^2 = 174.60 \text{ seg}^{-2}$$

PROCESO ITERATIVO : BLOCK DERECHO
EJE Y

Nivel	1°		2°		3°	
	K	M	K	M	K	M
X _{asumido}	9.11	29.65	8.46	29.29	3.06	23.90
F _i = mω ² X _a		1.00		2.00		3.00
F _r		29.65		58.80		71.70
Δ = F _r /K	159.93		130.28		71.70	
X _{cal}	17.56		15.40		23.43	
X _a		17.56		32.96		56.39
X _a		1.00		1.88		3.21
F _i		29.65		55.06		76.72
F _r	161.43		131.78		76.72	
Δ	17.72		15.58		25.07	
X _{cal}		17.72		33.30		58.37
X _a		1.00		1.88		3.29
F _i		29.65		55.06		78.63
F _r	163.34		133.69		78.63	
Δ	17.93		15.80		25.70	
X _{cal}		17.93		33.73		59.43
X _a		1.00		1.88		3.31
F _i		29.65		55.06		79.11
F _r	163.82		134.17		79.11	
Δ	17.98		15.86		25.85	
X _{cal}		17.98		33.84		59.69
X _a		1.00		1.88		3.32

$$\omega^2 = 556.00 \text{ seg}^{-2}$$

EJE X

Nivel	1°		2°		3°	
	K	M	K	M	K	M
Xasumido	2.47	29.65	2.47	29.29	1.16	23.90
$F_i = m\omega^2 X_a$		1.00		2.00		3.00
F_r		29.65		58.58		71.70
$\Delta = F_r / K$	159.93		130.28		71.70	
X_{cal}	64.75		52.74		61.81	
		64.75		117.49		179.30
X_a		1.00		1.81		2.77
F_i		29.65		53.01		66.20
F_r	148.86		119.21		66.20	
Δ	60.27		48.26		57.07	
X_{cal}		60.27		108.53		165.60
X_a		1.00		1.80		2.75
F_i		29.65		52.72		65.72
F_r	148.09		118.44		65.72	
Δ	59.96		47.95		56.66	
X_{cal}		59.96		107.91		164.57
X_a		1.00		1.80		2.74
F_i		29.65		52.72		65.49
F_r	147.86		118.21		65.49	
Δ	59.86		47.86		56.46	
X_{cal}		59.86		107.72		164.18
X_a		1.00		1.80		2.74

$$\omega^2 = 166.99 \text{ seg}^{-2}$$

PROCESO ITERATIVO : BLOCK CENTRAL

EJES x e y

Nivel	1°		2°		3°	
	K	M	K	M	K	M
Xasumido	1.82	13.90	1.75	13.88	1.69	11.40
$F_i = mw^2 X_a$		1.00		2.00		3.00
		13.90		27.76		34.20
F_r	75.86		61.96		34.20	
$\Delta = F_r / K$	41.68		35.41		20.24	
X_{cal}		41.68		77.09		97.33
X_a		1.00		1.85		2.34
F_i		13.90		25.68		26.68
F_r	66.26		52.36		26.68	
Δ	36.41		29.92		15.79	
X_{cal}		36.41		66.33		82.12
X_a		1.00		1.82		2.25
F_i		13.90		25.26		25.65
F_r	64.81		50.91		25.65	
Δ	35.61		29.09		15.18	
X_{cal}		35.61		64.70		79.88
X_a		1.00		1.82		2.24
F_i		13.90		25.26		25.54
F_r	64.70		50.80		25.54	
Δ	35.55		29.03		15.11	
X_{cal}		35.55		64.58		79.69
X_a		1.00		1.82		2.24

$$\omega^2 = 281.39 \text{ seg}^{-2}$$

CORTANTES DE ENTREPISO

Eje	Piso	d	X	W	T	a	φ	W	C	X'	X	K	ΔX'	V'	V	F _i
BLOCK IZQUIERDO																
Y	1	1.000	0.270	22.63	0.278	0.0766	0.147	371.104	1.389	0.055	0.044	1137	0.055	62.535	50.028	8.45
	2	1.926	0.520	"	"	"	"	366.694	"	0.106	0.085	1019	0.051	51.969	41.575	16.25
	3	3.704	1.000	"	"	"	"	297.480	"	0.204	0.163	323	0.098	31.654	25.323	25.32
X	1	1.000	0.294	13.21	0.475	0.0641	0.360	371.104	1.388	0.147	0.118	368	0.147	54.096	43.277	7.95
	2	1.820	0.535	"	"	"	"	366.694	"	0.267	0.214	368	0.120	44.160	35.328	13.71
	3	3.400	1.000	"	"	"	"	297.480	"	0.500	0.400	116	0.233	27.028	21.622	21.62
BLOCK DERECHO																
Y	1	1.000	0.301	23.58	0.266	0.0778	0.137	290.829	1.373	0.057	0.046	911	0.057	51.927	41.542	7.70
	2	1.882	0.567	"	"	"	"	287.329	"	0.107	0.086	846	0.050	42.300	33.840	14.01
	3	3.319	1.000	"	"	"	"	234.436	"	0.188	0.150	306	0.081	24.786	19.829	19.83
X	1	1.000	0.364	12.92	0.486	0.0636	0.373	290.829	1.333	0.181	0.145	247	0.181	44.707	35.765	7.11
	2	1.800	0.656	"	"	"	"	287.329	"	0.326	0.261	247	0.145	35.815	28.652	12.78
	3	2.743	1.000	"	"	"	"	234.436	"	0.497	0.397	116	0.171	19.836	15.869	15.87
BLOCK CENTRAL																
X	1	1.000	0.446	16.78	0.374	0.0693	0.242	136.338	1.239	0.134	0.107	182	0.134	24.388	19.510	4.25
	2	1.816	0.810	"	"	"	"	136.132	"	0.243	0.194	175	0.109	19.075	15.260	7.55
	3	2.242	1.000	"	"	"	"	111.853	"	0.300	0.240	169	0.057	9.633	7.706	7.71

- ESFUERZOS CORTANTES SEGUN LAS NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISISMICO

1.- Consideraciones generales:

- a) Se consideran que las fuerzas del sismo actuan sobre la estructura segun las dos direcciones principales. El analisis se hará independientemente en cada dirección.
- b) La nomenclatura a ser empleada en el siguiente analisis son las mismas que las de las Normas.

2.- Factores a Tomar en cuenta en el diseño sísmico:

a) Consideraciones regionales de sismicidad.

El territorio peruano se divide en tres regiones sísmicas:

La región (1) comprende los departamentos de Arequipa, Moquegua, Tacna y la parte Sur del Departamento de Ica y Ayacucho.

La región (2) comprende toda la costa, la sierra con excepción de la región (1), la ceja de Selva, considerando parte de la Selva Central.

La región (3) comprende la región Selvática, exceptuando la parte comprendida en la región (2).

En nuestro caso Lima pertenece a la región (2).

b) Uso de la edificación:

Corresponde al tipo c. Edificio Público.

c) *Clasificación del suelo desde el punto de vista sísmico:*

Nuestra zona pertenece al tipo I, suelo denso conformado por conglomerados y poco contenido de humedad.

3.- *Coefficiente K.*

Factor de modificación en el que se tiene en cuenta la respuesta de la estructura a una excitación sísmica de acuerdo a su capacidad de absorción de energía.

Según el tipo de estructuración, nuestro caso pertenece al tipo R luego $K = 0.80$.

4.- *Coefficiente C.*

Factor que determina el porcentaje de la carga permanente mas una parte de la carga viva que debe tomarse como cortante en la base. Está expresado por la siguiente fórmula:

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

Periodo de Vibración T.

Se empleará la fórmula I. Para edificios donde los elementos resistentes a la fuerza lateral está formado solamente por pórticos.

$$T = 0.09 h / \sqrt{D}$$

5.- Determinación del valor de P.

P es igual a la carga permanente del edificio mas un porcentaje de la carga viva que corresponde a la clasificación B.

En edificios publicos se toma el 50% de carga viva.

6.- Fuerza Sísmica.

a) Para el edificio en estudio, la mínima fuerza horizontal en la base que se tendrá en cuenta en el análisis, se calculará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$H = U K C P$$

En esta fórmula "U" se define de acuerdo a 2-(a) y 2-(b) y su valor se asigna según la Tabla 1.

Los valores de "K", "C" y "P" según se ha especificado anteriormente.

b) Distribución en altura de H.

Esta fuerza se distribuye a lo alto del edificio de acuerdo a la siguiente fórmula.

$$F_i = 0.95 H \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

El 5% restante de H se considerará concentrada en la parte alta del edificio.

TABLA I (DE LAS NORMAS)

Coefficiente sísmico "U" de acuerdo a la Regionalización sísmica y el uso de la edificación.

R E G I O N				
TIPO DE CONSTRUCCION	1		2	3
	A	Diseñar y construir de acuerdo a las recomendaciones dadas en el Apéndice A.		
	B	1	0.8	0.6
	C	1.2	1.0	0.7
	D	De acuerdo a 2.02 D. (N.P.D.A.)		

Nuestro caso corresponde a:

- Región 2
- Tipo de Construcción: C Edificio Público

Cortante total en la base del edificio (H)

$$H = U K C P$$

Donde

$$U = 1.0$$

$$K = 0.8$$

$$C = 0.05 / \sqrt[3]{T} \quad , \quad T = 0.09 h / \sqrt{D}$$

h = altura total del edificio respecto al nivel del suelo, en m.

D = Dimensión del edificio en la dirección horizontal considerada.

Cálculo del coeficiente "C"

Block	D_y (m)	h (m)	$T_y = \frac{0.05h}{\sqrt{D_y}}$	$C_y = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T_y}}$	D_x (m)	h' (m)	$T_x = \frac{0.05h}{\sqrt{D_x}}$	$C_x = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T_x}}$
IZQ.	8.60	9.30	0.285	0.076	30.40	9.50	0.155	0.093
DER.	6.80	9.35	0.323	0.073	31.25	9.50	0.153	0.093
CENT.	8.95	9.45	0.284	0.076	16.10	9.50	0.213	0.084

Cálculo del cortante basal H.

Block	P (Tn)	UK	C_y	C_x	H_y (Tn)	H_x (Tn)
IZQ.	1045.35	0.8	0.076	0.093	63.56	77.77
DER.	821.77	0.8	0.073	0.093	47.99	61.14
CENT.	390.17	0.8	0.076	0.084	23.72	26.22

Distribución por niveles del corte total H

EJE y BLOCK	Nivel	W_i (Tn)	h_i (m)	$W_i h_i$	H_y (Tn)	F_i (Tn)
IZQ.	1	371.104	2.90	1076.20	63.56	10.64
	2	366.694	6.10	2236.83		22.11
	3	300.658	9.30	2796.12		27.65
Σ				6109.15		
DER.	1	290.829	2.95	857.95	47.99	8.08
	2	287.329	6.15	1767.07		16.65
	3	236.835	9.35	2214.41		20.86
Σ				4839.43		
CENT.	1	136.338	3.05	415.84	23.72	4.01
	2	136.132	6.25	850.81		8.21
	3	113.039	9.45	1068.19		10.31
Σ				2334.84		

EJE X BLOCK	Nivel	W_i (Tn)	h_i (m)	$W_i h_i$	H_x (Tn)	F_i (Tn)
IZQ.	1	371.104	3.10	1150.42	77.77	13.44
	2	366.694	6.30	2310.17		26.99
	3	301.368	9.50	2863.00		35.95
Σ				6323.59		
DER.	1	290.829	3.10	901.57	61.14	10.54
	2	287.329	6.30	1810.18		21.16
	3	237.493	9.50	2256.22		26.38
Σ				4967.97		
CENT.	1	136.338	3.10	422.65	26.22	4.47
	2	136.132	6.30	857.62		9.07
	3	113.164	9.50	1075.03		11.37
Σ				2355.30		

CUADRO COMPARATIVO DE FUERZAS HORIZONTALES

Si el análisis dinámico da fuerzas horizontales menores que el análisis según las Normas, las estructuras podrán ser diseñadas con los resultados del análisis dinámico, pero éstas no podrán ser inferiores al 80% de las fuerzas horizontales según las Normas.

Block	Nivel	EJE Y			EJE X		
		F_i (Modal)	80% F_i (Normas)	F_i (Tn) (Final)	F_i (Modal)	80% F_i (Normas)	F_i (Tn) (Final)
IZQ.	1	8.45	8.51	8.51	7.95	10.75	10.75
	2	16.25	17.69	17.69	13.71	21.59	21.59
	3	25.32	22.12	25.32	21.62	28.76	28.76
DER.	1	7.70	6.46	7.70	7.11	8.43	8.43
	2	14.01	13.32	14.01	12.78	16.93	16.93
	3	19.83	16.69	19.83	15.87	21.10	21.10
CENT.	1	4.25	3.21	4.25	4.25	3.58	4.25
	2	7.55	6.51	7.55	7.55	7.26	7.55
	3	7.71	8.25	8.25	7.71	9.10	9.10

DISTRIBUCION DEL CORTANTE DE ENTREPISO ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES.

Para el análisis de una estructura aporticada, mediante el método de Muto determinaremos el corte horizontal que toma cada columna, así como su punto de inflexión.

Como estos valores se determinan para cada elemento de un entrepiso, se considerará la estructura en el espacio.

La distribución del cortante en el entrepiso se hace proporcionalmente al valor D que viene a ser la relación entre el cortante que toma un elemento y la deformación que le produce. El coeficiente de distribución de corte D se determina de acuerdo a la fórmula que sigue :

$$D = a K_c$$

Donde :

a = Valor que se determina a través de \bar{K}

K_c = Rigidez de la columna considerada (momento de inercia entre su altura).

Valores de \bar{K} y a

Condi- ción.	Forma	\bar{K} , a
Piso Típico		$\bar{K} = \frac{K_{v1} + K_{v2} + K_{v3} + K_{v4}}{2 K_c}$ $a = \bar{K} / (2 + \bar{K})$
Piso Inferior		$\bar{K} = \frac{K_{v1} + K_{v2}}{K_c}$ $a = (0.5 + \bar{K}) / (2 + \bar{K})$

CALCULO DE LAS RIGIDECES RELATIVAS EN VIGAS

Fórmulas a emplear :

$$K_v = \frac{I_v}{l} \quad , \quad I_v = \frac{bh^3}{12}$$

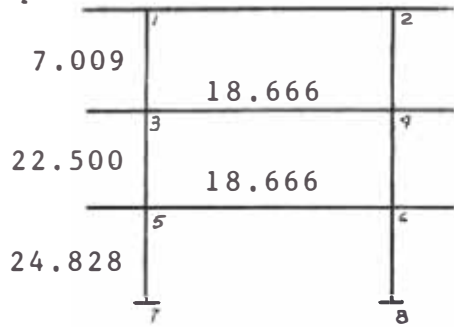
Block	Nivel	Sección (cm)	I (x10 ⁴ cm ⁴)	l (cm)	K _v (10 ² cm ³)
E J E Y					
IZQ.	3	30 x 70	85.75	800	10.719
		30 x 80	128.00		16.000
	2	35 x 80	149.33		18.666
	1	35 x 80	149.33		18.666
DER.	3	30 x 60	54.00	620	8.710
		30 x 70	85.75		13.831
	2	30 x 65	68.66		11.074
		35 x 70	100.04		16.135
	1	30 x 65	68.66		11.074
		35 x 70	100.04		16.135
CENT.	3	30 x 50	31.25	430	7.270
		30 x 50	31.25		7.270
	2	30 x 55	41.59		9.670
		1	30 x 50		31.25
	30 x 55		41.59		9.670
	E J E X				
IZQ.	1, 2, 3	30 x 40	16.00	500	3.20
DER.	1, 2, 3	30 x 40	16.00	515	3.11
CENT.	1, 2, 3	40 x 20	2.67	500	0.53
		30 x 40	16.00		3.20
	1, 2, 3	40 x 20	2.67	220	1.21

CALCULO DE RIGIDECES RELATIVAS EN COLUMNAS

Block	Nivel	Sección (cm)	I 10^4 cm^4	h (cm)	K_c (10^2 cm^3)
EJE Y IZQ.	3	30 x 45	22.78	325	7.009
				320	7.119
	2	40 x 60	72.00	320	22.500
	1	40 x 60	72.00	290	24.828
DER.	3	30 x 45	22.78	322.5	7.064
				320	7.119
	2	35 x 60	63.00	320	19.688
	1	35 x 60	63.00	297.5	21.176
295				21.356	
CENT.	3	35 x 35	12.505	320	3.91
				322.5	3.88
		40 x 40	21.333	320	6.67
				322.5	6.61
	2	35 x 35	12.505	320	3.91
				40 x 40	21.333
	1	35 x 35	12.505	305	4.10
				302.5	4.13
	40 x 40	21.333	305	6.99	
			302.5	7.05	
EJE X IZQ.	3	45 x 30	10.125	320	3.16
	2	60 x 40	32.00	320	10.00
	1	60 x 40	32.00	310	10.32
DER.	3	45 x 30	10.125	320	3.16
	2	60 x 35	21.438	320	6.70
	1	60 x 35	21.438	310	6.92
CENT.	2,3	35 x 35	12.505	320	3.91
		40 x 40	21.333	320	6.67
	1	35 x 35	12.505	320	3.91
		40 x 40	21.333	310	6.88

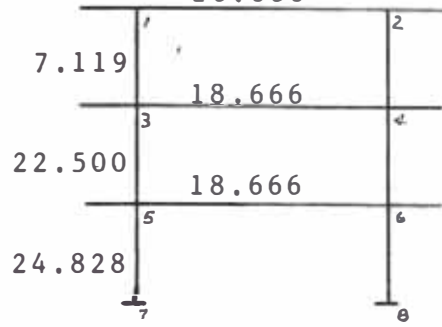
RIGIDECES RELATIVAS EN VIGAS Y COLUMNAS

Block Izquierdo 10.719

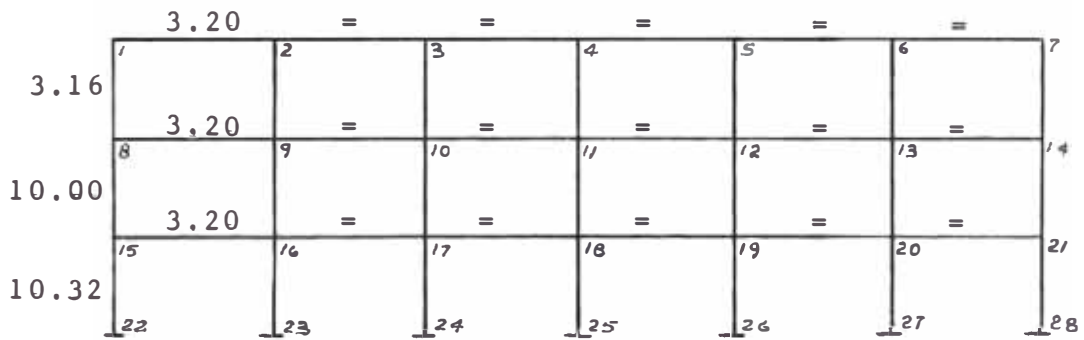


Pórtico 1

16.000

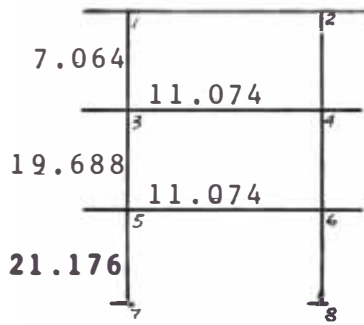


Pórticos 2,3,4,5,6,7



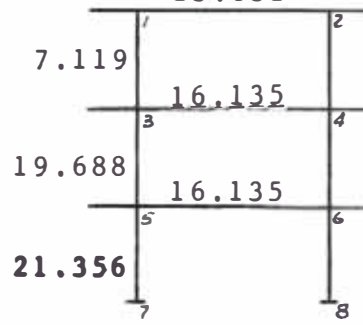
Pórtico E, F

Block Derecho 8.710

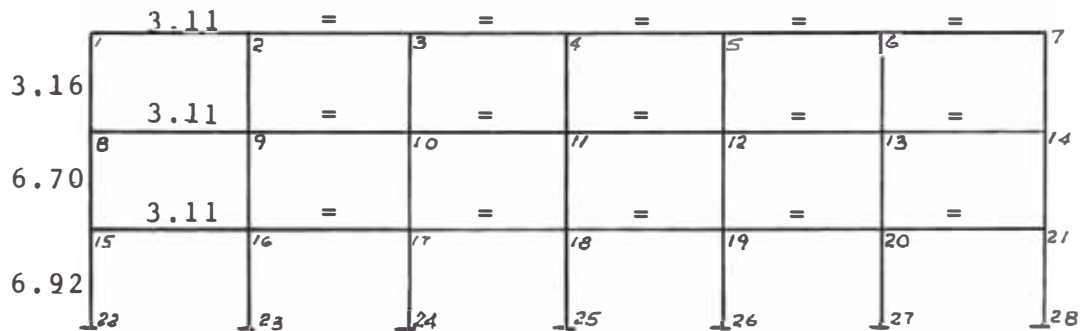


Pórticos 1,7

13.831

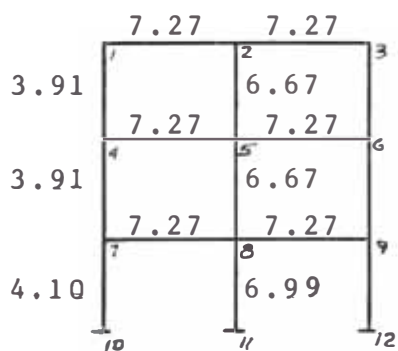


Pórticos 2,3,4,5,6

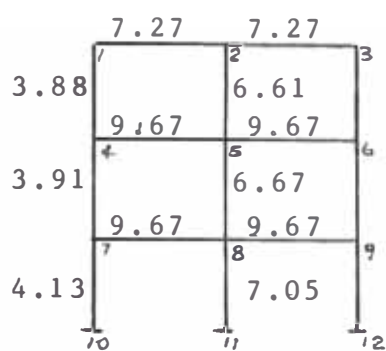


Pórtico J, K

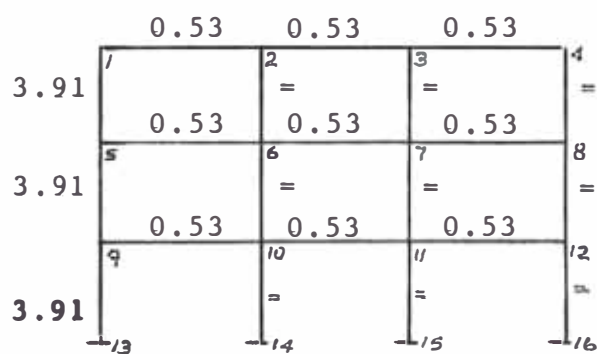
Block Central



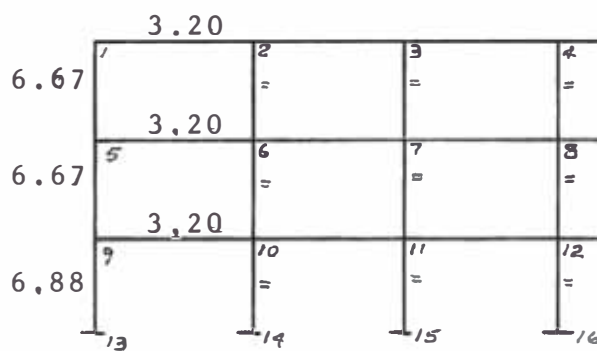
Pórtico 1,4



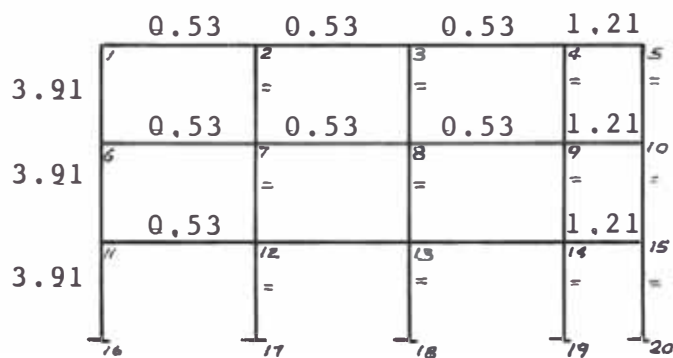
Pórtico 2,3



Pórtico A



Pórtico B



Pórtico C

CUADRO DE LOS VALORES DE D DE CADA COLUMNA

EJE Y

Nivel	Columna	\bar{K}	a	D	ΣD	$D/\Sigma D$
BLOCK IZQUIERDO						
3	1-E, 1-F	2.096	0.512	3.583		0.0663
	2, 3, 4, 5, 6, 7-E, F	2.435	0.549	3.908	54.072	0.0723
2	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7-E, F	0.830	0.293	6.592	92.288	0.0714
1	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7-E, F	0.752	0.455	11.296	158.144	0.0714
BLOCK DERECHO						
3	1-J, K 7-J, K	1.400	0.412	2.910		0.0604
	2, 3, 4, 5, 6-J, K	2.105	0.513	3.652	48.160	0.0758
2	1-J, K 7-J, K	0.562	0.219	4.311		0.0578
	2, 3, 4, 5, 6-J, K	0.819	0.291	5.729	74.534	0.0768
1	1-J, K 7-J, K	0.523	0.405	8.576		0.0652
	2, 3, 4, 5, 6-J, K	0.755	0.455	9.717	131.474	0.0739
BLOCK CENTRAL						
3	1, 4-A 1, 4-C	1.859	0.482	1.884		0.0628
	1-B 4-B	2.180	0.521	3.475		0.1158
	2, 3-A 2, 3-C	2.183	0.522	2.025		0.0675
	2-B 3-B	2.563	0.562	3.714	30.014	0.1237
2	1, 4-A 1, 4-C	1.859	0.482	1.884		0.0607
	1-B 4-B	2.180	0.521	3.475		0.1120
	2, 3-A 2, 3-C	2.473	0.553	2.162		0.0697
	2-B 3-B	2.899	0.592	3.948	31.030	0.1272
1	1, 4-A 1, 4-C	1.773	0.602	2.468		0.0630
	1-B 4-B	2.080	0.632	4.417		0.1128
	2, 3-A 2, 3-C	2.341	0.654	2.701		0.0690
	2-B 3-B	2.743	0.684	4.822	39.154	0.1232

DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS CORTANTES

Las cortantes que actúan sobre un piso determinado se distribuyen en las columnas del piso según la fórmula siguiente

$$V_{Hi} = \frac{D_i}{\Sigma D} Q.$$

V_{Hi} = Cortante que toma la columna i

D_i = Constante relativa de la columna i

ΣD = Suma de la constante D en el entrepiso considerado

Q = Cortante que actúa en el entrepiso.

EJE y BLOQUE	Nív.	Columna	$D / \Sigma D$	Q (Tn.)	V (Tn.)
IZQ.	3	1-E 1-F	0.0663	25.32	1.68
		2, 3, 4, 5, 6, 7-E, F	0.0723		1.83
	2	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7-E, F	0.0714	43.07	3.07
	1	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7-E, F	0.0714	3.68	3.68
DER.	3	1-J, K 7-J, K	0.0604	19.83	1.20
		2, 3, 4, 5, 6-J, K	0.0758		1.50
	2	1-J, K 7-J, K	0.0578	33.84	1.96
	2, 3, 4, 5, 6-J, K	0.0768	2.60		
	1	1-J, K 7-J, K	0.0652	41.54	2.71
		2, 3, 4, 5, 6-J, K	0.0739		3.07
CENT.	3	1, 4-A 1, 4-C	0.0628	8.25	0.52
		1-B 4-B	0.1158		0.96
		2, 3-A 2, 3-C	0.0675		0.56
		2-B 3-B	0.1237		1.02
	2	1, 4-A 1, 4-C	0.0607	15.80	0.96
		1-B 4-B	0.1120		1.77
		2, 3-A 2, 3-C	0.0697		1.10
		2-B 3-B	0.1272		2.01
	1	1, 4-A 1, 4-C	0.0630	20.05	1.26
1-B 4-B		0.1128	2.26		
2, 3-A 2, 3-C		0.0690	1.38		
2-B 3-B		0.1232	2.47		

EJE X BLOCK	Nivel	Columna	$D/\Sigma D$	Q (Tn)	V (Tn)
I Z Q U I E R O	3	E-1,7 F-1,7	0.0527	28.76	1.52
		E,F-2,3,4,5,6	0.0789		2.27
	2	E-1,7 F-1,7	0.0464	50.35	2.34
		E,F-2,3,4,5,6	0.0814		4.10
	1	E-1,7 F-1,7	0.0618	61.10	3.78
		E,F-2,3,4,5,6	0.0752		4.59
D E R E C H O	3	J-1,7 K-1,7	0.0525	21.10	1.11
		J,K-2,3,4,5,6	0.0790		1.67
	2	J-1,7 K-1,7	0.0479	38.03	1.82
		J,K-2,3,4,5,6	0.0808		3.07
	1	J-1,7 K-1,7	0.0608	46.46	2.82
		J,K-2,3,4,5,6	0.0757		3.52
C E N T R A L	3	A-1,4 C-1	0.0232	9.10	0.21
		A-2,3 C-2,3	0.0432		0.39
		B-1,4	0.1203		1.09
		B-2,3	0.2009		1.83
		C-4	0.0662		0.60
		C-5	0.0487		0.44
	2	A-1,4 C-1	0.0232	16.65	0.39
		A-2,3 C-2,3	0.0432		0.72
		B-1,4	0.1203		2.00
		B-2,3	0.2009		3.34
		C-4	0.0662		1.10
		C-5	0.0487		0.81
	1	A-1,4 C-1	0.0490	20.90	1.02
		A-2,3 C-2,3	0.0557		1.16
		B-1,4	0.1132		2.37
		B-2,3	0.1412		2.95
		C-4	0.0635		1.33
		C-5	0.0576		1.20

- CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ; CORRECCION POR TORSION

Se considera que la fuerza sísmica actúa horizontalmente a través del centro de gravedad de la estructura y si ésta no coincide con el centro de rigidez se produce la rotación, debido a la excentricidad (e) que viene a ser la distancia en planta, según cada eje coordenado, entre estos dos puntos.

Centro de gravedad: Es el centro de todas las cargas permanentes más un porcentaje de la carga viva.

Se considera que la masa de todos los pisos por encima del plano considerado se encuentra concentrado en este punto.

En nuestro caso el centro de masa de cada entrepiso será hallado empleando el criterio de momentos estáticos de áreas.

Fórmulas a emplear:

$$x_g = \frac{\sum (Ax)}{\sum A}$$

$$y_g = \frac{\sum (Ay)}{\sum A}$$

Centro de rigidez: Es el centro estático de las rigideces de los elementos resistentes verticales en torno al cual se produce la rotación del edificio.

Para el método de Muto el centro de rigidez es función del

coeficiente D y según la dirección en que se esté realizando el análisis, para su determinación se empleará las siguientes fórmulas:

$$x_D = \frac{\sum (x D y)}{\sum D y} \quad ; \quad y_D = \frac{\sum (y D x)}{\sum D x}$$

Corte producido por la torsión:

El corte producido por la torsión viene dada por las siguientes expresiones, según cada eje:

$$V_T = \frac{M_T}{M_p} \cdot D_x \text{ y } \dots \dots \dots \text{ (eje x)}$$

$$V_T = \frac{M_T}{M_p} \cdot D_y \text{ x } \dots \dots \dots \text{ (eje y)}$$

Donde:

$$M_{Tx} = V_x E_y \dots \dots \dots \text{ Momento de torsión.}$$

Según las Normas Peruanas de diseño antisísmico el valor de E se halla de acuerdo a:

$$E = 1.5e + 0.05 b$$

$$E = e + 0.05 b$$

La corrección por torsión se tiene en cuenta solo en aquellos elementos que tienen igual signo que el corte debido a la cortante de entrepiso, para lo cual se ha de tomar en forma conveniente el valor de E y la que produzca el mayor corte.

$$M_p = I_x + I_y \dots\dots\dots \text{Momento polar de Inercia.}$$

El momento polar es la resistencia que la estructura ofrece como un todo a la rotación, y se determina respecto a los ejes que pasan por el centro de rigidez.

El momento de inercia I se halla para cada eje con las siguientes expresiones:

$$I_x = \sum (y^2 D_x) - y_D^2 \sum D_x$$
$$I_y = \sum (x^2 D_y) - x_D^2 \sum D_y$$

Centro de masa para cada nivel.

Coordenadas :

$$x_g = \frac{\sum A x X}{\sum A}$$

$$y_g = \frac{\sum A x y}{\sum A}$$

A_i (m^2)	x_i (m)	y_i (m)	A_x	A_y	x_g (m)	y_g (m)
BLOCK IZQUIERDO						
383.76	15.60	6.15	5986.66	2360.12	16.68	6.12
26.44	32.30	5.62	854.01	148.59		
410.20	Σ		6840.67	2508.71		
BLOCK DERECHO						
305.42	16,08	4.75	4911.15	1450.74	17.14	4.69
20.19	33.33	3.84	672.93	77.53		
325.61	Σ		5584.08	1528.27		
BLOCK CENTRAL						
137.38	7.68	4.48	1055.08	615.46	8.08	4.55
13.20	16.29	5.81	215.03	76.69		
6.27	-0.41	3.41	-2.57	21.38		
156.85	Σ		1267.54	713.53		

Los valores de x_g e y_g son similares en todas las plantas por ser estas típicas.

La corrección por torsión se hará solo para los dos primeros niveles pues en el último nivel su influencia es despreciable.

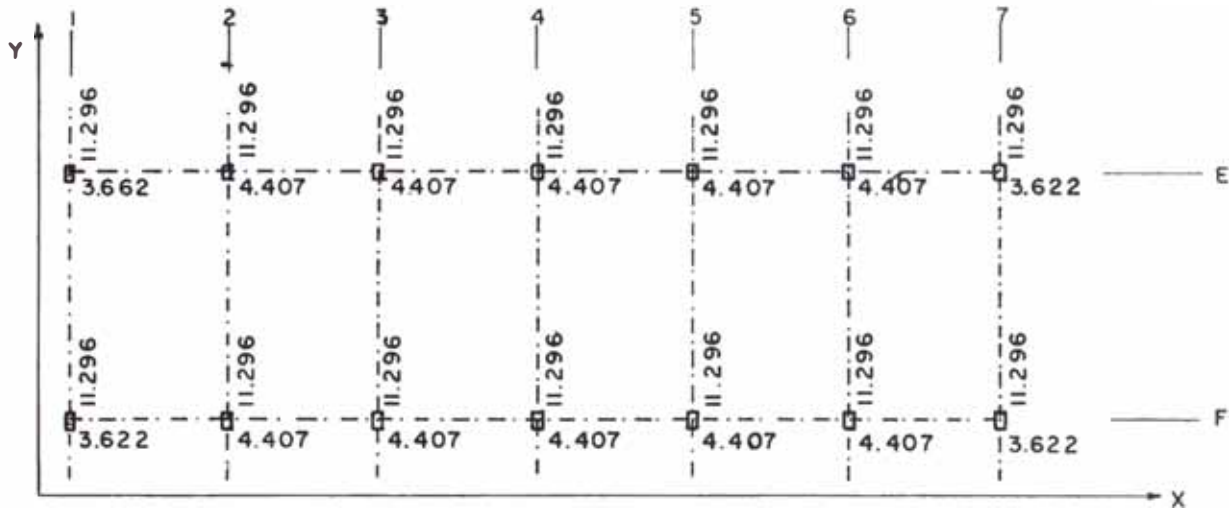
CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ

$$x_D = \frac{\sum (x D_y)}{\sum D_y}$$

$$y_D = \frac{\sum (y D_x)}{\sum D_x}$$

BLOCK IZQUIERDO

Primer Piso



EJE Y PORTICO	D_y	X	$x D_y$	$x^2 D_y$
1	22.592	1.05	23.72	24.91
2	"	6.05	136.68	826.92
3	"	11.05	249.64	2758.54
4	"	16.05	362.60	5819.76
5	"	21.05	475.56	10010.57
6	"	26.05	588.52	15330.99
7	"	31.05	701.48	21781.00
	158.144		2538.20	56552.69

$$x_D = 2538.20 / 158.144 = 16.05 \text{ m.}$$

$$I_y = 56552.69 - (16.05)^2 \times 158.144 = 15814.40$$

EJE X PORTICO	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
F	29.279	2.15	62.95	135.34
E	"	10.15	297.18	3016.40
	58.588		360.13	3151.74

$$y_D = 360.13 / 58.588 = 6.15 \text{ m.}$$

$$I_x = 3151.74 - (6.15)^2 \times 58.588 = 936.93$$

$$M_p = I_x + I_y = 16751.33$$

Corrección por Torsión

Excentricidad

$$e_x = X_g - X_D = 16.68 - 16.05 = 0.63 \text{ m.}$$

$$e_y = Y_g - Y_D = 5.12 - 6.15 = -0.03 \text{ m.}$$

:

$$E_x = 1.5 e_x + 0.05 b_x = 1.5(0.63) + 0.05(30) = + 2.445 \text{ m.}$$

$$E'_x = e_x - 0.05 b_x = 0.63 - 0.05 \times 30 = 0.870 \text{ m.}$$

$$V_{yc} = \frac{M_T}{M_p} \sum D_y X = \frac{V_y E_x}{M_p} \sum D_y X = \pm C V_y X$$

$$V_{yc} = + \frac{2.445 \times 158.144}{16751.33} \times V_y X = + 0.0231 V_y X$$

$$V'_{yc} = - \frac{0.870 \times 158.144}{16751.33} \times V_y X = - 0.0082 V_y X$$

Pórtico	X (m)	V _y (Tn)	+0.0231 V _y X	-0.0082V _y X	V (Tn)
1	-15.00	3.68	-	0.45	4.13
2	-10.00	3.68	-	0.30	3.98
3	- 5.00	3.68	-	0.15	3.83
4	0.00	3.68	-	-	3.68
5	5.00	3.68	0.42	-	4.10
6	10.00	3.68	0.85	-	4.53
7	15.00	3.68	1.27	-	4.95

$$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5(-0.03) + 0.05 (8) = + 0.355 \text{ m.}$$

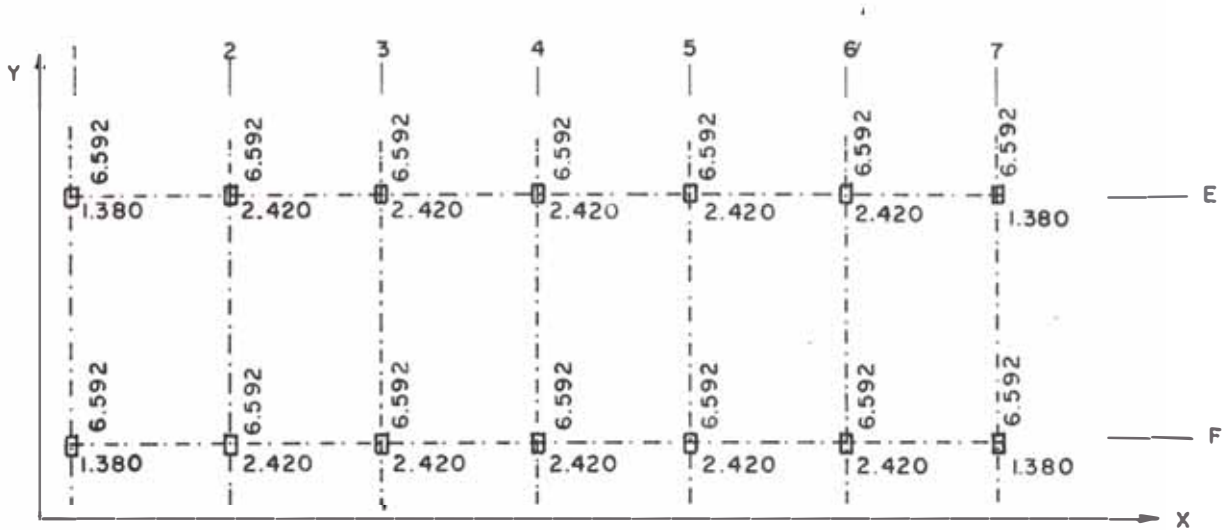
$$E'_y = e_y - 0.05 b_y = - 0.03 - 0.05 \times 8 = - 0.430 \text{ m.}$$

$$V_x = \frac{0.355 \times 58.558}{16751.33} V_x y = + 0.0012 V_x y$$

$$V'_x = - \frac{0.430 \times 58.558}{16751.33} V_x y = - 0.0015 V_x y$$

Pórtico	y (m)	V _x (Tn)	+0.0012 V _x y	-0.0015V _x y	V (Tn)
F	- 4.00	3.78	-	0.02	-3.80
	- 4.00	4.59	-	0.03	4.62
E	+ 4.00	3.78	+0.02	-	3.80
	+ 4.00	4.59	+0.02	-	4.61

Segundo Piso :



EJE Y PORTICO	D_y	x (m)	$x D_y$	$x^2 D_y$
1	13.184	1.05	13.94	14.53
2	"	6.05	79.76	482.55
3	"	11.05	145.68	1609.76
4	"	16.05	211.60	3396.18
5	"	21.05	277.52	5841.80
6	"	26.05	343.44	8946.61
7	"	31.05	409.36	12710.63
	92.288		1481.20	33002.06

$$x_d = 1481.20 / 92.288 = 16.05$$

$$I_y = 33002.06 - (16.05)^2 \times 92.288 = 9228.44$$

EJE X PORTICO	D_x	y (m)	$y D_x$	$y^2 D_x$
F	14.86	2.15	31.95	68.69
E	"	10.15	150.83	1530.91
	29.72		182.78	1599.60

$$y_d = 182.78 / 29.72 = 6.15$$

$$I_x = 1599.60 - (6.15)^2 \times 29.72 = 475.52$$

$$M_p = I_x + I_y = 9703.96$$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_x = x_g - x_D = 16.68 - 16.05 = 0.63 \text{ m.}$

$e_y = y_g - y_D = 6.12 - 6.15 = - 0.03 \text{ m.}$

$E_x = 1.5 e_x + 0.05 b_x = 1.5 [0.63] + 0.05 [30] = + 2.445$

$E_x' = e_x - 0.05 b_x = 0.63 - 0.05 \times 30 = - 0.87$

$V_{yc} = \frac{0.445 \times 92.288}{9703.96} \quad V_y X = + 0.0233 V_y X$

$V_{yc}' = \frac{- 0.870 \times 92.288}{9703.96} \quad V_y X = - 0.0083 V_y X$

Pórtico	X (m)	V _y (Tn)	+0.0233 V _y X	-0.0083 V _y X	V (Tn)
1	-15.00	3.07	-	0.38	3.45
2	-10.00	3.07	-	0.25	3.32
3	- 5.00	3.07	-	0.13	3.20
4	0.00	3.07	-	-	3.07
5	5.00	3.07	0.36	-	3.43
6	10.00	3.07	0.71	-	3.78
7	15.00	3.07	1.07	-	4.14

$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5 [-0.03] + 0.05 [8] = + 0.355$

$E_y' = e_y - 0.05 b_y = - 0.03 - 0.05 [8] = - 0.430$

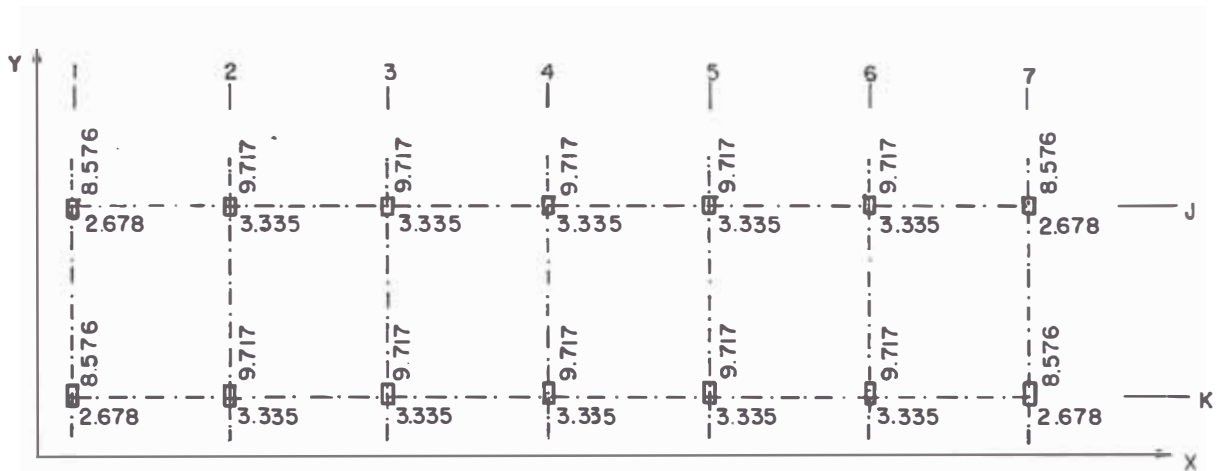
$V_x = \frac{0.355 \times 29.72}{9703.96} \quad V_x y = + 0.0011 V_x y$

$V_x' = \frac{- 0.430 \times 29.72}{9703.96} \quad V_x y = - 0.0013 V_x y$

Pórtico	y (m)	V _y (Tn)	+0.0011 V _x y	-0.0013 V _x y	V (Tn)
F	- 4.00	2.34	-	0.01	2.35
	- 4.00	4.10	-	0.02	4.12
E	+ 4.00	2.34	0.01	-	2.35
	+ 4.00	4.10	0.02	-	4.12

BLOCK DERECHO

Primer Piso



EJE Y PORTICO	D_y	x	$x D_y$	$x^2 D_y$
1	17.152	1.05	18.01	18.91
2	19.434	6.20	120.49	747.04
3	"	11.35	220.58	2503.54
4	"	16.50	320.66	5290.91
5	"	21.65	420.75	9109.15
6	"	26.80	520.83	13958.28
7	17.152	31.95	548.01	17508.80
	131.474		2169.33	49136.63

$$x_d = 2169.33 / 131.474 = 16.50$$

$$I_y = 49136.63 - (16.50)^2 \times 131.474 = 13342.83$$

PORTICO	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
K	22.031	1.65	36.35	59.98
J	"	7.85	172.94	1357.61
	44.062		209.29	1417.59

$$y_d = 209.29 / 44.062 = 4.75 \text{ m.}$$

$$I_x = 1417.59 - (4.75)^2 \times 44.062 = 423.44$$

$$M_p = I_x + I_y = 13766.27$$

CORRECCION POR TORSION

Excentricidad : $e_x = x_g - x_D = 17.14 - 16.50 = 0.64 \text{ m.}$

$e_y = y_g - y_D = 4.69 - 4.75 = - 0.06 \text{ m.}$

$E_x = 1.5 e_x + 0.05 b_x = 1.5 (0.64) + 0.05 (30.9) = +2.505 \text{ m.}$

$E'_x = e_x - 0.05 b_x = 0.64 - 0.05 (30.9) = - 0.905 \text{ m.}$

$V_{yc} = \frac{2.505 \times 131.474}{13766.27} V_y X = + 0.0239 V_y X$

$V'_{yc} = \frac{- 0.905 \times 131.474}{13766.27} V_y X = - 0.0086 V_y X$

Pórtico	X (m)	V _y (Tn)	+0.0239 V _y X	-0.0086 V _y X	V (Tn)
1	-15.45	2.71	-	0.36	3.07
2	-10.30	3.07	-	0.27	3.34
3	- 5.15	3.07	-	0.14	3.21
4	0.00	3.07	-	-	3.07
5	+ 5.15	3.07	0.38	-	3.45
6	+10.30	3.07	0.76	-	3.83
7	+15.45	2.71	1.00	-	3.71

$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5(-0.06) + 0.05 (6.20) = 0.22$

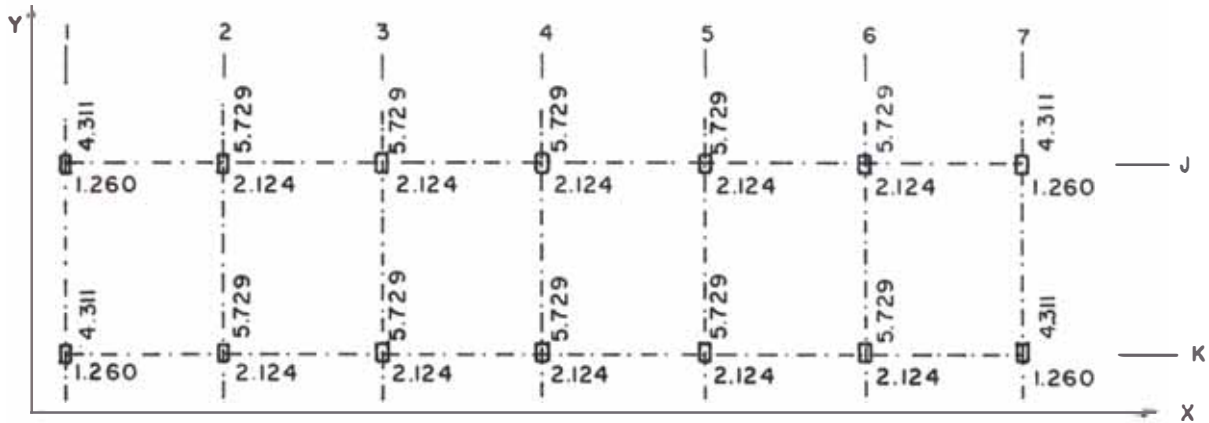
$E'_y = e_y - 0.05 b_y = - 0.06 - 0.05 (6.20) = - 0.37$

$V_{xc} = \frac{0.22 \times 44.062}{13766.27} V_x y = + 0.0007 V_x y$

$V'_{xc} = \frac{-0.37 \times 44.062}{13766.27} V_x y = - 0.0012 V_x y$

Pórtico	y (m)	V _x (Tn)	+0.0007 V _x y	-0.0012 V _x y	V (Tn)
K	- 3.10	2.82	-	0.01	2.83
	- 3.10	3.52	-	0.01	3.53
J	+ 3.10	2.82	0.01	-	2.83
	+ 3.10	3.52	0.01	-	3.53

Segundo Piso :



EJE Y PORTICO	D_y	x	$x D_y$	$x^2 D_y$
1	8.622	1.05	9.05	9.51
2	11.458	6.20	71.04	440.44
3	"	11.35	130.05	1476.05
4	"	16.50	189.06	3119.44
5	"	21.65	248.06	5370.62
6	"	26.80	307.07	8229.59
7	8.622	31.95	275.47	8801.36
	14.534		1229.80	27447.01

$$x_d = 1229.80 / 74.534 = 16.50 \text{ m,}$$

$$I_y = 27447.01 - (16.50)^2 \times 74.534 = 7155.13$$

PORTICO	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
K	13.14	1.65	21.68	35.77
J	13.14	7.85	103.15	809.72
	26.28		124.83	845.49

$$y_d = 124.83 / 26.28 = 4.75 \text{ m.}$$

$$I_x = 845.49 - (4.75)^2 \times 26.28 = 252.55$$

$$M_p = I_x + I_y = 7407.68$$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_x = x_g - x_D = 17.14 - 16.50 = 0.64 \text{ m.}$

$e_y = y_g - y_D = 4.69 - 4.75 = - 0.06 \text{ m.}$

$E_x = 1.5 e_x + 0.05 b_x = 1.5 (0.64) + 0.05 (30.9) = + 2.505$

$E'_x = e_x - 0.05 b_x = 0.64 - 0.05 \times 30.9 = - 0.905$

$V_{gc} = \frac{2.505 \times 74.534}{7407.68} \quad V_y X = + 0.0252 V_y X$

$V'_{yc} = \frac{- 0.905 \times 74.534}{7407.68} \quad V_y X = - 0.0091 V_x X$

Pórtico	X (m)	V_y (Tn)	+0.0252 $V_y X$	-0.0091 $V_y X$	V (Tn)
1	-15.45	1.97	-	0.28	2.24
2	-10.30	2.60	-	0.24	2.84
3	- 5.15	2.60	-	0.12	2.72
4	0.00	2.60	-	-	2.60
5	5.15	2.60	0.34	-	2.94
6	10.30	2.60	0.67	-	3.27
7	15.45	1.96	0.76	-	2.72

$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5 (-0.06) + 0.05 (6.20) = + 0.22$

$E'_y = e_y - 0.05 b_y = - 0.06 - 0.05 (6.20) = - 0.37$

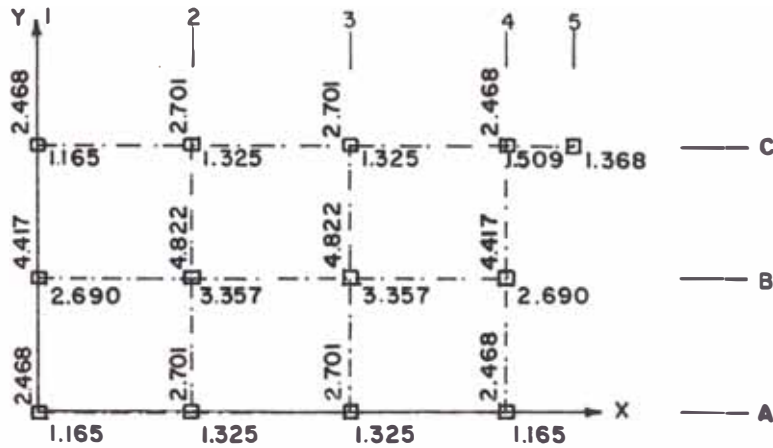
$V_{xc} = \frac{0.22 \times 26.28}{7407.68} \quad V_x Y = 0.0008 V_x Y$

$V'_{xc} = \frac{-0.37 \times 26.28}{7407.68} \quad V_x Y = - 0.0013 V_x Y$

Pórtico	Y (m)	V_x (Tn)	+0.0008 $V_x Y$	-0.0013 $V_x Y$	V (Tn)
K	- 3.10	1.82	-	0.01	1.83
	- 3.10	3.07	-	0.01	3.08
J	+ 3.10	1.82	0.01	-	1.83
	+ 3.10	3.07	0.01	-	3.08

BLOCK CENTRAL

Primer Piso :



EJE Y PORTICO	D_y	x	$x D_y$	$x^2 D_y$
1	9.353	0	0	0
2	10.224	5.00	51.12	255.60
3	10.224	10.00	102.24	1022.40
4	9.353	15.00	140.30	2104.42
	39.154		293.66	3382.42

$$x_D = 293.66 / 39.154 = 7.50 \text{ m.}$$

$$I_y = 3382.42 - (7.50)^2 \times 39.154 = 1180.01$$

EJE X PORTICO	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
A	4.98	0	0	0
B	12.094	4.30	52.00	223.62
C	6.692	8.60	57.55	494.94
	23.766		109.55	718.56

$$y_D = 109.55 / 23.766 = 4.61 \text{ m.}$$

$$I_x = 718.56 - (4.61)^2 \times 23.766 = 213.48$$

$$M_p = I_x + I_y = 1393.49$$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_x = x_g - x_D = 8.08 - 7.50 = 0.58 \text{ m.}$
 $e_y = y_g - y_D = 4.55 - 4.61 = - 0.06 \text{ m.}$

$E_x = 1.5 e_x + 0.05 b_x = 1.5(0.58) + 0.05(16.10) = + 1.675$

$E'_x = e_x - 0.05 b_x = 0.58 - 0.05(16.10) = - 0.225$

$V_{yc} = \frac{1.675 \times 39.154}{1393.49} = V_y X = + 0.0471 V_y X$

$V'_{yc} = \frac{-0.225 \times 39.154}{1393.49} = V_y X = - 0.0063 V_y X$

Pórtico	x (m)	V_y (Tn)	+ 0.0471 $V_y X$	-0.0063 $V_y X$	V (Tn)
1	- 7.50	1.26	-	0.06	1.32
		2.26	-	0.11	2.37
2	- 2.50	1.38	-	0.02	1.40
		2.47	-	0.04	2.51
3	2.50	1.38	0.16	-	1.54
		2.47	0.29	-	2.76
4	7.50	1.26	0.44	-	1.70
		2.26	0.80	-	3.06

$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5(-0.06) + 0.05(8.60) = 0.34 \text{ m.}$

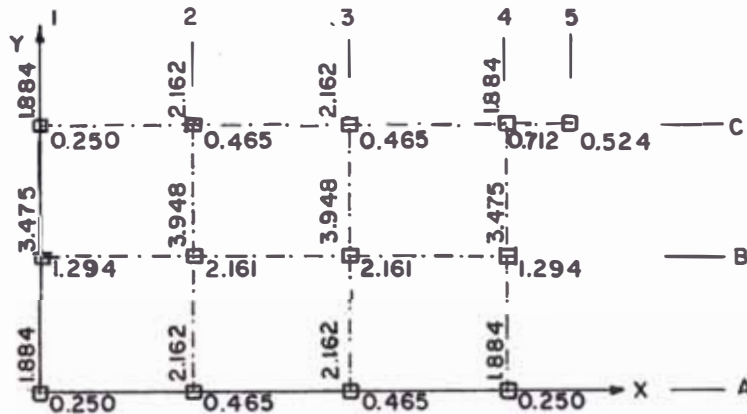
$E'_y = e_y - 0.05 b_y = - 0.06 - 0.05(8.60) = - 0.49 \text{ m.}$

$V_{xc} = (0.34 \times 23.766) / 1393.49 = V_x Y = + 0.0058 V_x Y$

$V'_{xc} = (-0.49 \times 23.766) / 1393.49 = V_x Y = - 0.0084 V_x Y$

PORTICO	y (m)	V _x (Tn)	+0.0058 V _{xy}	-0.0084 V _{xy}	V (Tn)
A	- 4.61	1.02	-	0.04	1.06
		1.16	-	0.04	1.20
B	- 0.31	2.37	-	0.00	2.37
		2.95	-	0.01	2.96
C	+ 3.99	1.02	0.02	-	1.04
		1.16	0.03	-	1.19
		1.33	0.03	-	1.36
		1.20	0.03	-	1.23

Segundo Piso :



EJE y PORTICO	D _y	x	x D _y	x ² D _y
1	7.243	0	0	0
2	8.272	5.00	41.36	206.80
3	8.272	10.00	82.72	827.20
4	7.243	15.00	108.65	1629.68
	31.030		232.73	2663.68

$$x_D = 232.73 / 31.030 = 7.50 \text{ m.}$$

$$I_y = 2663.68 - (7.50)^2 \times 31.030 = 918.24$$

Eje X Pórtico	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
A	1.430	0	0	0
B	6.910	4.30	24.71	127.76
C	2.416	8.60	20.78	178.69
	10.756		50.49	306.45

$$y_D = 50.49 / 10.756 = 4.69$$

$$I_x = 306.45 - (4.69)^2 \times 10.756 = 69.86$$

$$I_p = I_x + I_y = 988.10$$

Corrección por Torsión

Excentricidad $e_x = x_g - x_D = 8.08 - 7.50 = 0.58 \text{ m.}$

$e_y = y_g - y_D = 4.55 - 4.69 = -0.14 \text{ m.}$

$$E_x = 1.5 e_x + 0.05 b_x = 1.5(0.58) + 0.05(16.10) = 1.675$$

$$E'_x = e_x - 0.05 b_x = 0.58 - 0.05(16.10) = -0.225$$

$$= \frac{1.675 \times 31.030}{988.10} V_y X = + 0.0526 V_y X$$

$$V_{yc} = \frac{-0.225 \times 31.030}{988.10} V_y X = - 0.0071 V_y X$$

Eje y Pórtico	x (m)	V_y (Tn)	$0.0526 V_y X$	$-0.0071 V_y X$	V (Tn)
		0.96	-	0.05	1.01
1	- 7.50	1.77	-	0.09	1.86
		1.10	-	0.02	1.12
2	- 2.50	2.01	-	0.04	2.05
		1.10	0.14	-	1.24
3	2.50	2.01	0.26	-	2.27
		0.96	0.38	-	1.34
4	7.50	1.77	0.70	-	2.47

$$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5 (-0.14) + 0.05(8.60) = 0.22$$

$$E'_y = e_y - 0.05 b_y = -0.14 - 0.05(8.60) = -0.57$$

$$V_{xc} = \frac{0.22 \times 10.756}{988.10} V_x y = +0.0024 V_x y$$

$$V'_{xc} = \frac{-0.57 \times 10.756}{988.10} V_x y = -0.0062 V_x y$$

Pórtico	y (m)	V _x (T)	+0.0024 V _x y	-0.0062 V _x y	V (Tni)
A	- 4.61	0.39	-	0.01	0.40
		0.72	-	0.02	0.74
B	- 0.31	2.00	-	0.00	2.00
		3.34	-	0.00	3.34
C	3.99	0.39	0.00	-	0.39
		0.72	0.01	-	0.73
		1.10	0.01	-	1.11
		0.81	0.01	-	0.82

DETERMINACION DE LA ALTURA DEL PUNTO DE INFLEXION Y MOMENTOS EN LAS VIGAS Y COLUMNAS

La posición del punto de inflexión está definida por el valor de "y" la cual está influenciada por los siguientes factores:

- a) Posición de la columna dentro del piso
- b) Proporción de la relación de rigidez de las vigas superior e inferior.
- c) Altura del piso superior e inferior en relación al piso en análisis.

En una estructura uniforme con sus bases empotradas, el punto de inflexión de las columnas en los pisos superiores está debajo del punto medio, aproximándose a ésta a medida que baja de piso y elevándose más arriba del punto medio en los pisos inferiores. Esta tendencia se acentúa cuando la relación de rigidez de la viga es baja. Cuando la relación de rigideces de las vigas de la parte superior e inferior de una columna son diferentes, el punto de inflexión se desvía hacia el lado cuya relación de rigideces es menor. Cuando la altura de los pisos adyacentes son diferentes, el punto de inflexión se desvía hacia el piso de mayor altura.

El valor del coeficiente "y" se calcula mediante la fórmula :

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

donde:

y_0 = Porcentaje inicial de la altura estandard, depende de R , de la ubicación del piso en el edificio y del número de pisos de éste.

y_1 = Corrección por variación de las rigideces de las vigas superiores e inferiores. Se halla en tablas en función de α_1

$$\alpha_1 = \frac{K_{v1} + K_{v2}}{K_{v3} + K_{v4}}$$

Si el numerador es mayor que el denominador se usa la relación inversa y se cambia de signo al valor obtenido.

y_2 = Corrección por cambio de altura del piso superior (no se considera en último piso).

Se halla de tablas en función de α_2 .

$$\alpha_2 = \frac{h_{\text{superior}}}{h}$$

y_3 = Corrección debida a la variación de altura del piso adyacente inferior.

Esta corrección no se considera en el primer piso.

Se encuentra en tablas como una función de α_3 .

$$\alpha_3 = \frac{h_{\text{inferior}}}{h}$$

h = altura de la columna en análisis.

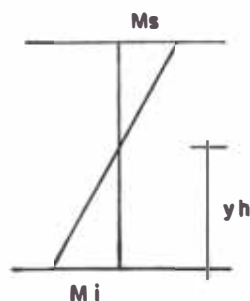
Determinación de Momentos:

Los momentos en las columnas se determinan de acuerdo a la distribución de los esfuerzos cortantes y , a las alturas de los puntos de inflexión de las columnas. Como estas varían linealmente, en el medio de la porción, será suficiente computar los máximos valores de los extremos de las columnas.

Valores:

$$M \text{ (inferior)} = V y h$$

$$M \text{ (superior)} = V (1-y)h$$



Los momentos en las vigas se determinan de acuerdo a la transmisión de los momentos de las columnas inferiores y superiores, repartiéndose la suma de éstas en las vigas izquierda y derecha en relación a la proporción de sus rigideces.

Determinación de los puntos de Inflexión

$$Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3 \quad (\text{Eje } Y)$$

Nív.	Columna	\bar{K}	α_1	α_2	α_3	y_0	y_1	y_2	y_3	y
BLOCK IZQUIERDO										
3	1 - E 1 - F	2.096	0.57	-	1	0.45	.05	0	0	0.50
	2,3,4,5,6,7-E,F	2.435	0.86	-	1	0.45	0	0	0	0.45
2	2,3,4,5,6,7-E,F	0.830	1	1	0.91	0.45	0	0	0	0.45
1	2,3,4,5,6,7-E,F	0.752	-	1.10	-	0.67	0	0	0	0.67
BLOCK DERECHO										
3	1-J,K 7-J,K	1.400	0.79	-	0.99	0.42	0	0	0	0.42
	2,3,4,5,6,-J,K	2.105	0.86	-	1	0.45	0	0	0	0.45
2	1-J,K 7-J,K	0.562	1	1	0.93	0.47	0	0	0	0.47
	2,3,4,5,6 -J,K	0.819	1	1	0.92	0.45	0	0	0	0.45
1	1-J,K 7-J,K	0.523	-	1.07	-	0.72	0	0	0	0.72
	2,3,4,5,6 -J,K	0.755	-	1.08	-	0.67	0	0	0	0.67
BLOCK CENTRAL										
3	1,4-A 1,4-C	1.859	1	-	1	0.44	0	0	0	0.44
	1-B 4-B	2.180	1	-	1	0.45	0	0	0	0.45
	2,3,-A 2,3 -C	2.183	0.75	-	0.99	0.45	.02	0	0	0.47
	2-B 3-B	2.563	0.75	-	0.99	0.45	.01	0	0	0.46
2	1,4-A 1,4-C	1.859	1	1	0.95	0.49	0	0	0	0.49
	1-B 4-B	2.180	1	1	0.95	0.50	0	0	0	0.50
	2,3 -A 2,3 -C	2.473	1	1	0.95	0.50	0	0	0	0.50
	2-B 3-B	2.899	1	1	0.95	0.50	0	0	0	0.50
1	1,4-A 1,4-C	1.773	-	1.05	-	0.61	0	0	0	0.61
	1-B 4-B	2.080	-	1.05	-	0.60	0	0	0	0.60
	2,3 -A 2,3 -C	2.341	-	1.06	-	0.58	0	0	0	0.58
	2-B 3-B	2.743	-	1.06	-	0.56	0	0	0	0.56

Puntos de Inflexión

(Eje X)

Block	Niv	Columna	K	α_1	α_2	α_3	y_0	$y_{1,2,3}$	y
IZQ.	3	E, F - 1, 7	1.013	1	-	1	0.40	0	0.40
		E, F - 2, 3, 4, 5, 6	2.025	1	-	1	0.45	0	0.45
	2	E, F - 1, 7	0.320	1	1	0.97	0.50	0	0.50
		E, F - 2, 3, 4, 5, 6	0.640	1	1	0.97	0.45	0	0.45
	1	E, F - 1, 7	0.310	-	1.03	-	0.80	0	0.80
		E, F - 2, 3, 4, 5, 6	0.620	-	1.03	-	0.70	0	0.70
DER.	3	J-1, 7 K-1, 7	0.984	1	-	1	0.40	0	0.40
		J, K - 2, 3, 4, 5, 6	1.968	1	-	1	0.45	0	0.45
	2	J-1, 7 K-1, 7	0.464	1	1	0.97	0.50	0	0.50
		J, K - 2, 3, 4, 5, 6	0.928	1	1	0.97	0.45	0	0.45
	1	J-1, 7 K-1, 7	0.449	-	1.03	-	0.75	0	0.75
		J, K - 2, 3, 4, 5, 6	0.898	-	1.03	-	0.65	0	0.65
CENT.	3	A-1, 4 C-1	0.136	1	-	1	0.25	0	0.25
		A-2, 3 C-2, 3	0.271	1	-	1	0.25	0	0.25
		B - 1, 4	0.480	1	-	1	0.30	0	0.30
		B - 2, 3	0.960	1	-	1	0.40	0	0.40
		C - 4	0.445	1	-	1	0.30	0	0.30
		C - 5	0.309	1	-	1	0.25	0	0.25
	2	A-1, 4 C-1	0.136	1	1	1	0.56	0	0.56
		A-2, 3 C-2, 3	0.271	1	1	1	0.50	0	0.50
		B-1, 4	0.480	1	1	0.97	0.50	0	0.50
		B-2, 3	0.960	1	1	0.97	0.45	0	0.45
		C - 4	0.445	1	1	1	0.50	0	0.50
		C - 5	0.309	1	1	1	0.50	0	0.50
	1	A-1, 4 C-1	0.136	-	1	-	1.06	0	1.06
		A-2, 3 C-2, 3	0.271	-	1	-	0.83	0	0.83
		B-1, 4	0.480	-	1.03	-	0.75	0	0.75
		B-2, 3	0.960	-	1.03	-	0.65	0	0.65
		C - 4	0.445	-	1	-	0.75	0	0.75
		C - 5	0.309	-	1	-	0.80	0	0.80

Determinación de Momentos

(Eje Y)

Block	Columna	V [Tn.]	y (m)	(1-y) (m)	h (m)	M _Δ (T-m)	M _i (T-m)
I Z Q U I E R D O	3C 7-E,F	1.83	0.45	0.55	3.20	3.22	2.64
	2C 7-E,F	4.14	0.45	0.55	3.20	7.29	5.96
	1C 7-E,F	4.95	0.77	0.33	2.90	4.74	9.62
	3C 6-E,F	1.83	0.45	0.55	3.20	3.22	2.64
	2C 6-E,F	3.78	0.45	0.55	3.20	6.65	5.44
	1C 6-E,F	4.53	0.67	0.33	2.90	4.34	8.80
D E R E C H O	3C 7-J,K	1.20	0.42	0.58	3.225	2.24	1.63
	2C 7-J,K	2.72	0.47	0.53	3.20	4.61	4.09
	1C 7-J,K	3.71	0.72	0.28	2.975	3.09	7.95
	3C 6-J,K	1.50	0.45	0.55	3.20	2.64	2.16
	2C 6-J,K	3.27	0.45	0.55	3.20	5.76	4.71
	1C 6-J,K	3.83	0.67	0.33	2.95	3.73	7.57
C E N T R A L	3C 4-A,C	0.52	0.44	0.56	3.20	0.93	0.73
	3C 4-B	0.96	0.45	0.55	3.20	1.69	1.38
	2C 4-A,C	1.34	0.49	0.51	3.20	2.19	2.10
	2C 4-B	2.47	0.50	0.50	3.20	3.95	3.95
	1C 4-A,C	1.70	0.61	0.39	3.05	2.02	3.16
	1C 4-B	3.06	0.60	0.40	3.05	3.73	5.60
	3C 3-A,C	0.56	0.47	0.53	3.225	0.96	0.85
	3C 3-B	1.02	0.46	0.54	3.225	1.78	1.51
	2C 3-A,C	1.24	0.50	0.50	3.20	1.98	1.98
	2C 3-B	2.27	0.50	0.50	3.20	3.63	3.63
	1C 3-A,C	1.54	0.58	0.42	3.025	1.96	2.70
	1C 3-B	2.76	0.56	0.44	3.025	3.67	4.68

Determinación de Momentos (Eje X)

Block	Columna	V (Tn)	y (Tn)	1-y (m)	h (m)	M _Δ (T-m)	M _ι (T-m)
I Z Q U I E R D O	3C E-1,7	1.52	0.40	0.60	3.20	2.92	1.94
	3C E-2,3,4,5,6	2.27	0.45	0.55	3.20	4.00	3.27
	2C E-1,7	2.35	0.51	0.49	3.20	3.68	3.84
	2C E-2,3,4,5,6	4.12	0.45	0.55	3.20	7.25	5.93
	1C E-1,7	3.80	0.80	0.20	3.10	2.36	9.42
	1C E-2,3,4,5,6	4.62	0.70	0.30	3.10	4.30	10.03
D E R E C H O	3C J-1,7	1.11	0.40	0.60	3.20	2.13	1.42
	3C J-2,3,4,5,6	1.67	0.45	0.55	3.20	2.94	2.40
	2C J-1,7	1.83	0.50	0.50	3.20	2.93	2.93
	2C J-2,3,4,5,6	3.08	0.45	0.55	3.20	5.42	4.44
	1C J-1,7	2.83	0.75	0.25	3.10	2.19	6.58
	1C J-2,3,4,5,6	3.53	0.65	0.35	3.10	3.83	7.11
C E N T R A L	3C A-1,4	0.21	0.25	0.75	3.20	0.50	0.17
	3C A-2,3	0.39	0.25	0.75	3.20	0.94	0.31
	2C A-1,4	0.40	0.56	0.44	3.20	0.56	0.72
	2C A-2,3	0.74	0.50	0.50	3.20	1.18	1.18
	1C A-1,4	1.06	1.06	-0.06	3.20	-0.20	3.60
	1C A-2,3	1.20	0.83	0.17	3.20	0.65	3.19
	3C B-1,4	1.09	0.30	0.70	3.20	2.44	1.05
	3C B-2,3	1.83	0.40	0.60	3.20	3.51	2.34
	2C B-1,4	2.00	0.50	0.50	3.20	3.20	3.20
	2C B-2,3	3.34	0.45	0.55	3.20	5.88	4.81
	1C B-1,4	2.37	0.75	0.25	3.10	1.84	5.51
	1C B-2,3	2.96	0.65	0.35	3.10	3.21	5.96

Determinación de Momentos (Eje X Continuación)

Block	Columna	V (Tn)	y (m)	1-y (m)	h (m)	M _s (T-m)	M _i (T-m)
C E N T R A L	3C C-1	0.21	0.25	0.75	3.20	0.50	0.17
	3C C-2,3	0.39	0.25	0.75	3.20	0.94	0.31
	3C C-4	0.60	0.30	0.70	3.20	1.34	0.58
	3C C-5	0.44	0.25	0.75	3.20	1.06	0.35
	2C C-1	0.39	0.56	0.44	3.20	0.55	0.70
	2C C-2,3	0.73	0.50	0.50	3.20	1.17	1.17
	2C C-4	1.11	0.50	0.50	3.20	1.78	1.78
	2C C-5	0.82	0.50	0.50	3.20	1.31	1.31
	1C C-1	1.04	1.06	-0.06	3.20	0.20	3.53
	1C C-2,3	1.19	0.83	0.17	3.20	0.65	3.16
	1C C-4	1.36	0.75	0.25	3.20	1.09	3.26
	1C C-5	1.23	0.80	0.20	3.20	0.79	3.15

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN COLUMNAS (POR SISMO)

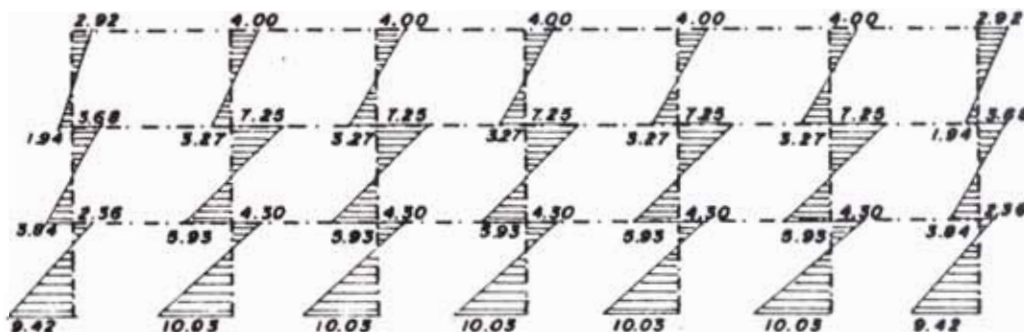
BLOCK IZQUIERDO



PORTICO # 6



PORTICO # 7



PORTICO F

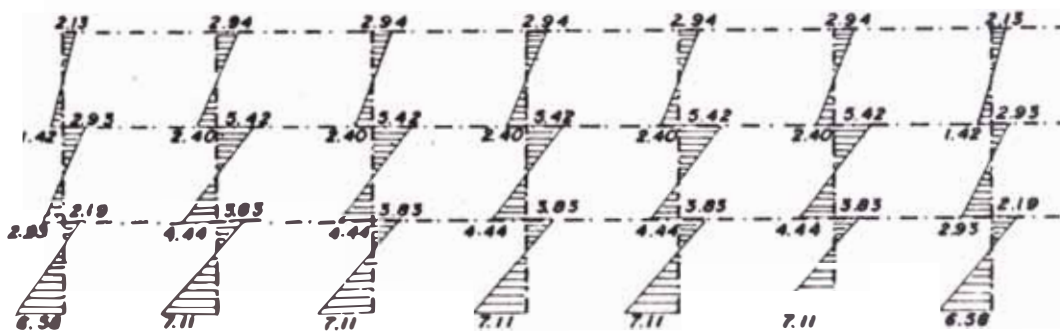
BLOCK DERECHO



PORTICO # 6

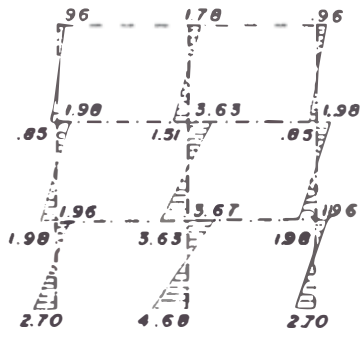


PORTICO # 7

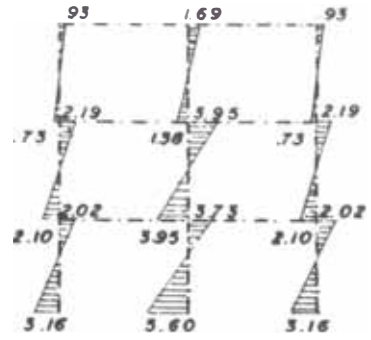


PORTICO K

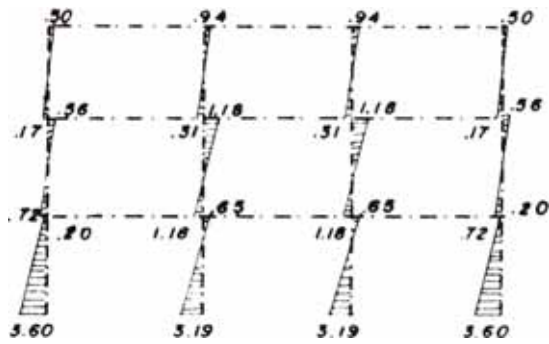
BLOCK CENTRAL



PORTICO # 3



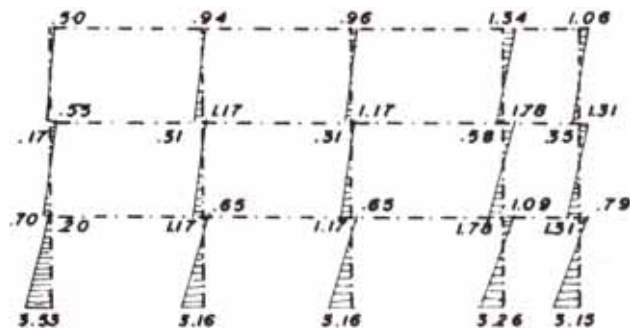
PORTICO # 4



PORTICO A



PORTICO B

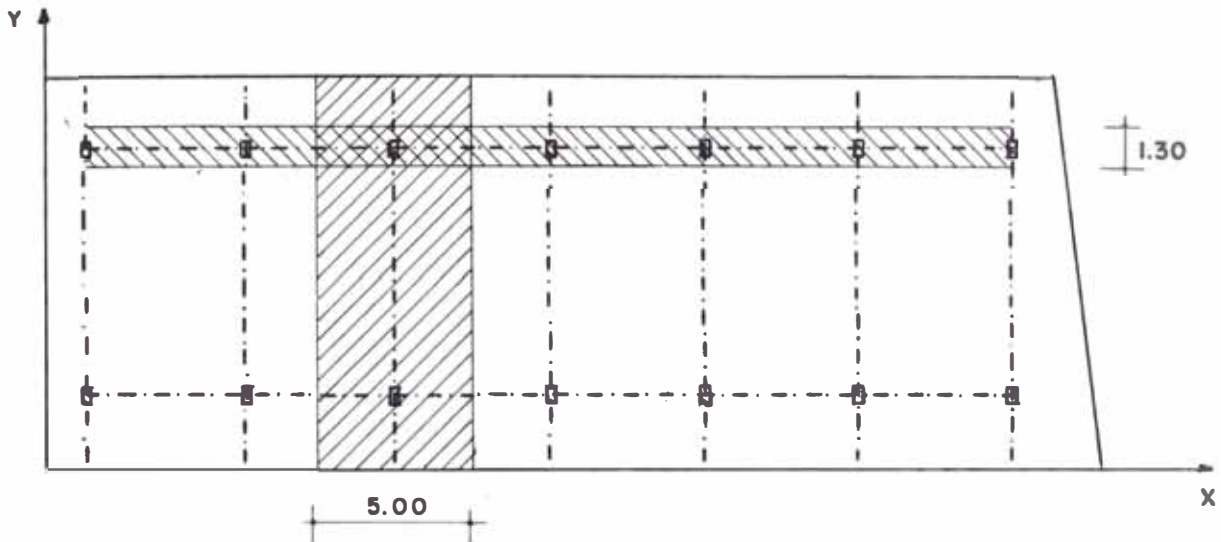


PORTICO C

B) ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

- *Metrado de Cargas*

BLOCK IZQUIERDO.



Cargas de Servicio

Pórticos Intermedios: Eje y

3er Nivel:

$$\text{Peso propio de la viga: } 0.30 \times 0.80 \times 2.4 = 0.576 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso de aligerado: } (5.00 - 0.30) \times 0.300 = 1.410 \text{ ''}$$

$$\text{Peso de acabado: } 5.00 \times 0.100 = 0.500 \text{ ''}$$

$$W_D = 2.486 \text{ T/m}$$

1º y 2do niveles:

$$\text{Peso propio de la viga } 0.35 \times 0.80 \times 2.4 = 0.672 \text{ T/m}$$

$$\text{Peso de aligerados: } (5.00 - 0.35) \times 0.300 = 1.695 \text{ ''}$$

$$\text{Peso en tabiques. } 5.00 \times 0.150 = 0.750 \text{ ''}$$

$$\text{Peso de acabado: } 5.00 \times 0.100 = 0.500 \text{ ''}$$

$$W_D = 3.617 \text{ T/m}$$

Pórtico típico Eje x

Peso propio de la viga: $0.30 \times 0.40 \times 2.4 = 0.288 \text{ T/m}$

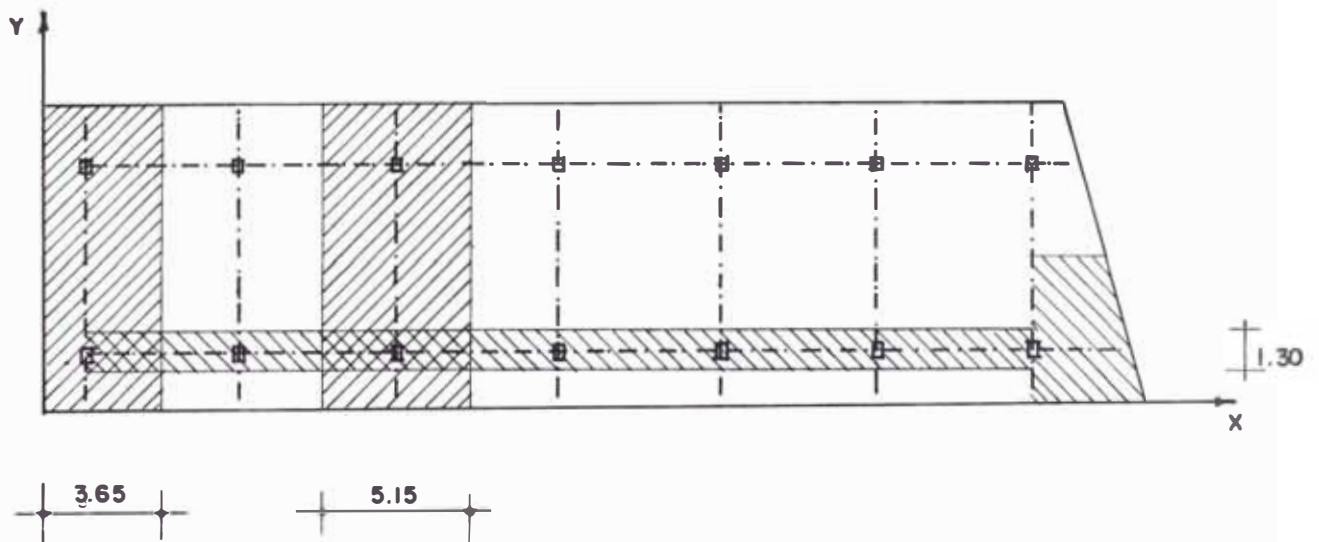
Peso de aligerado: $(1.30 - 0.30) \times 0.300 = 0.300 \text{ ''}$

Peso de tabiques: $1.30 \times 0.150 = 0.195 \text{ ''}$

Peso de acabado: $1.30 \times 0.100 = 0.130 \text{ ''}$

$w_D = 0.913 \text{ T/m}$

BLOCK DERECHO



Cargas de servicio: Eje y

Pórtico extremo

3er nivel:

Peso propio de la viga: $0.30 \times 0.60 \times 2.4 = 0.432 \text{ T/m}$

Peso de aligerado: $(3.65 - 0.30) \times 0.300 = 1.005 \text{ ''}$

Peso de acabado: $3.65 \times 0.250 = 0.365 \text{ ''}$

$w_D = 1.802 \text{ T/m}$

1° y 2° niveles:

Peso propio de la viga:	$0.30 \times 0.65 \times 2.4$	=	0.468 T/m
Peso de aligerado:	$(3.65 - 0.30) \times 0.300$	=	1.005 "
Peso de tabiques y acabado:	3.65×0.250	=	0.913 "
			<hr/>
		w_D	= 2.386 T/m

Pórticos Intermedios:

3er nivel:

Peso propio de la viga:	$0.30 \times 0.70 \times 2.4$	=	0.504 T/m
Peso de aligerado :	$(5.15 - 0.30) \times 0.300$	=	1.455 "
Peso de acabado :	5.15×0.100	=	0.515 "
			<hr/>
		w_D	= 2.474 T/m

1° y 2do niveles

Peso propio de la viga:	$0.35 \times 0.70 \times 2.4$	=	0.588 T/m
Peso de aligerado:	$(5.15 - 0.35) \times 0.300$	=	1.440 "
Peso de tabiques :	5.15×0.150	=	0.773 "
Peso de acabado :	5.15×0.100	=	0.515 "
			<hr/>
		w_D	= 3.316 T/m

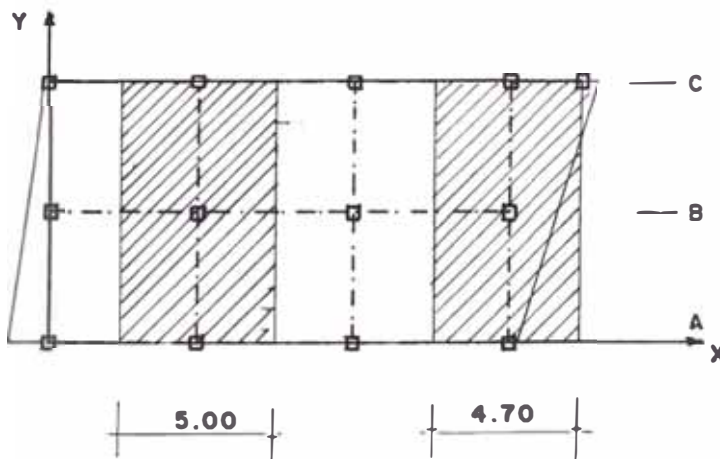
Pórtico según eje X

Peso propio de la viga:	$0.30 \times 0.40 \times 2.4$	=	0.288 T/m
Peso de aligerado:	$(1.30 - 0.30) \times 0.300$	=	0.300 "
Peso de tabiques :	1.30×0.150	=	0.195 "
Peso de acabado :	1.30×0.100	=	0.130 "
			<hr/>
		w_D	= 0.913 T/m

Volado:

Peso propio de la viga:	$0.30 \times 0.50 \times 2.4$	=	0.360 T/m
Peso de aligerado:	$(4.75 - 0.30) \times 0.300$	=	1.335 "
Peso de tabiques:	4.75×0.150	=	0.713 "
Peso de acabado:	4.75×0.100	=	0.475 "
			<hr/>
		w_D	= 2.883 T/m

BLOCK CENTRAL



Cargas de Servicio Eje y

Plático extremo:

3er nivel:

Peso propio de la viga:	$0.30 \times 0.50 \times 2.4$	=	0.360 T/m
Peso de aligerado	$(4.7 - 0.30) \times 0.300$	=	1.320 "
Peso de acabado	4.70×0.100	=	0.470 "
			<hr/>
		w_D	= 2.150 T/m

1° y 2do niveles:

Peso propio de la viga	:	$0.30 \times 0.50 \times 2.4$	=	0.360 T/m
Peso de aligerado	:	$(4.70 - 0.30) \times 0.300$	=	1.320 "
Peso de tabiques y acabado:		4.70×0.250	=	1.175 "
				<hr/>
			w_D	= 2.855 "

Pórticos Intermedios:

3er nivel

Peso propio de la viga:	$0.30 \times 0.50 \times 2.4$	=	0.360 T/m	
Peso de aligerado	:	$(5.00 - 0.30) \times 0.300$	=	1.410 "
Peso de acabado	:	5.00×0.100	=	0.500 "
				<hr/>
			w_D	= 2.270 T/m

1° y 2do niveles:

Peso propio de la viga	:	$0.30 \times 0.55 \times 2.4$	=	0.396 T/m
Peso de aligerado	:	$(5.00 - 0.30) \times 0.300$	=	1.410 "
Peso de tabiques y acabado:		5.00×0.250	=	1.250 "
				<hr/>
			w_D	= 3.056 T/m

Pórticos según el eje x

Pórticos A y C

Peso propio de la viga	:	$0.40 \times 0.20 \times 2.4$	=	0.192 T/m
Peso de aligerado	:	$(0.90 - 0.40) \times 0.300$	=	0.150 "
Peso de tabiques y acabado:		0.90×0.250	=	0.225 "
				<hr/>
			w_D	= 0.567 T/m

Pórtico B

Peso propio de la viga	: $0.30 \times 0.40 \times 2.4$	= 0.288 T/m
Peso de aligerado	: $(1.30 - 0.30) \times 0.300$	= 0.300 "
Peso de tabiques y acabado:	1.30×0.250	= 0.325 "
		<hr/>
		$w_D = 0.913 \text{ T/m}$

CARGA VIVA:

De acuerdo a las características del edificio se tendrán las siguientes sobrecargas:

Piso típico: 350 Kg/m^2

Azotea : 150 "

Carga viva uniformemente distribuida:

De acuerdo al área tributaria de cada pórtico se tendrá:

BLOCK IZQUIERDO:

Pórticos Intermedios: Eje J

3er nivel $w_L = 5.00 \times 0.150 = 0.750 \text{ T/m}$

1° y 2° niveles $w_L = 5.00 \times 0.350 = 1.750 \text{ T/m}$

Pórtico típico: Eje X

3er nivel $w_L = 1.30 \times 0.150 = 0.195 \text{ T/m}$

1° y 2° niveles $w_L = 1.30 \times 0.350 = 0.455 \text{ T/m}$

BLOCK DERECHO:

Pórticos Intermedios: Eje

$$3er\ nivel \quad w_L = 3.65 \times 0.150 = 0.548 \quad T/m$$

$$1^\circ\ y\ 2^\circ\ niveles \quad w_L = 3.65 \times 0.350 = 1.278 \quad T/m$$

Pórticos Intermedios:

$$3er\ nivel \quad w_L = 5.15 \times 0.150 = 0.773 \quad T/m$$

$$1^\circ\ y\ 2^\circ\ niveles \quad w_L = 5.15 \times 0.350 = 1.803 \quad T/m$$

Pórticos según el eje X:

$$3er\ nivel \quad w_L = 1.30 \times 0.150 = 0.195 \quad T/m$$

$$1^\circ\ y\ 2^\circ\ niveles \quad w_L = 1.30 \times 0.350 = 0.455 \quad T/m$$

BLOCK CENTRAL

Pórticos Extremos: Eje y

$$3er\ nivel: \quad w_L = 4.70 \times 0.150 = 0.705 \quad T/m$$

$$1^\circ\ y\ 2^\circ\ niveles \quad w_L = 4.70 \times 0.350 = 1.645 \quad T/m$$

Pórticos Intermedios:

$$3er\ nivel \quad w_L = 5.00 \times 0.150 = 0.750 \quad T/m$$

$$1^\circ\ y\ 2^\circ\ niveles \quad w_L = 5.00 \times 0.350 = 1.750 \quad T/m$$

Pórticos según el eje X

Pórticos extremos: (A, C)

$$3er\ nivel \quad w_L = 0.90 \times 0.150 = 0.140 \quad T/m$$

$$1^\circ\ y\ 2^\circ\ niveles \quad w_L = 0.90 \times 0.350 = 0.320 \quad T/m$$

BLOCK DERECHO:

Pórticos Intermedios: Eje

$$3\text{er nivel} \quad w_L = 3.65 \times 0.150 = 0.548 \quad \text{T/m}$$

$$1^\circ \text{ y } 2^\circ \text{ niveles} \quad w_L = 3.65 \times 0.350 = 1.278 \quad \text{T/m}$$

Pórticos Intermedios:

$$3\text{er nivel} \quad w_L = 5.15 \times 0.150 = 0.773 \quad \text{T/m}$$

$$1^\circ \text{ y } 2^\circ \text{ niveles} \quad w_L = 5.15 \times 0.350 = 1.803 \quad \text{T/m}$$

Pórticos según el eje X:

$$3\text{er nivel} \quad w_L = 1.30 \times 0.150 = 0.195 \quad \text{T/m}$$

$$1^\circ \text{ y } 2^\circ \text{ niveles} \quad w_L = 1.30 \times 0.350 = 0.455 \quad \text{T/m}$$

BLOCK CENTRAL

Pórticos Extremos: Eje y

$$3\text{er nivel:} \quad w_L = 4.70 \times 0.150 = 0.705 \quad \text{T/m}$$

$$1^\circ \text{ y } 2^\circ \text{ niveles} \quad w_L = 4.70 \times 0.350 = 1.645 \quad \text{T/m}$$

Pórticos Intermedios:

$$3\text{er nivel} \quad w_L = 5.00 \times 0.150 = 0.750 \quad \text{T/m}$$

$$1^\circ \text{ y } 2^\circ \text{ niveles} \quad w_L = 5.00 \times 0.350 = 1.750 \quad \text{T/m}$$

Pórticos según el eje X

Pórticos extremos: (A,C)

$$3\text{er nivel} \quad w_L = 0.90 \times 0.150 = 0.140 \quad \text{T/m}$$

$$1^\circ \text{ y } 2^\circ \text{ niveles} \quad w_L = 0.90 \times 0.350 = 0.320 \quad \text{T/m}$$

Pórtico Intermedio (B)

3er nivel $w_L = 1.30 \times 0.150 = 0.195 \text{ T/m}$

1° y 2° niveles $w_L = 1.30 \times 0.350 = 0.455 \text{ T/m}$

- ANÁLISIS DE PORTICOS:

Calculo de los momentos de empotramiento perfecto.

Carga muerta. Eje y

Pórtico No.	Nivel	w (Tn/m)	ℓ (m)	ℓ _v (m)	1/12 w ℓ ² (T-m)	1/2 w ℓ ² (T-m) ^v
BLOCK IZQUIERDO						
6,7	3	2.486	8.00	2.00	13.26	4.97
	1, 2	3.617	8.00	2.00	19.29	7.23
BLOCK DERECHO						
6	3	2.474	6.20	1.50	7.93	2.78
	1,2	3.316	6.20	1.50	10.62	3.73
7	3	1.802	6.20	1.50	5.77	2.03
	1,2	2.386	6.20	1.50	7.64	2.68
BLOCK CENTRAL						
2	3	2.270	4.30	-	3.50	-
	1,2	3.056	4.30	-	4.71	-
4	3	2.150	4.30	-	3.31	-
	1,2	2.855	4.30	-	4.40	-

Carga viva

Eje y

Pórtico No.	Nivel	w (Tn/n)	ℓ (m)	ℓ _v (m)	1/12 w ℓ ² (T-m)	1/2 w ℓ ² (T-m) ^v
BLOCK IZQUIERDO						
6, 7	3	0.750	8.00	2.00	4.00	1.50
	1, 2	1.750	8.00	2.00	9.33	3.50
BLOCK DERECHO						
6	3	0.773	6.20	1.50	2.48	0.87
	1, 2	1.803	6.20	1.50	5.78	2.03
7	3	0.548	6.20	1.50	1.76	0.62
	1, 2	1.278	6.20	1.50	4.09	1.44
BLOCK CENTRAL						
2	3	0.750	4.30	-	1.16	-
	1, 2	1.750	4.30	-	2.70	-
4	3	0.705	4.30	-	1.09	-
	1, 2	1.645	4.30	-	2.53	-
Carga muerta Eje x						
BLOCK IZQUIERDO						
F	1,2,3	0.913	5.00	-	1.90	-
BLOCK DERECHO						
K	1,2,3	0.913	5.15	-	2.02	-
		2.883	-	2.95	-	12.55
BLOCK CENTRAL						
A	1,2,3	0.567	5.00	-	1.18	-
B	1,2,3	0.913	5.00	1.40	1.90	0.89
C	1,2,3	0.567	5.00	-	1.18	-
		0.567	2.20	-	0.23	-

Carga viva Eje x

Pórtico No.	Nivel	w (Tn/m)	ℓ (m)	ℓ _v (m)	1/12 w ℓ ² (T-m)	1/2 w ℓ _v ² (T-m)
BLOCK IZQUIERDO						
F	3	0.195	5.00	-	0.41	-
	1,2	0.455	5.00	-	0.95	-
BLOCK DERECHO						
K	3	0.195	5.15	-	0.43	-
	1,2	0.455	5.15	-	1.01	-
	3	0.712	-	2.95	-	3.10
	1,2	1.662	-	2.95	-	7.23
BLOCK CENTRAL						
A	3	0.140	5.00	-	0.29	-
	1,2	0.320	5.00	-	0.67	-
B	3	0.195	5.00	1.40	0.41	0.19
	1,2	0.455	5.00	1.40	0.95	0.45
C	3	0.140	5.00	-	0.29	-
		0.140	2.20	-	0.06	-
	1,2	0.320	5.00	-	0.67	-
		0.320	2.20	-	0.13	-

Realizando la distribución de momentos tabulados en los cuadros anteriores, mediante el método de Kany y para la condición de cargas más conveniente, se obtuvieron los momentos de servicio (expresados en T-m) que se muestran a continuación:

Momentos por carga muerta : Eje Y

BLOCK	NUDO	Momento en Vigas (T-m)		NUDO	Momento en Columnas (T-m)	
		Pórtico 6	Pórtico 7		Pórtico 6	Pórtico 7
I Z Q U I E R D O	1-v	+ 4.97	+ 4.97	1-3	+ 4.31	+ 4.31
	1-2	- 9.28	- 9.28	3-1	+ 3.31	+ 3.31
	2-1	+ 9.28	+ 9.28	2-4	- 4.31	- 4.31
	2-v	- 4.97	- 4.97	4-2	- 3.31	- 3.31
	3-v	+ 7.23	+ 7.23	3-5	+ 6.76	+ 6.76
	3-4	-17.29	-17.29	5-3	+ 6.26	+ 6.26
	4-3	+17.29	+17.29	4-6	- 6.76	- 6.76
	4-v	- 7.23	- 7.23	6-4	- 6.26	- 6.26
	5-v	+ 7.23	+ 7.23	5-7	+ 4.22	+ 4.22
	5-6	-17.71	-17.71	7-5	+ 2.11	+ 2.11
D E R E C H O	6-5	+17.71	+17.71	6-8	- 4.22	- 4.22
	6-v	- 7.23	- 7.23	8-6	- 2.11	- 2.11
	1-v	+ 2.78	+ 2.03	1-3	+ 2.85	+ 2.45
	1-2	- 5.63	- 4.47	3-1	+ 2.13	+ 1.72
	2-1	+ 5.63	+ 4.47	2-4	- 2.85	- 2.45
	2-v	- 2.78	- 2.03	4-2	- 2.13	- 1.72
	3-v	+ 3.73	+ 2.68	3-5	+ 3.70	+ 2.72
	3-4	- 9.56	- 7.11	5-3	+ 3.53	+ 2.65
	4-3	+ 9.56	+ 7.11	4-6	- 3.70	- 2.72
	4-v	- 3.73	- 2.68	6-4	- 3.53	- 2.65
	5-v	+ 3.73	+ 2.68	5-7	+ 2.44	+ 1.84
	5-6	- 9.70	- 7.16	7-5	+ 1.22	+ 0.92
	6-5	+ 9.70	+ 7.16	6-8	- 2.44	- 1.84
	6-v	- 3.73	- 2.68	8-6	- 1.22	- 0.92

Momentos por carga viva : Eje Y

BLOCK	NUDO	Momento en Vigas (T-m)		NUDO	Momento en Columnas (T-m)	
		Pórtico 6	Pórtico 7		Pórtico 6	Pórtico 7
I Z Q U I E R D O	1-v	+ 1.50	+ 1.50	1-3	+ 1.59	+ 1.59
	1-2	- 3.09	- 3.09	3-1	+ 1.38	+ 1.38
	2-1	+ 3.09	+ 3.09	2-4	- 1.59	- 1.59
	2-v	- 1.50	- 1.50	4-2	- 1.38	- 1.38
	3-v	+ 3.50	+ 3.50	3-5	+ 3.41	+ 3.41
	3-4	- 8.29	- 8.29	5-3	+ 3.07	+ 3.07
	4-3	+ 8.29	+ 8.29	4-6	- 3.41	- 3.41
	4-v	- 3.50	- 3.50	6-4	- 3.07	- 3.07
	5-v	+ 3.50	+ 3.50	5-7	+ 2.00	+ 2.00
	5-6	- 8.58	- 8.58	7-5	+ 1.00	+ 1.00
	6-5	+ 8.58	+ 8.58	6-8	- 2.00	- 2.00
D E R E C H O	6-v	- 3.50	- 3.50	8-6	- 1.00	- 1.00
	1-v	+ 0.87	+ 0.62	1-3	+ 0.95	+ 0.79
	1-2	- 1.83	- 1.41	3-1	+ 0.91	+ 0.71
	2-1	+ 1.83	+ 1.41	2-4	- 0.95	- 0.79
	2-v	- 0.87	- 0.62	4-2	- 0.91	- 0.71
	3-v	+ 2.03	+ 1.44	3-5	+ 2.19	+ 1.62
	3-4	- 5.12	- 3.76	5-3	+ 1.98	+ 1.47
	4-3	+ 5.12	+ 3.76	4-6	- 2.19	- 1.62
	4-v	- 2.03	- 1.44	6-4	- 1.98	- 1.47
	5-v	+ 2.03	+ 1.44	5-7	+ 1.28	+ 0.94
	5-6	- 5.30	- 3.85	7-5	+ 0.64	+ 0.47
6-5	+ 5.30	+ 3.85	6-8	- 1.28	- 0.94	
6-v	- 2.03	- 1.44	8-6	- 0.64	- 0.47	

Momentos en vigas y columnas, Eje Y

BLOCK	NUDO	Momento en vigas (T-m)		NUDO	Momento en columnas (T-m)	
		Pórtico 2	Pórtico 4		Pórtico 2	Pórtico 4
		<i>Momentos por carga muerta</i>				
C E N T R A L	1-2	- 1.48	- 1.45	1-4	+ 1.49	+ 1.44
	2-1	+ 4.51	+ 4.24	4-1	+ 1.36	+ 1.38
	4-5	- 2.67	- 2.78	4-7	+ 1.31	+ 1.39
	5-4	+ 5.73	+ 5.21	7-4	+ 1.36	+ 1.46
	7-8	- 2.37	- 2.52	7-10	+ 1.00	+ 1.06
	8-7	+ 5.88	+ 5.34	10-7	+ 0.50	+ 0.53
<i>Momentos por carga viva</i>						
	1-2	- 0.56	- 0.55	1-4	+ 0.57	+ 0.55
	2-1	+ 1.46	+ 1.36	4-1	+ 0.66	+ 0.68
	4-5	- 1.44	- 1.51	4-7	+ 0.77	+ 0.83
	-4	+ 3.33	+ 3.03	7-4	+ 0.79	+ 0.85
	7-8	- 1.36	- 1.45	7-10	+ 0.56	+ 0.60
	8-7	+ 3.37	+ 3.07	10-7	+ 0.28	+ 0.30

Análisis en la dirección secundaria : Eje X.

Los cuadros siguientes muestran los momentos de servicio (T-m) obtenidos luego de la distribución de momentos, para los pórticos típicos según esa dirección.

BLOCK IZQUIERDO					
Nudo	Mto. en Vigas		Nudo	Mto. en Columnas	
	Pórtico	F		Pórtico	F
	C.M.	C.V.		C.M.	C.V.
1 - 2	-1.04	-0.24	1-8	+1.04	+0.24
2 - 1	+2.21	+0.46	8-1	+0.68	+0.22
2 - 3	-2.05	-0.43	2-9	-0.16	-0.03
3 - 2	+1.85	+0.40	9-2	-0.08	-0.02
3 - 4	-1.88	-0.40	3-10	+0.03	0.00
4 - 3	+1.92	+0.41	10-3	+0.01	0.00
8 - 9	-1.69	-0.81	8-15	+1.01	+0.59
9 - 8	+2.01	+1.01	15-8	+1.01	+0.53
9 - 10	-1.91	-0.96	9-16	-0.02	-0.03
10 - 9	+1.90	+0.94	16-9	-0.04	-0.03
10 - 11	-1.90	-0.94	10-17	-0.01	0.00
11 - 10	+1.90	+0.95	17-10	0.00	0.00
15 - 16	-1.69	-0.85	15-22	+0.69	+0.32
16 - 15	+1.99	+0.99	22-15	+0.34	+0.16
16 - 17	-1.91	-0.95	16-23	-0.04	-0.01
17 - 16	+1.90	+0.95	23-16	-0.02	-0.01
17 - 18	-1.90	-0.95	17-24	0.00	0.00
18 - 17	+1.90	+0.95	24-17	0.00	0.00

BLOCK DERECHO					
Nudo	Mto. en Vigas		Nudo	Mto. en Columnas	
	Pórtico	K		Pórtico	K
	C.M.	C.V.		C.M.	C.V.
1 - 2	-0.52	-0.05	1-8	+0.52	+0.05
2 - 1	+2.84	+0.67	8-1	+0.28	+0.14
2 - 3	-1.76	-0.31	2-9	-1.08	-0.36
3 - 2	+2.39	+0.58	9-2	-0.86	-0.26
3 - 4	-1.56	-0.27	3-10	-0.83	-0.31
4 - 3	+2.44	+0.58	10-3	-0.74	-0.23
4 - 5	-1.54	-0.26	4-11	-0.90	-0.32
5 - 4	+2.59	+0.62	11-4	-0.76	-0.24
5 - 6	-1.87	-0.33	5-12	-0.72	-0.29
6 - 5	+1.64	+0.43	12-5	-0.68	-0.22
6 - 7	+0.15	+0.12	6-13	-1.79	-0.55
7 - 6	+7.26	+1.64	13-6	-1.24	-0.41
7 - 5	-12.54	-3.10	7-14	+5.28	+1.46
8 - 9	-0.80	-0.37	14-7	+3.58	+1.57
9 - 8	+3.02	+1.51	8-15	+0.51	+0.22
9 - 10	-1.25	-0.64	15-8	+0.35	+0.13
10 - 9	+2.80	+1.38	9-16	-0.91	-0.61
10 - 11	-1.21	-0.60	16-9	-1.05	-0.63
11 - 10	+2.81	+1.40	10-17	-0.85	-0.55
11 - 12	-1.22	-0.61	17-10	-0.98	-0.58
12 - 11	+2.80	+1.41	11-18	-0.83	-0.55
12 - 13	-1.26	-0.65	18-11	-0.96	-0.58
13 - 12	+2.77	+1.31	12-19	-0.86	-0.54
13 - 14	-0.45	-0.10	19-12	-0.97	-0.57
14 - 13	+4.41	+2.56	13-20	-1.08	-0.80
14 - 15	-12.54	-7.23	20-13	-1.30	-0.81

BLOCK DERECHO (Continuación)					
Nudo	Mto. en Vigas		Nudo	Mto. en Columnas	
	Pórtico	K		Pórtico	K
	C.M.	C.V.		C.M.	C.V.
15 - 16	-1.03	-0.45	14-21	+4.55	+3.10
16 - 15	+2.80	+1.45	21-14	+4.54	+2.83
16 - 17	-1.45	-0.67	15-22	+0.64	+0.32
17 - 16	+2.60	+1.36	22-15	-0.25	-0.17
17 - 18	-1.40	-0.65	16-23	-0.30	-0.15
18 - 17	+2.61	+1.36	23-16	-0.73	-0.41
18 - 19	-1.40	-0.65	17-24	-0.22	-0.13
19 - 18	+2.63	+1.37	24-17	-0.70	-0.39
19 - 20	-1.45	-0.68	18-25	-0.25	-0.13
20 - 19	+2.51	+1.30	25-18	-0.70	-0.40
20 - 21	-0.67	-0.22	19-26	-0.21	-0.12
21 - 20	+4.35	+2.31	26-19	-0.68	-0.39
21 - V	-12.54	-7.23	20-27	-0.54	-0.27
			27-20	-0.85	-0.46
			21-28	+3.65	+2.10
			28-21	+1.25	+0.70

Para el block central se hará el análisis de cada uno de los pórticos según la dirección secundaria por ser ellos diferentes entre sí.

BLOCK CENTRAL					
Nudo	Mto. en Vigas		Nudo	Mto. en Columnas	
	C.M.	C.V.		C.M.	C.V.
Pórtico A					
1 - 2	-1.05	-0.27	1-5	+1.05	+0.27
2 - 1	+1.22	+0.29	5-1	+0.69	+0.30
2 - 3	-1.18	-0.29	2-6	-0.04	0.00
5 - 6	-1.16	-0.65	6-2	-0.02	0.00
6 - 5	+1.21	+0.67	5-9	+0.47	+0.35
6 - 7	-1.18	-0.67	9-5	+0.61	+0.37
9 - 10	-1.12	-0.63	6-10	-0.01	0.00
10 - 9	+1.22	+0.67	10-6	-0.02	0.00
10 - 11	-1.18	-0.67	9-13	+0.51	+0.26
			13-9	+0.25	+0.13
			10-14	-0.02	0.00
			14-10	-0.01	0.00
Pórtico B					
1 - 2	-1.27	-0.30	1-5	+1.27	+0.29
2 - 1	+2.20	+0.46	5-1	+0.88	+0.36
2 - 3	-1.87	-0.40	2-6	-0.32	-0.07
3 - 2	+1.99	+0.43	6-2	-0.21	-0.06
3 - 4	-1.92	-0.40	3-7	-0.08	-0.04
4 - 3	+1.71	+0.40	7-3	-0.10	-0.03
4 - V	-0.89	-0.19	4-8	-0.82	-0.21
5 - 6	-1.60	-0.78	8-4	-0.60	-0.22
6 - 5	+2.10	+1.05	5-9	+0.71	+0.41
6 - 7	-1.80	-0.91	9-5	+0.80	+0.42
7 - 6	+1.99	+1.00	6-10	-0.12	-0.09

BLOCK CENTRAL					
Nudo	Mto. en Vigas		Nudo	Mto. en Columnas	
	C.M.	C.V.		C.M.	C.V.
Pórtico B (Continuación)					
7 - 8	-1.85	-0.93	10-6	-0.18	-0.10
8 - 7	+1.92	+0.93	7-11	-0.09	-0.05
8 - V	-0.89	-0.45	11-7	-0.07	-0.05
9 - 10	-1.50	-0.76	8-12	-0.44	-0.27
10 - 9	+2.11	+1.06	12-8	-0.55	-0.28
10 - 11	-1.87	-0.91	9-13	+0.67	+0.33
11 - 10	+1.94	+1.00	13-9	+0.27	+0.13
11 - 12	-1.88	-0.93	10-14	-0.10	-0.05
12 - 11	+1.81	+0.93	14-10	-0.12	-0.06
12 - V	-0.89	-0.45	11-15	-0.01	-0.01
			15-11	-0.07	-0.04
			12-16	-0.40	-0.19
			16-12	-0.27	-0.13
Pórtico C					
1 - 2	-1.04	-0.27	1-6	+1.02	+0.27
2 - 1	+1.25	+0.30	6-1	+0.65	+0.30
2 - 3	-1.17	-0.30	2-7	-0.08	0.00
3 - 2	+1.20	+0.29	7-2	-0.05	-0.02
3 - 4	-1.20	-0.30	3-8	+0.01	+0.01
4 - 3	+1.11	+0.27	8-3	-0.02	+0.01
4 - 5	-0.40	-0.08	4-9	-0.71	-0.19
5 - 4	+0.13	+0.05	9-4	-0.50	-0.21
6 - 7	-1.14	-0.65	5-10	-0.14	-0.05
7 - 6	+1.20	+0.68	10-5	-0.12	-0.05

BLOCK CENTRAL					
Nudo	Mto. en Vigas		Nudo	Mto. en Columnas	
	C.M.	C.V.		C.M.	C.V.
Pórtico C (Continuación)					
7 - 8	-1.18	-0.67	6-11	+0.46	+0.35
8 - 7	+1.18	+0.67	11-6	+0.60	+0.36
8 - 9	-1.19	-0.68	7-12	0.00	-0.02
9 - 8	+1.18	+0.65	12-7	-0.02	-0.02
9 - 10	-0.30	-0.17	8-13	-0.01	0.00
10 - 9	+0.18	+0.11	13-8	-0.01	-0.01
11 - 12	-1.10	-0.63	9-14	-0.39	-0.26
12 - 11	+1.22	+0.69	14-9	-0.47	-0.27
12 - 13	-1.18	-0.67	10-15	-0.07	-0.06
13 - 12	+1.18	+0.67	15-10	-0.10	-0.07
13 - 14	-1.20	-0.68	11-16	+0.50	+0.27
14 - 13	+1.15	+0.65	16-11	+0.24	+0.13
14 - 15	-0.35	-0.19	12-17	-0.02	0.00
15 - 14	+0.17	+0.10	17-12	-0.02	-0.01
			13-18	0.00	0.00
			18-13	-0.01	-0.01
			14-19	-0.36	-0.19
			19-14	-0.19	-0.10
			15-20	-0.08	-0.03
			20-15	-0.05	-0.02

COMPARACION DEL EFECTO DE CARGAS

En el cálculo por el método de la resistencia última, los efectos de las cargas muertas, cargas vivas, sismo combinadas se multiplican por un factor de carga de 1.33. Para el caso que exista el peligro de inestabilidad o inversión de esfuerzos, se verificará también para la siguiente condición: 0.9 de la carga muerta mas 1.1 debida a los efectos del sismo.

Las cargas de diseño se calcularán como sigue:

Sistema I (S-I) Para estructuras en lugares y de proporciones tales que los efectos de sismo sean despreciables la capacidad de diseño será:

$$M_u = 1.5D + 1.8L$$

Sistema II (S-II) Para estructuras en las que para su diseño deben considerarse cargas de sismo la capacidad de diseño será:

$$M_u = 1.33(D+L+S)$$

Sistema III (S-III) Para los casos en que existia peligro de inversión de esfuerzos se usará:

$$M_u = 0.9D+1.1S$$

De los sistemas II y III se toma la que sea mayor, siempre que ningun elemento tenga una capacidad menor que la requerida por el Sistema I.

Al considerar la combinación de los efectos por carga muerta, viva y sismo tomaremos en cuenta la que produzca los máximos efectos.

Momentos negativos máximos en vigas :

Dirección Y

Nivel	Nudo	M _D (T-m)	M _L (T-m)	M _S (T-m)	S-I (T-m)	S-II (T-m)	S-III (T-m)
BLOCK IZQUIERDO							
Port.6 3	1	9.28	3.09	3.22	19.48	20.73	11.89
	V	4.97	1.50	-	10.16	-	-
2	3	17.29	8.29	9.29	40.86	46.38	25.78
	V	7.23	3.50	-	17.15	-	-
1	5	17.71	8.58	9.78	42.01	47.97	26.70
	V	7.23	3.50	-	17.15	-	-
Port.7 3	1	9.28	3.09	3.22	19.48	20.73	11.89
	V	4.97	3.50	-	10.16	-	-
2	3	17.29	8.29	9.93	40.86	47.23	26.48
	V	7.23	3.50	-	17.15	-	-
1	5	17.71	8.58	10.70	42.01	49.20	27.71
	V	7.23	3.50	-	17.15	-	-
BLOCK DERECHO							
Port.6 3	1	5.63	1.83	2.64	11.74	13.43	7.97
	V	2.78	0.95	-	5.88	-	-
2	3	9.56	5.12	7.92	23.56	30.06	17.32
	V	3.73	2.03	-	9.25	-	-
1	5	9.70	5.30	8.44	24.09	31.18	18.01
	V	3.73	2.03	-	9.25	-	-
Port.7 3	1	4.47	1.41	2.44	9.24	11.07	6.71
	V	2.03	0.62	-	4.16	-	-
2	3	7.11	3.76	6.24	17.43	22.76	13.26
	V	2.68	1.44	-	6.61	-	-
1	5	7.16	3.85	7.18	17.67	24.19	14.34
	V	2.68	1.44	-	6.61	-	-

Nivel	Nudo	M_D (T-m)	M_L (T-m)	M_S (T-m)	(S-I) (T-m)	(S-II) (T-m)	(S-III) (T-m)
BLOCK CENTRAL							
Pórtico 3	1	1.48	0.56	0.96	3.23	3.99	2.39
	2	4.51	1.46	0.89	9.40	9.12	5.04
2	4	2.67	1.44	2.83	6.59	9.23	5.51
	5	5.73	3.33	2.57	14.59	15.47	7.98
1	7	2.37	1.36	3.94	6.01	10.20	6.47
	8	5.88	3.37	3.65	14.89	17.16	9.31
Pórtico 4	1	1.45	0.55	0.93	3.17	3.90	2.33
	2	4.24	1.36	0.85	8.81	8.58	4.75
2	4	2.78	1.51	2.92	6.89	9.59	5.71
	5	5.21	3.03	2.67	13.27	14.51	7.63
1	7	2.52	1.45	4.12	6.39	10.76	6.80
	8	5.34	3.07	3.84	13.54	16.29	9.03

Dirección X

Para la comparación de los momentos en esta dirección tomaremos aquellos que tengan mayor valor en cada nudo, luego de haber efectuado la distribución de momentos, ya que como se sabe resultan dos momentos en cada nudo.

En los pórticos simétricos se hace la comparación solo de la parte necesaria.

Dirección X

Nivel	Nudo	M_D (T-m)	M_L (T-m)	M_S (T-m)	S-I (T-m)	S-II (T-m)	S-III (T-m)
BLOCK IZQUIERDO							
3	1	1.04	0.24	2.92	1.99	5.59	4.15
	2	2.21	0.66	2.00	4.51	6.48	4.20
	3	1.88	0.40	2.00	3.54	5.69	3.89
	4	1.92	0.41	2.00	3.62	5.76	3.93
2	8	1.69	0.81	5.62	4.00	10.80	7.70
	9	2.01	1.01	5.26	4.84	10.95	7.60
	10	1.90	0.94	5.26	4.54	10.77	7.50
	11	1.90	0.95	5.26	4.56	10.79	7.50
1	15	1.69	0.85	6.20	4.07	11.62	8.34
	16	1.99	0.99	5.12	4.77	10.77	7.42
	17	1.90	0.95	5.12	4.56	10.60	7.34
	18	1.90	0.95	5.12	4.56	10.60	7.34
BLOCK DERECHO							
3	1	0.52	0.05	2.13	0.87	3.59	2.81
	2	2.84	0.67	1.47	4.93	6.62	4.17
	3	2.39	0.58	1.47	4.63	5.91	3.77
	4	2.44	0.58	1.47	4.70	5.97	3.81
	5	2.59	0.62	1.47	5.01	6.22	3.95
	6	1.64	0.43	1.47	3.23	4.71	3.09
	7	7.26	1.64	2.13	13.84	14.67	8.88
	V	12.54	3.10	-	24.39	-	-
2	8	0.80	0.37	4.35	1.87	7.34	5.51
	9	3.02	1.51	1.47	7.25	11.23	7.02
	10	2.80	1.38	3.91	6.68	10.76	6.82
	11	2.81	1.40	3.91	6.74	10.80	6.83

Dirección X

Nivel	Nudo	M _D (T-m)	M _L (T-m)	M _S (T-m)	S-I (T-m)	S-II (T-m)	S-III (T-m)
BLOCK DERECHO (Continuación)							
2	12	2.80	1.41	3.91	6.74	10.80	6.82
	13	2.77	1.31	3.91	6.52	10.63	6.79
	14	4.41	2.56	4.35	11.23	15.06	8.75
	V	12.54	7.23	-	31.82	-	-
1	15	1.03	0.45	5.12	2.36	8.78	6.56
	16	2.80	1.45	4.14	6.81	11.16	7.07
	17	2.60	1.36	4.14	6.35	10.77	6.89
	18	2.61	1.36	4.14	6.37	10.78	6.90
	19	2.63	1.37	4.14	6.42	10.83	6.92
	20	2.51	1.30	4.14	6.11	10.57	6.81
	21	4.35	2.31	5.12	10.69	15.67	9.55
	V	12.54	7.23	-	31.82	-	-
BLOCK CENTRAL							
1 (A)	9	1.12	0.63	0.52	2.81	3.02	1.57
	10	1.22	0.67	0.92	3.04	3.73	2.11
1 (B)	9	1.50	0.76	5.04	3.62	9.71	6.89
	10	2.11	1.06	4.01	5.08	9.55	6.31
	11	1.94	1.00	4.01	4.71	9.24	6.16
	12	1.81	0.93	5.04	4.39	10.35	7.17
	V	0.89	0.45	-	2.14	-	-
1 (C)	11	1.10	0.63	0.50	2.78	2.96	1.54
	12	1.22	0.69	0.91	3.07	3.75	2.10
	13	1.20	0.68	0.91	3.02	3.71	2.08
	14	1.14	0.65	2.00	2.88	5.04	3.22
	15	0.17	0.10	2.10	0.44	3.15	2.46

MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS EN VIGAS

Se hallará analíticamente en la sección x en donde el cortante sea cero, con la reacción última debida a carga muerta, carga viva y sismo.

Sentido y

Pórtico	Nivel	Tramo	R_L (Tn)	x (m)	M_u (Tn-m)
BLOCK IZQUIERDO					
6	3	1 - 2	20.31	4.00	21.15
	2	3 - 4	34.31	4.00	27.75
	1	5 - 6	34.31	4.00	26.60
7	3	1 - 2	20.31	4.00	21.15
	2	3 - 4	34.31	4.00	27.75
	1	5 - 6	34.31	4.00	26.60
BLOCK DERECHO					
6	3	1 - 2	15.83	3.10	12.77
	2	3 - 4	25.48	3.10	15.93
	1	5 - 6	25.48	3.10	15.39
7	3	1 - 2	11.45	3.10	8.48
	2	3 - 4	18.23	3.10	10.81
	1	5 - 6	18.23	3.10	10.57
BLOCK CENTRAL					
3	3	1 - 2	8.80	1.85	4.90
	2	4 - 5	14.76	1.91	7.50
	1	7 - 8	14.55	1.88	7.68
4	3	1 - 2	8.34	1.86	4.57
	2	4 - 5	14.09	1.95	6.82
	1	7 - 8	13.91	1.92	6.98


Sentido X

Pórtico	Nivel	Tramo	R_i (Tn)	x (m)	M_u (T-m)
BLOCK IZQUIERDO					
F	3	1 - 2	3.80	2.21	2.21
		2 - 3	4.37	2.54	1.70
		3 - 4	4.28	2.45	1.78
	2	8 - 9	5.31	2.42	2.44
		9 - 10	5.49	2.51	2.28
		10 - 11	5.48	2.50	2.32
	1	15 - 16	5.34	2.44	2.44
		16 - 17	5.48	2.50	2.28
		17 - 18	5.48	2.50	2.30
BLOCK DERECHO					
K	3	1 - 2	3.64	2.12	2.98
		2 - 3	4.15	2.41	1.81
		3 - 4	4.07	2.37	1.98
		4 - 5	4.00	2.32	1.87
		5 - 6	4.46	2.59	2.38
		6 - 7	1.66	0.96	1.25
	2	8 - 9	4.60	2.10	2.96
		9 - 10	4.93	2.25	2.52
		10 - 11	4.89	2.23	2.55
		11 - 12	4.90	2.24	2.55
		12 - 13	4.97	2.27	2.58
		13 - 14	3.63	1.66	2.15
	1	15 - 16	4.78	2.18	2.85
		16 - 17	5.07	2.31	2.46
		17 - 18	5.04	2.30	2.53
		18 - 19	5.03	2.30	2.53

Pórtico	Nivel	Tramo	R_i (Tn)	x (m)	M_u (T - m)
BLOCK DERECHO (Continuación)					
	1	19-20	5.11	2.34	2.59
		20-21	3.84	1.75	1.95
BLOCK CENTRAL					
A	1	9-10	3.53	2.47	1.55
		10-11	3.58	2.50	1.50
B	1	9-10	5.19	2.37	2.53
		10-11	5.43	2.48	2.29
		11-12	5.50	2.51	2.42
C	1	11-12	3.52	2.46	1.55
		12-13	3.58	2.50	1.51
		13-14	3.61	2.52	1.54
		14-15	3.66	2.56	3.82

DETERMINACION DE CORTANTES ULTIMOS EN VIGAS

El esfuerzo cortante en una sección cualquiera es función de los momentos en los extremos del elemento, momentos en la convención de signos de análisis.

$$V_{ij} = R_{ij} - \frac{1}{l} (M_{ij} + M_{ji})$$


Aplicando esta expresión para los diversos elementos, con los resultados obtenidos para los momentos extremos se hallan las cortantes de servicio, que afectados de los coeficientes respectivos serán los cortantes últimos en el eje del apoyo.

CORTANTES ULTIMOS SEGUN EL EJE Y

Pórtico	Nivel	Nudo	V_D (Tn)	V_L (Tn)	V_S (Tn)	S-I (Tn)	S-II (Tn)
BLOCK IZQUIERDO							
6	3	1-V	4.97	1.50	-	10.16	8.61
		1-2	9.94	3.00	0.81	20.31	18.28
	2	3-V	7.23	3.50	-	17.15	14.27
		3-4	14.47	7.00	2.32	34.31	31.64
	1	5-V	7.23	3.50	-	17.15	14.27
		5-6	14.47	7.00	2.45	34.31	31.81
7	3	1-V	4.97	1.50	-	10.16	8.61
		1-2	9.94	3.00	0.81	20.31	18.28
	2	3-V	7.23	3.50	-	17.15	14.27
		3-4	14.47	7.00	2.48	34.31	31.85
	1	5-V	7.23	3.50	-	17.15	14.27
		5-6	14.47	7.00	2.68	34.31	32.12
BLOCK DERECHO							
6.	3	1-V	3.71	1.76	-	7.65	6.48
		1-2	7.67	2.40	0.85	15.83	14.52
	2	3-V	4.97	2.70	-	12.32	10.20
		3-4	10.28	5.59	2.55	25.48	24.50
	1	5-V	4.97	2.70	-	12.32	10.20
		5-6	10.28	5.59	2.72	25.48	24.72
7	3	1-V	2.70	0.82	-	5.53	4.68
		1-2	5.59	1.70	0.79	11.45	9.70
	2	3-V	3.58	1.92	-	8.83	7.32
		3-4	7.40	3.96	2.01	18.23	17.78
	1	5-V	3.58	1.92	-	8.83	7.32
		5-6	7.40	3.96	2.32	18.23	18.19

Cortantes últimas según el eje y

BLOCK CENTRAL

Pórtico	Niv.	Nudo	V_D (Tn)	V_L (Tn)	V_S (Tn)	S-I (Tn)	S-II (Tn)
3	3	1 - 2	4.18	1.40	0.43	8.79	7.99
		2 - 1	5.58	1.82	0.43	11.65	10.41
	2	4 - 5	5.86	3.32	1.26	14.77	13.88
		5 - 4	7.28	4.20	1.26	18.48	16.94
	1	7 - 8	5.75	3.29	1.76	14.55	14.36
		8 - 7	7.39	4.27	1.76	18.70	17.80
4	3	1 - 2	3.97	1.33	0.41	8.35	7.59
		2 - 1	5.27	1.71	0.41	10.98	9.83
	2	4 - 5	5.57	3.19	1.30	14.00	13.38
		5 - 4	6.71	3.89	1.30	17.07	15.83
	1	7 - 8	5.48	3.16	1.85	13.91	13.95
		8 - 7	6.80	3.92	1.85	17.26	16.72

Cortantes últimos según el eje x

Pórtico	Niv.	Nudo	V_D (Tn)	V_L (Tn)	V_S (Tn)	S-I (Tn)	S-II (Tn)
BLOCK IZQUIERDO							
	3	2 - 1	2.52	0.57	0.98	4.80	5.41
	2	6 - 5	3.53	2.12	2.18	5.65	10.41
	1	10 - 9	3.51	2.11	2.26	5.62	10.48
BLOCK DERECHO							
	3	7 - 6	3.79	0.84	0.70	7.20	7.08
	2	14 - 13	3.12	1.65	1.60	7.65	8.47
	1	21 - 20	3.06	2.84	1.80	7.43	10.24

Cortantes últimos según el eje x

Pórtico	Nivel	Nudo	V_D (Tn)	V_L (Tn)	V_S (Tn)	S-I (Tn)	S-II (Tn)
BLOCK CENTRAL							
A	1	10-9	1.42	0.79	0.29	3.55	3.32
B	1	10-9	2.40	1.15	1.81	6.39	7.13
C	1	12-11	1.44	0.81	0.28	3.62	3.36
		14-15	0.62	0.35	1.86	1.75	3.92

DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS MAXIMOS EN COLUMNAS

Metrado de Carga axial para columnas.

Se hará mediante el área de influencia de la columna que esté más desfavorablemente solicitada.

Columna 6-F y 7-F

Area de influencia = 6.15 m x 5 m

Azotea:

$$\begin{array}{rcl} \text{Carga muerta (por viga p.) } & 2.486 \times 6.15 & = 15.29 \text{ Tn} \\ \text{Viga de arriostre (0.30x0.40x5.00)} & 2.4 & = 1.44 \text{ "} \\ & & \hline & & 16.73 \end{array}$$

$$\text{Carga viva } 0.750 \times 6.15 = 4.62 \text{ Tn}$$

2do. Nivel:

$$\begin{array}{rcl} \text{Carga muerta...} & 3.617 \times 6.15 & = 22.24 \text{ Tn} \\ \text{Viga de arriostre..} & (0.30 \times 0.40 \times 5.00) 2.4 & = 1.44 \text{ "} \\ \text{Peso columna azotea.} & (0.30 \times 0.45 \times 2.40) 2.40 & = 0.78 \text{ "} \\ & & \hline & & 24.46 \text{ Tn} \end{array}$$

$$\text{Carga viva } 1.750 \times 6.15 = 10.76 \text{ Tn}$$

1er. Nivel:

$$\begin{array}{rcl} \text{Carga muerta} & 3.617 \times 6.15 & = 22.24 \text{ Tn} \\ \text{Viga de arriostre} & (0.30 \times 0.40 \times 5.00) 2.4 & = 1.44 \text{ "} \\ \text{Peso columna 2do nivel} & (0.40 \times 0.60 \times 2.4) 2.4 & = 1.38 \text{ "} \\ & & \hline & & 25.06 \text{ Tn} \end{array}$$

$$\text{Carga viva: } 1.750 \times 6.15 = 10.76 \text{ Tn}$$

Columna 6-K

Area de influencia = 4.75 m. x 5.15 m.

Azotea:

$$\text{Carga muerta (por viga p.)} = 2.474 \times 4.75 = 11.75 \text{ Tn}$$

$$\text{Viga de arriostre } (0.30 \times 0.40 \times 5.15) / 2.40 = \frac{1.48}{13.23} \text{ Tn}$$

$$\text{Carga viva: } 0.773 \times 4.75 = 3.67 \text{ Tn}$$

2do. Nivel:

$$\text{Carga muerta } 3.316 \times 4.75 = 15.75 \text{ Tn}$$

$$\text{Viga de arriostre } (0.30 \times 0.40 \times 5.15) / 2.40 = 1.48 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso columna azotea } (0.30 \times 0.45 \times 2.50) / 2.40 = \frac{0.81}{18.04} \text{ Tn}$$

$$\text{Carga viva: } 1.803 \times 4.75 = 8.56 \text{ Tn}$$

1er. Nivel:

$$\text{Carga muerta } 3.316 \times 4.75 = 15.75 \text{ Tn}$$

$$\text{Viga de arriostre } (0.30 \times 0.40 \times 5.15) / 2.4 = 1.48 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso columna 2do. nivel} = (0.35 \times 0.60 \times 2.50) / 2.4 = \frac{1.26}{18.49} \text{ Tn}$$

$$\text{Carga viva: } 1.803 \times 4.75 = 8.56 \text{ Tn}$$

Columna 7-K

Azotea:

$$\text{Carga muerta } (1.802 \times 4.75) = 8.56 \text{ Tn}$$

$$\text{Viga de arriostre } (0.30 \times 0.40 \times 5.15) / 2.4 = \frac{1.48}{10.04} \text{ Tn}$$

$$\text{Carga viva: } 0.548 \times 4.75 = 2.60 \text{ Tn}$$

2do. Nivel:

Carga muerta	(2.386x4.75)	=	11.33 Tn
Viga de arriostre	(0.30x0.40x5.15)	=	1.48 "
Peso columna azotea	(0.30x0.45x2.60)2.40	=	0.84 "
			<hr/>
			13.65 Tn

$$\text{Carga viva: } 1.278 \times 4.75 = 6.07 \text{ Tn}$$

1er. Nivel:

Carga muerta	(2.386x4.75)	=	11.33 Tn
Viga de arriostre	(0.30x0.40x5.15)2.40	=	1.48 "
Peso columna 2do nivel:	(0.35x0.60x2.55)2.40	=	1.29 "
			<hr/>
			14.10 Tn

$$\text{Carga viva: } 1.278 \times 4.75 = 6.07 \text{ Tn}$$

Columna 4 B

Azotea:

Carga muerta	(2.15x4.30)	=	9.25 Tn
Viga de arriostre:	(0.30x0.40x4.70)2.40	=	1.35 "
			<hr/>
			10.60 Tn

$$\text{Carga viva: } 0.705 \times 4.30 = 3.03 \text{ Tn}$$

2do y 1er Nivel:

Carga muerta	(2.855x4.30)	= 12.28 Tn
Viga de arriostre	(0.30x0.40x4.70)2.40	= 1.35 "
Peso columna azotea	(0.40x0.40x2.70)2.40	= 1.04 "
		<hr/>
		14.67 Tn

$$\text{Carga viva: } 1.645 \times 4.30 = 7.07 \text{ Tn}$$

Columna 4-A, 4-C

Azotea:

Carga muerta	(2.15x2.15)	= 4.62 Tn
Viga de arriostre	(0.40x0.20x4.70)2.40	= 0.90 "
		<hr/>
		5.52 Tn

$$\text{Carga viva: } 0.705 \times 2.15 = 1.52 \text{ Tn}$$

2do y 1er Nivel:

Carga muerta	(2.855x2.15)	= 6.14 Tn
Viga de arriostre	(0.40x0.20x4.70)2.40	= 0.90 "
Peso columna azotea	(0.35x0.35x2.70)2.40	= 0.79 "
		<hr/>
		7.83 Tn

$$\text{Carga viva: } 1.645 \times 2.15 = 3.54 \text{ Tn}$$

NOTA.

En el metrado de cargas realizado, la carga muerta lo constituye la carga que le transmite la viga principal según su área de influencia ya hallado anteriormente por cada metro lineal, mas el peso de la viga secundaria.

Para hallar los momentos máximos en las columnas lo haremos con los mismos principios que para las vigas, efectuando la comparación para cada eje.

Estos valores de los momentos últimos y las cargas axiales últimas, tanto parciales como acumuladas se hallan debidamente tabuladas en los cuadros que siguen.

Cuadro resumen de carga axial para columnas.

Columna	Nivel	C.M. (Tn)	C.V. (Tn)	Pserv (Σ) (Tn)	Pu (Tn)	Pu(acum.) (Tn)
BLOCK IZQUIERDO						
6 - F	3	16.73	4.62	21.35	33.41	33.41
y	2	24.46	10.76	56.57	56.06	89.47
7 - F	1	25.06	10.76	92.39	56.96	146.43
Llega a zapata				93.83		148.59
BLOCK DERECHO						
	3	13.23	3.67	16.90	26.45	26.45
6 - K	2	18.04	8.56	43.50	42.47	68.92
	1	18.49	8.56	70.55	43.14	112.06
Llega a zapata				71.86		114.03
	3	10.04	2.60	12.64	19.74	19.74
7 - K	2	13.65	6.07	32.36	31.40	51.14
	1	14.10	6.07	52.53	32.08	83.22
Llega a zapata				53.84		85.19
BLOCK CENTRAL						
	3	10.60	3.03	13.63	21.35	21.35
4 - 8	2	14.67	7.07	35.37	34.73	56.08
	1	14.67	7.07	57.11	34.73	90.81
Llega a zapata				58.19		92.43
4 - A	3	5.52	1.52	7.04	11.02	11.02
y	2	7.83	3.54	18.41	18.12	29.14
4 - C	1	7.83	3.54	29.78	18.12	47.26
Llega a zapata				30.60		48.48

MOMENTOS ULTIMOS EN COLUMNAS

Pórtico	Nivel	Extremo	M_D (T-m)	M_L (T-m)	M_S (T-m)	S-I (T-m)	S-II (T-m)
BLOCK IZQUIERDO (Eje Y)							
6	3	1-3	4.31	1.59	3.22	9.33	12.13
		3-1	3.31	1.38	2.64	7.45	9.75
	2	3-5	6.76	3.41	6.65	16.28	22.37
		5-3	6.26	3.07	5.44	14.92	19.64
	1	5-7	4.22	2.00	4.34	9.93	14.04
		7-5	2.11	1.00	8.80	4.97	15.84
7	3	1-3	4.31	1.59	3.22	9.33	12.13
		3-1	3.31	1.38	2.64	7.45	9.75
	2	3-5	6.76	3.41	7.29	16.28	23.22
		5-3	6.26	3.07	5.96	14.92	20.34
	1	5-7	4.22	2.00	4.74	9.93	14.58
		7-5	2.11	1.00	9.62	4.97	16.93
BLOCK DERECHO (Eje Y)							
6	3	1-3	2.85	0.95	2.64	5.98	8.56
		3-1	2.13	0.91	2.16	4.83	6.92
	2	3-5	3.70	2.19	5.76	9.49	15.49
		5-3	3.53	1.98	4.71	8.86	13.59
	1	5-7	2.44	1.28	3.73	5.96	9.91
		7-5	1.22	0.64	7.57	2.98	12.54
7	3	1-3	2.45	0.79	2.24	5.10	7.29
		3-1	1.72	0.71	1.63	3.86	5.40
	2	3-5	2.72	1.62	4.61	6.70	11.90
		5-3	2.65	1.47	4.09	6.62	10.92
	1	5-7	1.84	0.94	3.09	4.45	7.81
		7-5	0.92	0.47	7.95	2.23	12.42

MOMENTOS ULTIMOS EN COLUMNAS

Pórtico	Nivel	Extremo	M _D [T-m]	M _L [T-m]	M _S [T-m]	S-I [T-m]	S-II [T-m]
BLOCK IZQUIERDO (Eje X)							
6	3	2-9	0.16	0.03	4.00	0.29	5.57
		9-2	0.08	0.02	3.27	0.17	4.48
	2	9-16	0.02	0.03	7.25	0.08	9.71
		16-9	0.04	0.03	5.93	0.11	7.98
	1	16-23	0.04	0.01	4.30	0.08	5.78
		23-16	0.02	0.01	10.03	0.05	13.38
7	3	1-8	1.04	0.24	2.92	1.99	5.59
		8-1	0.68	0.22	1.94	1.42	3.78
	2	8-15	1.01	0.59	3.68	2.58	7.02
		15-8	1.01	0.53	3.84	2.47	7.16
	1	15-22	0.69	0.32	2.36	1.61	4.48
		22-15	0.34	0.16	9.42	0.80	13.19
BLOCK DERECHO (Eje X)							
6	3	6-13	1.79	0.55	2.94	3.68	7.02
		13-6	1.24	0.41	2.40	2.60	5.39
	2	13-20	1.08	0.80	5.42	3.06	9.71
		20-13	1.30	0.81	4.44	3.41	8.71
	1	20-27	0.54	0.27	3.83	1.30	6.17
		27-20	0.85	0.47	7.11	2.12	11.21
7	3	7-14	5.28	1.46	2.13	10.55	11.80
		14-7	3.58	1.57	1.42	8.20	8.74
	2	14-21	4.55	3.10	2.93	12.40	14.07
		21-14	4.54	2.83	2.93	11.90	13.70
	1	21-28	3.65	2.10	2.19	9.26	10.56
		28-21	1.25	0.70	6.58	3.14	11.34

MOMENTOS ULTIMOS EN COLUMNAS

Pórtico (columna)	Nivel	Extremo	M_D (T-m)	M_L (T-m)	M_S (T-m)	S-I (T-m)	S-II (T-m)
BLOCK CENTRAL (Eje y)							
4 (4-C)	3	1-4	1.44	0.55	0.93	3.15	3.88
		4-1	1.38	0.68	0.73	3.29	3.71
	2	4-7	1.39	0.83	2.19	3.58	5.87
		7-4	1.46	0.85	2.10	3.72	5.87
	1	7-10	1.06	0.60	2.02	2.67	4.89
		10-7	0.53	0.30	3.16	1.34	5.31
4 (4-B)	3	2-5	0.00	0.00	1.69	0.00	2.25
		5-2	0.00	0.00	1.38	0.00	1.84
	2	5-8	0.00	0.00	3.95	0.00	5.25
		8-5	0.00	0.00	3.95	0.00	5.25
	1	8-11	0.00	0.00	3.73	0.00	4.96
		11-8	0.00	0.00	5.60	0.00	7.45
BLOCK CENTRAL (Eje x)							
4 (C-4)	3	4-9	0.71	0.19	1.34	1.41	2.98
		9-4	0.50	0.21	0.58	1.13	1.72
	2	9-14	0.39	0.26	1.78	1.05	3.23
		14-9	0.47	0.27	1.78	1.19	3.55
	1	14-19	0.36	0.19	1.09	0.88	2.18
		19-14	0.19	0.10	3.26	0.46	4.72
4 (B-4)	3	4-8	0.82	0.21	2.44	1.61	4.62
		8-4	0.60	0.22	1.05	1.30	2.49
	2	8-12	0.44	0.27	3.20	1.15	5.20
		12-8	0.55	0.28	3.20	1.33	5.36
	1	12-16	0.40	0.19	1.84	0.94	3.23
		16-12	0.27	0.13	5.51	0.64	7.86

DISEÑO DE ELEMENTOS PARA LA VERIFICACION DE ARMADURA

El diseño se hará por el método a la rotura.

DISEÑO DE VIGAS

Diseño por flexión :

El momento resistente a la rotura, de diseño en vigas rectangulares con refuerzo de tracción únicamente será calculado según :

$$M_u = \phi \left[b d^2 \delta'_c q (1 - 0.59 q) \right]$$

donde

$$q = p \delta_y / \delta'_c$$

$$p = 0.5 p_b \quad (\text{por sismo})$$

$$p_b = 0.85 K_1 \frac{\delta_c}{\delta_y} \frac{6,300}{6,300 + \delta_y}$$

Si el M_u máx para la cuantía máxima fuera menor que el momento a_c para el momento remanente se hará el cálculo de la armadura en compresión (A'_s) para el momento remanente.

Se debe verificar que :

$$\bar{p} - p' \geq 0.85 K_1 \frac{\delta'_c}{\delta_y} \frac{6300}{6300 - \delta_y} \frac{d'}{d}$$

para comprobar que la armadura está en fluencia.

Si el acero en compresión no fluye, se deberá seguir los siguientes pasos para el cálculo de A'_s :

1º) Calcular :
$$a = \frac{(p-p') d \delta_y}{0.85 \delta'_c}$$

2º)
$$K_{ud} = \frac{a}{K_1}$$

$$3^{\circ}) \quad \epsilon'_s = \epsilon_u \frac{Kud - d'}{kud}$$

$$4^{\circ}) \quad \delta'_s = \epsilon'_s E_s$$

$$5^{\circ}) \quad A'_s = \frac{M'}{\phi \delta'_s (d-d')}$$

El cálculo de la armadura con refuerzo en tracción únicamente se hace con las siguientes fórmulas, mediante un proceso de tanteos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \delta_y (d-a/2)} \quad \text{comprobación: } a = \frac{A_s \delta_y}{\phi \delta'_c b}$$

Diseño por corte:

El mayor cortante se presenta en los apoyos extremos a la distancia "d" de la cara interna del apoyo

$$V_{ud} = V_{eje} - w (1/2 \text{ espesor apoyo} + d)$$

El esfuerzo cortante nominal en la rotura, como medida de tracción diagonal se calcula en miembros de concreto armado según:

$$V_u = \frac{V_{ud}}{bd}$$

El esfuerzo cortante que toma un alma sin reforzar no debe exceder a $0.5 \phi \sqrt{f'_c}$ es decir:

$$v_u < 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = \bar{v}_u$$

Para secciones con refuerzo en el alma se debe cumplir

$$v_u < 2.6 \phi \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Si $v_u > \bar{v}_u$ se colocará refuerzo en el alma para tomar el exceso de corte.

Proceso de cálculo:

1° Calcular la longitud de estribado

$$x = \frac{Vd - \bar{V}_{uc}}{w} + d$$

2° Separación de estribo

- Por grietas:

$$\text{si } v_u < 1.6 \phi \sqrt{f'_c}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

- Por cuantía mínima (Rgto. ACI-71)

$$s = \frac{A_v \delta_y}{3.52 b} \quad A_v = \text{área del estribo}$$

- Por requisitos estructurales.

$$j = \frac{\phi A_v \delta_y d}{Vd - \bar{V}_c}$$

Especificaciones para todos los cálculos

$$\delta'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$$

La nomenclatura es similar a la empleada en el R.N.C.

VERIFICACION DE ARMADURA POR FLEXION : VIGAS

B.I	Viga	Sección	M_u (t-m)	A_s (existente) cm^2		A_s (cálculo) cm^2	
				Tracc.	Compr.	Tracc.	Comp.
P O R T I C O 6	3 V 2 (30x80)	Apoyo (A)	16.73	17.29		9.44	6.66
		Tramo (T)	21.15	23.22	5.68	12.12	
		Volado (V)	10.16	17.29	11.61	6.66	
	2 V 2 (35x80)	(A)	37.21	23.82		22.19	7.77
		(T)	27.75	30.60	8.52	16.05	
		(V)	17.15	23.82	15.30	9.62	
	1 V 2 (35x80)	(A)	38.75	23.82		23.23	7.77
		(T)	26.60	30.60	8.52	15.33	
		(V)	17.15	23.82	15.30	9.62	
P O R T I C O 7	3 V 1 (30x70)	(A)	16.73	12.52		9.44	5.76
		(T)	21.15	17.04	4.00	12.12	
		(V)	10.16	12.52	8.52	6.66	
	2 V 1 (35x80)	(A)	37.99	26.91		22.71	7.77
		(T)	27.75	35.70	11.61	16.05	
		(V)	17.15	26.91	20.40	9.62	
	1 V 1 (35x80)	(A)	39.88	26.91		24.00	7.77
		(T)	26.60	35.70	11.61	15.33	
		(V)	17.15	26.91	20.40	9.62	
P O R T I C O F	3 V 3 (30x40)	(A) IZQ.	5.59	4.00		6.85	3.15
		(A) DER.	6.48	6.00		8.06	
		(T)	2.21	6.00	4.00	3.15	
	2 V 3 (30x40)	(A) IZQ.	10.80	4.00		14.60	3.73
		(A) DER.	10.95	6.00		14.92	
		(T)	2.44	6.00	4.00	3.15	
	1 V 3 (30x40)	(A) IZQ.	11.62	4.00		16.02	4.00
		(A) DER.	10.77	6.00		14.60	
		(T)	2.44	6.00	4.00	3.15	

VERIFICACION DE ARMADURA POR FLEXION : VIGAS

B.D.	Viga	Sección	M_u (T-m)	A_s (existente) cm^2		A_s (cálculo) cm^2	
				Tracc.	Comp.	Tracc.	Comp.
P O R T I C O 6	3 V 10 (30x70)	Apoyo	10.26	11.68		6.63	
		Tramo (T)	12.77	16.20	4.00	8.34	5.76
		Volado (V)	5.88	11.68	8.52	5.76	
	2 V 10 (35x70)	(A)	23.02	15.48		15.54	
		(T)	15.93	19.35	7.74	10.45	6.72
		(V)	9.25	15.48	11.61	6.72	
	1 V 10 (35x70)	(A)	24.07	15.48		16.33	
		(T)	15.39	19.35	7.74	10.08	6.72
		(V)	9.25	15.48	11.61	6.72	
P O R T I C O 7	3 V 9 (30x60)	(A)	8.73	10.00		6.75	
		(T)	8.48	12.00	4.00	6.54	4.86
		(V)	4.16	10.00	6.00	4.86	
	2 V 9 (30x65)	(A)	17.65	13.42		12.99	
		(T)	10.81	16.26	5.68	7.66	5.31
		(V)	6.61	13.42	8.52	5.31	
	1 V 9 (30x65)	(A)	18.96	13.42		14.06	
		(T)	10.57	16.26	5.68	7.48	5.31
		(V)	6.61	13.42	8.52	5.31	
P O R T I C O K	3 V 12 (30x40)	(A) IZQ.	3.59	4.00		4.28	
		(A) DER.	6.62	6.00		8.25	
		(T)	2.98	6.00	4.00	3.51	3.15
	2 V 12 (30x40)	(A) IZQ.	7.34	4.00		9.29	
		(A) DER.	11.23	6.00		15.41	
		(T)	2.96	6.00	4.00	3.49	3.85
	1 V 12 (30x40)	(A) IZQ.	8.78	4.00		11.41	
		(A) DER.	11.16	6.00		15.27	
		(T)	2.85	6.00	4.00	3.36	3.82

VERIFICACION DE ARMADURA POR FLEXION : VIGAS

	Viga	Sección	M_u [T-m]	A_s [existente] cm^2		A_s (cálculo) cm^2	
				Tracc.	Comp.	Tracc.	Comp.
TRAMO EXTREMO (Volado)							
P O R T I C O	3 V 12 (30x50)	(A) IZQ.	4.71	12.52		5.70	
		(A) DER.	14.67	12.52		21.97	
		(T)	1.25	6.00		3.15	
		(V)	24.39	12.52	8.00	24.90	8.02
	2 V 12	(A) IZQ.	10.63	12.52		14.36	
		(A) DER.	15.67	12.52		24.39	
K 1 V 12	(T)	2.85	6.00		3.36		
	(V)	31.82	12.52	8.00	26.54	5.91	
P O R T I C O	3 V 5 (30x50)	(A) IZQ.	3.99	13.42		4.05	
		(A) DER.	9.40	21.16		8.99	
		(T)	4.90	13.42	5.68	4.50	4.05
	2 V 5 (30x55)	(A) IZQ.	9.23	13.42		7.81	
		(A) DER.	15.47	21.16		13.75	
	(T)	7.50	13.42	5.68	6.26	4.50	
3	1 V 5 (30x55)	(A) IZQ.	10.20	13.42		8.68	
		(A) DER.	17.16	21.16		15.50	
		(T)	7.68	13.42	5.68	6.42	4.50
F O R T I C O	3 V 4 (30x50)	(A) IZQ.	3.90	11.36		4.05	
		(A) DER.	8.81	17.04		8.38	
		(T)	4.57	11.68	5.68	4.18	4.05
	2 V 4 (30x50)	(A) IZQ.	9.59	11.36		9.17	
		(A) DER.	14.51	17.04		14.60	
	(T)	6.82	11.68	5.68	6.36	4.05	
4	1 V A (30x50)	(A) IZQ.	10.76	11.36		10.42	
		(A) DER.	16.29	17.04		16.79	
(T)	6.98	11.68	5.68	6.52	4.20		

VERIFICACION DE ARMADURA POR FLEXION : VIGAS

Pór.	Viga	Sección	M_u (T-m)	A_s (existente) cm^2		A_s (cálculo) cm^2	
				Tracc.	Comp.	Tracc.	Comp.
Viga Típica (para tres niveles)							
A	IV 6 (40x20)	(A) IZQ.	3.02	6.00		8.96	
		(A) DER.	3.73	8.00		11.40	
		(T)	1.55	10.00	6.00	4.16	2.85
B	IV 7 (30x40)	(A) IZQ.	9.24	6.00		12.12	
		(A) DER.	10.35	6.00		13.90	
		(T)	2.53	6.00	4.00	2.97	3.48
C	IV 8 (40x20)	(A) IZQ.	3.71	8.00		11.72	
		(A) DER.	3.75	8.00		11.90	
		(T)	1.55	10.00	6.00	4.16	2.98
	IV 8 Tramo corto	(A) IZQ.	3.15	6.00		9.46	
		(A) DER.	5.04	8.00		18.80	
(T)	3.82	10.00	6.00	12.20	4.70		

VERIFICACION DE ARMADURA POR CORTE

Se han calculado los estribos con los cortes remanentes llevando éstas hasta una distancia igual a la longitud de estribado, luego se han confinado los nudos a partir de la cara de cada apoyo en una longitud mayor o igual a cuatro veces el peralte útil de la viga.

El cuadro resumen se muestran en las páginas siguientes

VERIFICACION DE ARMADURA POR CORTE BLOCK IZQ.

NIVEL	VIGA	SECCION	$V_{ud}-V_{uc}$ (Tn)	ESTRIBADO EXISTENTE	ESTRIBADO DE CALCULO
3	3V2	Tramo (T) Volado (V)	4.24 0.00	$\emptyset 3/8$ 1C.10, 4C.20, 2C.25, 2C.30, RC.35 $\emptyset 3/8$ 1C.10 RC.20	$\emptyset 3/8$ 1C.05, 4C.20, 8C.25, RC.35 $\emptyset 3/8$.30
2	2V2	(T) (V)	12.36 0.00	$\emptyset 3/8$ 1C.10, 8C.20, 4C.25, RC.30 $\emptyset 3/8$ C.20	$\emptyset 3/8$ 1C.05, 8C.20, 5C.25, RC.30 $\emptyset 3/8$ C.30
1	1V2	(T) (V)	12.36 0.00	$\emptyset 3/8$ 1C.10, 8C.20, 4C.25, RC.30 $\emptyset 3/8$ C.20	$\emptyset 3/8$ 1C.05, 8C.20, 5C.25, RC.30 $\emptyset 3/8$ C.30
3	3V1	(T) (V)	4.24 0.00	$\emptyset 1/4$ 1C.10, 4C.20, 2C.25, RC.30 $\emptyset 1/4$ 1C.10, RC.20	$\emptyset 1/4$ 1C.05, 4C.15, 8C.20, RC.25 $\emptyset 1/4$ C.25
2	2V1	(T) (V)	12.36 0.00	$\emptyset 3/8$ 1C.075, 8C.15, 4C.20, 2C.25, RC.30 $\emptyset 3/8$ C.20	$\emptyset 3/8$ 1C.05, 8C.20, 5C.25, RC.30 $\emptyset 3/8$ C.30
1	1V1	(T) (V)	12.36 0.00	$\emptyset 3/8$ 1C.075, 8C.15, 4C.20, 2C.25, RC.30 $\emptyset 3/8$ C.20	$\emptyset 3/8$ 1C.05, 8C.20, 5C.25, RC.30 $\emptyset 3/8$ C.30
TIPICO	1V3	(T)	0.00	$\emptyset 1/4$ C.25	$\emptyset 1/4$ C.20

VERIFICACION DE ARMADURA POR CORTE BLOCK DER.

NIVEL	VIGA	SECCION	$V_{ud} - \bar{V}_{uc}$ (Tn)	ESTRIBADO EXISTENTE	ESTRIBADO DE CALCULO
3	3V10	Tramo (T)	1.76	Ø3/8 1C.10, 2C.20, 2C.25, 2C.30, RC.35	Ø3/8 1C.05, 6C.15, 8C.20, RC.30
		Volado (V)	0.00	Ø3/8 1C.10, RC.20	Ø3/8 C.30
2	2V10	(T)	6.48	Ø3/8 1C.075, 6C.15, 4C.20, 2C.25, RC.30	Ø3/8 1C.05, 6C.15, 8C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø3/8 1C.10, RC.30	Ø 3/8 C.30
1	1V10	(T)	6.48	Ø3/8 1C.075, 6C.15, 4C.20, 2C.25, RC.30	Ø3/8 1C.05, 6C.15, 8C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø3/8 1C.10, RC.30	Ø3/8 C.30
3	3V9	(T)	0.48	Ø1/4 1C.10, 4C.20, 2C.25, RC.30	Ø1/4 1C.05, 8C.15, 4C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø1/4 1C.10, RC.20	Ø1/4 C.30
2	2V9	(T)	4.10	Ø3/8 1C.10, 2C.20, 2C.25, 2C.30, RC.35	Ø3/8 1C.05, 4C.15, 8C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø3/8 C.20	Ø3/8 C.30
1	1V9	(T)	4.10	Ø3/8 1C.10, 2C.20, 2C.25, 2C.30, RC.35	Ø3/8 1C.05, 4C.15, 8C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø3/8 C.20	Ø3/8 C.30
3	3V12	(T)		Ø1/4 C.25	Ø1/4 C.20
		(V)		Ø1/4 C.20	Ø1/4 C.20

VERIFICACION DE ARMADURA POR CORTE BLOCK DER.

NIVEL	VIGA	SECCION	$V_{ud}-\bar{V}_{uc}$ (Tn)	ESTRIBADO EXISTENTE	ESTRIBADO DE CALCULO
3	3V10	Tramo (T)	1.76	Ø3/8 1C.10, 2C.20, 2C.25, 2C.30, RC.35	Ø3/8 1C.05, 6C.15, 8C.20, RC.30
		Volado (V)	0.00	Ø3/8 1C.10, RC.20	Ø3/8 C.30
2	2V10	(T)	6.48	Ø3/8 1C.075, 6C.15, 4C.20, 2C.25, RC.30	Ø3/8 1C.05, 6C.15, 8C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø3/8 1C.10, RC.30	Ø 3/8 C.30
1	1V10	(T)	6.48	Ø3/8 1C.075, 6C.15, 4C.20, 2C.25, RC.30	Ø3/8 1C.05, 6C.15, 8C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø3/8 1C.10, RC.30	Ø3/8 C.30
3	3V9	(T)	0.48	Ø1/4 1C.10, 4C.20, 2C.25, RC.30	Ø1/4 1C.05, 8C.15, 4C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø1/4 1C.10, RC.20	Ø1/4 C.30
2	2V9	(T)	4.10	Ø3/8 1C.10, 2C.20, 2C.25, 2C.30, RC.35	Ø3/8 1C.05, 4C.15, 8C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø3/8 C.20	Ø3/8 C.30
1	1V9	(T)	4.10	Ø3/8 1C.10, 2C.20, 2C.25, 2C.30, RC.35	Ø3/8 1C.05, 4C.15, 8C.20, RC.30
		(V)	0.00	Ø3/8 C.20	Ø3/8 C.30
3	3V12	(T)		Ø1/4 C.25	Ø1/4 C.20
		(V)	0.00	Ø1/4 C.20	Ø1/4 C.20

VERIFICACION DE ARMADURA POR CORTE BLOCK CENT.

NIVEL	VIGA	SECCION	$V_{ud}-V_{uc}$ (Tn)	ESTRIBADO EXISTENTE	ESTRIBADO DE CALCULO
3	3V5	Tramo	1.77	Ø3/8 1C.05, 6C.10, 4C.15, 2C.20, RC.25	Ø3/8 1C.05, 4C.15, 6C.20, RC.25
2	2V5	"	5.53	Ø3/8 1C.05, 6C.10, 4C.15, 2C.20, RC.25	Ø3/8 1C.05, 6C.10, 4C.15, 3C.20, RC.25
1	1V5	"	5.75	Ø3/8 1C.05, 6C.10, 4C.15, 2C.20, RC.25	Ø3/8 1C.05, 6C.10, 4C.15, 3C.20, RC.25
3	3V4	"	1.27	Ø3/8 1C.075, 6C.15, 4C.20, RC.25	Ø3/8 1C.05, 6C.10, 8C.15, RC.25
2	2V4	"	5.57	Ø3/8 1C.075, 6C.15, 4C.20, RC.25	Ø3/8 1C.05, 6C.10, 8C.15, RC.20
1	1V4	"	5.76	Ø3/8 1C.075, 6C.15, 4C.20, RC.25	Ø3/8 1C.05, 6C.10, 8C.15, RC.20
TIPICO	1V6	"	0.04	Ø1/4 C.20	Ø1/4 C.15
TIPICO	1V7	"	1.67	Ø1/4 C.25	Ø1/4 C.20
TIPICO	1V8	"	0.02	Ø1/4 C.25	Ø1/4 C.20
		(T) (Corte)	0.47	Ø1/4 C.25	Ø1/4 C.15

DISEÑO DE ALIGERADOS

Los aligerados para cada uno de los blocks presentan tramos adyacentes iguales y además se cumplen otros requisitos del Artículo 904 del Reglamento de Concreto Ciclópeo y Armado del Perú, por consiguiente emplearemos para el diseño los coeficientes del ACI. Para el caso de los tramos extremos que tienen un pequeño volado se hará una distribución de los momentos producidos por esta carga sobre los volados, la que emplearemos para hacer la corrección de los momentos y cortantes obtenidos con los coeficientes.

Verificaciones en el diseño de aligerados :

- Cuan^tla máxⁱma que garantice la falla dúctil por fluencia del acero.

$$P_{m\acute{a}x} = 0.75 p_b$$

- Cuan^tla máxⁱma para no comprobar deflexiones :

$$P_{m\acute{a}x} = 0.18 \frac{\delta'_c}{\delta_y}$$

- Ensanche por flexión :

$$\text{Si el } M_{u_{m\acute{a}x}} = \phi \left[b d^2 \delta'_c q (1 - 0.59 q) \right]$$

donde :

$$q = p \frac{\delta_y}{\delta'_c}$$

es menor que el momento actuante, ensanchar viguetas :

$$b_{nec} = \frac{M_{uc}}{\phi p_{m\acute{a}x} d \delta_y (d - a/2)}$$

$$x = \frac{L}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{uc} - M_u}{M'}} \right) \quad (\text{Long. de ensanche})$$

donde:

$$M' = \frac{w \ell^2}{8}$$

- Ensanche por corte:

$$\text{Si } V_{uc} = \bar{v}_{uc} b' d < V_d$$

será necesario ensanche de Vigüeta.

En la expresión anterior.

$$\bar{v}_{uc} = 1.1 \times 0.5 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

$$V_d = V_{\text{cara}} + w_{ud}$$

$$b_{\text{nec}} = \frac{V_d}{\bar{v}_{uc} d}$$

$$x = \frac{V_d - V_{uc}}{w} + d$$

- Acero de temperatura:

$$\text{Para barras lisas } A_{\text{min}} = 0.0025 b t \quad (\text{cm}^2)$$

$$\text{Separación } S = \frac{a_s}{A_s} \times 100 \quad (\text{cm})$$

Datos para los cálculos

De acuerdo a las características del edificio se emplearán los siguientes datos:

Peso propio del aligerado	=	300 Kg/m ²	(h = 0.20 m)
Peso de tabiques	=	150 "	
Peso de acabado	=	100 "	
Carga viva: (Piso Típico)	=	350 Kg/m ²	
Carga viva: (azotea)	=	150 "	

Realizando los metrados respectivos se tienen las siguientes cargas de rotura por metro:

$$w'_u = 1.455 \quad \text{T/m.l.} \quad (\text{Típico})$$
$$w'_u = 0.870 \quad \text{"} \quad (\text{azotea})$$

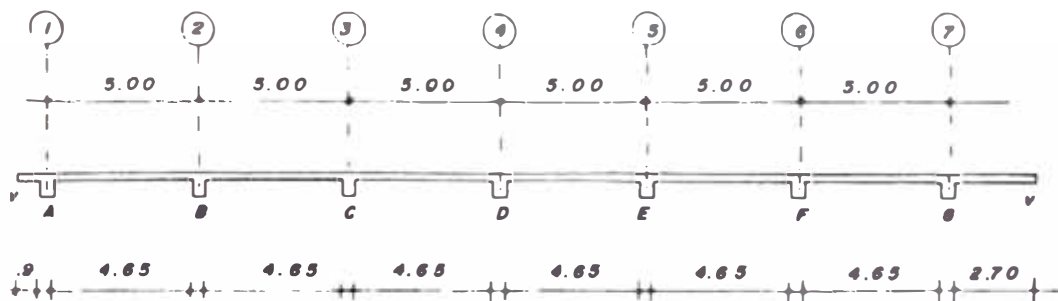
Cargas últimas de rotura por viga

$$w_u = 0.582 \quad \text{T/m} \quad (\text{Típico})$$
$$w_u = 0.348 \quad \text{T/m} \quad (\text{Azotea})$$

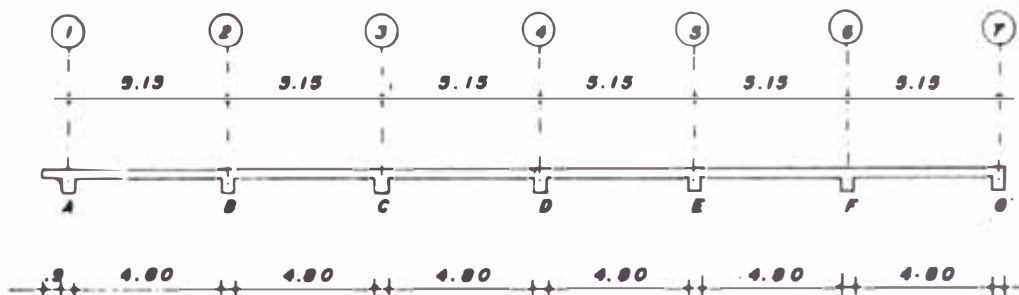
Aplicando los coeficientes y realizando las correspondientes correcciones por volado se obtuvieron los momentos y cortantes últimas en las caras de los apoyos, los que se encuentran tabulados en los cuadros siguientes.

ESQUEMA DE ALIGERADOS

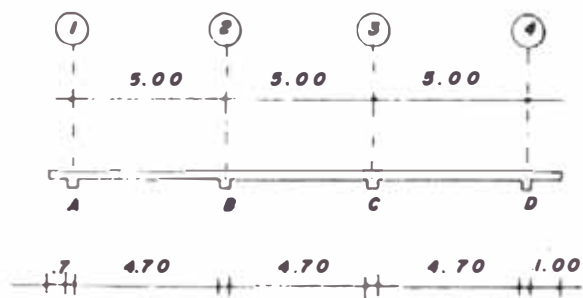
BLOCK IZQUIERDO



BLOCK DERECHO



BLOCK CENTRAL



MOMENTOS DE DISEÑO EN VIGUETAS DE ALIGERADO

BLOCK	Nivel	Secc.	Coeñ.	M [coef.] (T-m)	M [correc] (T-m)	M _{final} (T-m)
IZQ.	1	A	1/2	-0.300	0.00	0.300
		A B	1/4	+0.399	-0.120	0.779
		B	1/10	-1.258	+0.089	1.169
		BC	1/16	+0.786	0.00	0.786
		C	1/11	-1.144	-0.036	1.180
		CD	1/16	+0.786	0.00	0.786
		D	1/11	-1.144	+0.052	1.092
		DE	1/16	+0.786	-0.04	0.746
		E	1/11	-1.144	-0.150	1.294
		2	EF	1/16	+0.786	+0.200
	F	1/10	-1.258	+0.600	0.658	
	FG	1/14	+0.899	-0.89	0.00	
	G	1/2	-2.121	0.00	2.121	
	3	A	1/2	-0.141	0.00	0.141
		AB	1/14	+0.549	-0.070	0.479
		B	1/10	-0.769	+0.050	0.719
		BC	1/16	+0.480	+0.02	0.500
		C	1/11	-0.700	-0.019	0.719
		CD	1/16	+0.480	0.00	0.480
		D	1/11	-0.700	+0.031	0.669
DE		1/16	+0.480	-0.03	0.450	
E		1/11	-0.700	-0.103	0.803	
EF		1/16	+0.480	+0.14	0.620	
F	1/10	-0.769	+0.380	0.389		
FG	1/14	+0.549	-0.480	0.080		
G	1/2	-1.268	0.00	1.268		

MOMENTOS DE DISEÑO EN VIGUETAS DE ALIGERADO

BLOCK	Nível	Secc.	Coef.	M (coef.) [T-m]	M (correc) [T-m]	M final [T-m]	
DER.	1	A	1/2	-0.300	0.00	0.300	
		AB	1/14	+0.958	-0.120	1.266	
		B	1/10	-1.341	+0.075	1.266	
		BC	1/16	+0.838	+0.03	0.868	
		C	1/11	-1.219	-0.02	1.239	
		CD	1/16	+0.838	0.00	0.838	
		2	D	1/11	-1.219	+0.005	1.214
		DE	1/16	+0.838	0.00	0.838	
		E	1/11	-1.219	0.00	1.219	
		EF	1/16	+0.838	0.00	0.838	
		F	1/10	-1.341	0.00	1.341	
		FG	1/14	+0.958	0.00	0.958	
		G	1/24	-0.559	0.00	0.559	
	3	A	1/2	-0.141	0.00	0.141	
		AB	1/14	+0.585	0.00	0.585	
		B	1/10	-0.819	0.00	0.819	
		BC	1/16	+0.512	0.00	0.512	
		C	1/11	-0.744	0.00	0.744	
		G	1/24	-0.341	0.00	0.341	
CENT.	T I P I C O	A	1/2	-0.142	0.00	0.142	
		AB	1/14	+0.918	-0.004	0.914	
		B	1/10	-1.285	+0.039	1.246	
		BC	1/16	+0.803	0.00	0.803	
		C	1/10	-1.285	+0.039	1.226	
		CD	1/14	+0.918	-0.004	0.914	
		D	1/2	-0.291	0.00	0.291	

CORTANTES ULTIMOS EN ALIGERADOS

BLOCK	Nivel	Secc.	V (coef. I (Tn.))	V (correc. (Tn.))	V final. (Tn.)
IZQ.	1 y 2	AB	1.344	+0.082	1.426
		BA	1.556	+0.082	1.474
		BC	1.344	-0.025	1.319
		CB	1.344	-0.025	1.369
		CD	1.344	+0.018	1.362
		DC	1.344	+0.018	1.326
		DE	1.344	-0.045	1.299
		ED	1.344	-0.045	1.389
		EF	1.344	+0.161	1.505
		FE	1.344	+0.161	1.183
	FG	1.556	-0.600	0.956	
	GF	1.344	-0.600	1.944	
	GV	1.571	0.00	1.571	
	3	AV	0.313	0.00	0.313
AB		0.820	0.00	0.820	
BA		0.940	0.00	0.940	
DER.	1,2	AV	0.524	0.00	0.524
		AB	1.397	0.00	1.397
		BA	1.606	0.00	1.606
	3	AV	0.313	0.00	0.313
		AB	0.844	0.00	0.844
		BA	0.970	0.00	0.970
CENT.	T I P I C O	AV	0.407	0.00	0.407
		AB	1.368	0.00	1.368
		BA	1.573	0.00	1.573
		DV	0.582	0.00	0.582

VERIFICACION DE ARMADURA POR FLEXION ALTERNADA

NIVEL	SECCION	M_u (T-m)	A_s (exigido) (cm ²)	A_s (disponible) (cm ²)	
BLOCK IZQ.	APOYO A	0.300	3.27	0.74	
	" B	1.169	3.27	3.62	
	" C	1.180	3.27	3.63	
	" D	1.092	3.27	3.26	
	" E	1.294	3.27	4.15	
	" F	0.658	3.27	1.74	
	2	" G	2.121	4.84	6.20
	4	TRAMO AB	0.779	1.98	1.88
	1	" BC	0.786	1.98	1.90
		" CD	0.786	1.98	1.90
		" DE	0.746	1.98	1.80
		" EF	0.986	1.98	2.40
		" FG	0.216	2.54	0.51
		VOLADO	2.121	4.84	6.20
3	APOYO A	0.141	1.27	0.51	
	" B	0.719	2.54	1.93	
	" C	0.719	1.98	1.93	
	" D	0.669	1.98	1.78	
	" E	0.803	1.98	2.21	
	" F	0.389	1.98	0.97	
	" G	1.268	1.98	3.78	
	TRAMO AB	0.479	1.98	1.14	
	" BC	0.500	1.42	1.19	
	" CD	0.480	1.42	1.14	
	" DE	0.450	1.42	1.07	
	" EF	0.620	1.42	1.49	
	" FG	0.216	1.98	0.51	
	VOLADO	1.268	1.98	3.78	

VERIFICACION DE ARMADURA POR FLEXION - ACERO

Level	Section	M_u (T-m)	A_s (cast.) (cm^2)	A_s (req.) (cm^2)	
BLOCK DER.	APOYO A	0.300	1.27	0.74	
	" B	1.266	3.27	4.01	
	" C	1.239	3.27	3.96	
	" D	1.214	3.27	3.83	
	" E	1.219	3.27	3.86	
	" F	1.341	3.27	4.49	
	" G	0.559	1.27	1.45	
	2	TRAMO AB	0.838	2.54	2.03
	4	" BC	0.868	1.98	2.10
	1	" CD	0.838	1.98	2.03
		" DE	0.838	1.98	2.03
		" EF	0.838	1.98	2.03
		" FG	0.958	2.54	2.33
	3	APOYO A	0.141	1.27	0.51
" B		0.819	1.27	2.27	
" C		0.744	1.98	2.02	
" D		0.744	1.98	2.02	
" E		0.744	1.98	2.02	
" F		0.819	1.98	2.27	
" G		0.341	1.27	0.85	
		TRAMO AB	0.585	1.98	1.40
		" BC	0.512	1.42	1.22
		" CD	0.512	1.42	1.22
		" DE	0.512	1.42	1.22
		" EF	0.512	1.42	1.22
		" FG	0.585	1.98	1.40

VERIFICACION DE ARMADURA POR FLEXION : ALIGERADO

Nivel	Sección	M_u (T-m)	A_s (existente) (cm ²)	A_s (Cálculo) (cm ²)
BLOCK DERECHO (Paño sobre volado)				
T I P I C O	Volado	0.503	2.71 (Trac) 2.00 (Comp)	1.30 (T)
	Apoyo	0.503	2.71	1.30
	Tramo	1.898	4.00 (T) 2.00 (C)	4.82 (T)
BLOCK CENTRAL				
T I P I C O	Apoyo A	0.142	1.98	0.51
	" B	1.246	3.27	3.95
	" C	1.226	3.27	3.92
	" D	0.291	1.98	0.71,
	Tramo AB	0.914	2.54	2.21
	" BC	0.803	1.98	1.94
	" CD	0.914	2.54	2.21

VERIFICACION DE ALIGERADOS POR CORTE

En el caso de aligerados el corte remanente dado que no es práctico colocar estribos por ser las dimensiones de las viguetas pequeño, lo absorbemos mediante el ensanche de viguetas.

VERIFICACION DE ALIGERADOS POR CORTE

BLOCK	NIVEL	SECCION	$V_{ud}-\bar{V}_{uc}$ (KG)	ENSANCHE EXISTENTE		ENSANCHE DE CALCULO	
				b (m)	ℓ (m)	b (m)	ℓ (m)
IZQ.	2	GF	905	0.20	1.20	0.20	1.70
		G-V	531	0.20	1.60	0.16	1.10
	1	AB, BA, BC, CB	387	0.20	0.80	0.14	0.83
		CD, DC, DE, ED EF, FE, FG.					
DER.	3		0.00	-	-	-	
	1	AB, GF	358	0.20	0.60	0.14	0.78
		BA, FG	567	0.20	0.80	0.16	1.15
	2	BC, CB, CD, DC DE, ED, EF, FE	358	0.20	0.80	0.14	0.78
3		0.00	-	-	-		
CENT.	TIPI CO	AB	329	0.20	0.60	0.14	0.70
		B, C	534	0.20	0.80	0.16	1.00
		DC	329	0.20	0.60	0.14	0.70

DISEÑO DE COLUMNAS

El cálculo de columnas rectangulares con flexión biaxial se puede hacer aplicando los principios básicos, pero para fines de diseño resulta impráctico por lo tedioso. Un método aproximado desarrollado por Bresler da resultados muy cercanos a los del método exacto y es el que se empleará en el presente diseño.

Ecuación de Bresler:

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_o} \quad \text{para } P_u \geq 0.1 P_o$$

P_u = carga de rotura con excentricidades e_x y e_y

P_{ux} = " " " para $e_y = 0$

P_{uy} = " " " " $e_x = 0$

P_o = " " " " $e_x = e_y = 0$

Proceso de Cálculo:

Datos necesarios: b , I , b'_c , A_s .

cálculo de P_{ux} y P_{uy}

De las curvas de interacción:

con $\frac{e}{t}$ y $\frac{d}{t}$

$$K = \frac{P_{ux}}{\phi f'_c b t} , \text{ de donde :}$$

$$P_{ux} = \phi K f'_c b t \quad \text{para } e_y = 0$$

Del mismo modo :

$$P_{uy} = \phi K f'_c b t \quad \text{para } e_x = 0$$

$$P_o = 0.7 [\phi f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y] \quad \text{para } e_x = e_y = 0$$

Aplicando la fórmula de Bresler se halla finalmente P_u

La ecuación empírica de Bresler es válida siempre que $P_u \geq 0.1 P_o$. En caso contrario es satisfactorio ignorar la carga axial y hacer el cálculo para flexión biaxial solamente.

Para nuestro caso, en la verificación de columnas se hará en forma indirecta, es decir, comparando la capacidad de diseño con la carga que actúa en cada columna, la que fue hallada anteriormente luego del metrado de carga de acuerdo a su área de influencia.

Se ha elegido para la verificación aquella columna que esté más desfavorablemente solicitado, empleándose para tal los abacos SP-7 (para flexo-compresión uniaxial) de las publicaciones del A.C.I.

A continuación se da un cuadro resumen de cálculos y resultados.

VERIFICACION DEL DISEÑO DE COLUMNAS

BLOCK	Nivel	Columna	A_s (exist.) (cm^2)	$M_{u x}$ ($Tn-m$)	$M_{u y}$ ($Tn-m$)	P_{ux} (Tn)	P_{uy} (Tn)	P_0 (Tn)	$P_{u (admis.)}$ (Tn)	$P_{u (act.)}$ (Tn)
IZQ.	3	7-F	17.04	12.13	5.59	29.77	43.66	144.45	20.76	33.41
	2	"	26.84	23.22	7.16	117.60	179.34	299.71	93.11	89.47
	1	"	26.84	16.93	13.19	194.04	173.46	299.71	132.10	146.43
DER.	3	6-K	13.68	8.56	7.02	33.08	21.17	138.13	14.24	26.45
	2	"	23.22	15.49	9.71	120.91	105.47	261.76	71.78	68.92
	1	"	23.22	12.54	11.21	167.21	133.77	261.76	103.73	112.06
CENT.	3	4-B	17.04	2.25	4.62	90.94	51.74	165.26	41.22	21.35
	2	"	17.04	5.25	5.35	97.22	92.51	165.26	66.49	56.08
	1	"	17.04	7.45	7.86	101.14	98.00	165.26	71.28	90.81
	3	4-A	12.00	3.88	2.98	16.81	21.61	124.56	10.23	11.02
	2	"	12.00	5.87	3.35	33.61	60.03	124.56	26.06	29.14
	1	"	12.00	5.31	4.72	61.23	63.63	124.56	41.65	47.26

DISEÑO DE ZAPATAS

En el presente estudio se hará el diseño de zapatas aisladas las cuales actúan como voladizos que parten de la columna en ambas direcciones con carga hacia arriba debido a la presión del suelo. Los esfuerzos de tracción se originan en estas dos direcciones en la cara inferior. Luego estas zapatas se refuerzan usando dos capas de acero, mutuamente perpendiculares y paralelas a los bordes.

Procedimiento de cálculo:

- Verificación previa para considerar posición de la carga.

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad \text{si } e < 0.1b \text{ se considera zapata centrada}$$

- Area de la zapata

$$A_z = \frac{1.0 \alpha P_s}{\sigma_t}$$

$\alpha = 4$ al 8% , aplicando el primer valor para $\sigma_t = 4 \text{ Kg/cm}^2$

- Dimensionamiento:

$$A_z = (b + 2m)(t + 2m) \quad m = \text{long. del volado}$$

- Reacción neta del terreno. (no se toma en cuenta el peso de la zapata)

$$w_n = \frac{Pu}{A \times B}$$

- Momento

momento en cara de columna (1-1)

$$M_{1-1} = \frac{w_n \text{ m}^2 \times A}{2}$$

usando $p = 0.01$ Calculamos el peralte por momentos

- Verificación por punzonamiento:

La sección crítica de punzonamiento se halla a $d/2$ de la cara de la columna

Esfuerzo permisible de punzonamiento:

$$\bar{v}_o = 0.85 \sqrt{f'_c}$$

Esfuerzo actuante:

$$v_o = \frac{V_o}{b_o d_o} \quad \text{donde:}$$

$$V_o = (w_n [A \times B - (b+d)(t+d)])$$

$$b_o = 2(b+d+t+d)$$

Trabajando en el límite se halla el penalte por punzonamiento.

- Verificación de la altura por longitud de desarrollo de las varillas de la columna. (adherencia por flexión)

$$L_d = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi \cdot \sum \sigma_u (U_u)} \quad U_u = \frac{6.4 \cdot \sqrt{f'_c}}{D}$$

- Verificación por tracción diagonal propiamente dicha (corte flexión)

$$v = \frac{W_n (m-d)}{d} < \bar{v} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c}$$

- Verificación por adherencia por compresión.

L_d = longitud que debe penetrar en la zapata.

$$L_d = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi \cdot \bar{u}_u \cdot \sum \sigma_u} \quad \text{donde:}$$

$$\bar{u}_u = 3.4 \sqrt{f'_c} < 56 \text{ Kg/cm}^2$$

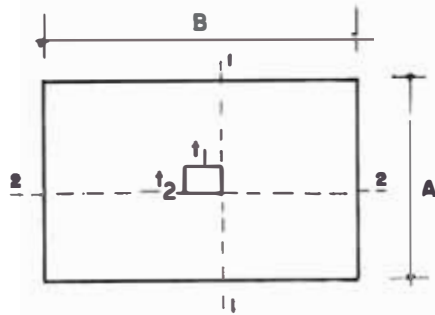
- Armadura por flexión:

Con el momento calculado anteriormente para cada dirección se halla el refuerzo.

Para el caso de zapata no centrada es decir $e > 0.1b$ se cal

cula el momento con las siguientes fórmulas:

Del diagrama de presiones trapecial



$B > 6e$ $B =$ lado según la flexión

$$P_a = \frac{P}{AB} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$P_b = \frac{P}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < \sigma_t$$

$$M_{1-1} = R_1 X_1$$

$$V_{1-1} = R_1$$

$$R_1 = \frac{P_{1-1} + P_b}{2} \left(\frac{B - t_1}{2}\right) A$$

Según el otro eje:

$$R_2 = \frac{P_a + P_b}{2} \left(\frac{A - t_2}{2}\right) B$$

$$M_{2-2} = R_2 X_2$$

$$V_{2-2} = R_2$$

- Verificación del aplastamiento:

$$f_a = \frac{P_u}{bxt} < \bar{f}_a = 0.715 f'_c \quad \text{para}$$

$$\frac{\text{Area columna}}{\text{Area zapata}} < \frac{1}{3}$$

RESUMEN DE VALORES DE CALCULO

	B. IZQUIERDO (Típico)	B. DERECHO (Típico)	B. CENTRAL	
			Eje C-4	Eje B-4
$e = M_u / P_u$	0.11	0.10	0.10	0.09
$A_z = A \times B$	1.40 x 1.60	1.25 x 1.45	0.9 x 0.9	1.20 x 1.20
Volado = M	0.50	0.43	0.28	0.40
w_m	6.63	6.29	5.98	6.42
M Eje y	13.80	8.43	3.30	6.16
M Eje x	12.65	7.96	3.30	6.16
d (mts.)	0.20	0.16	0.13	0.15
do (Punzon.)	0.32	0.27	0.16	0.25
Ld (flexión)	0.43	0.36	0.25	0.24
Corte V (flexión)	0.00	0.00	0.00	0.00
Ld (compr.)	0.45	0.45	0.33	0.39
Armadura Eje y	11 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	3 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"
Armadura Eje x	7 Ø 1/2"	5 Ø 1/2"	3 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"
Fa (kg/cm ²)	61.9	54.3	39.58	57.75

VERIFICACION DE ZAPATAS

Block	A _s (existente)		A _s (cálculo)		Area (AxB)	Peralte exist. (m)
	eje y	eje x	eje y	eje x		
IZQ.	10 Ø 1/2"	12 Ø 1/2"	11 Ø 1/2"	7 Ø 1/2"	1.40 x 1.60	0.70
DER.	7 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	5 Ø 1/2"	1.25 x 1.45	0.70
CENT.	4 Ø 1/2"	4 Ø 1/2"	3 Ø 1/2"	3 Ø 1/2"	0.90 x 0.90	0.40
	7 Ø 1/2"	7 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	1.20 x 1.20	0.40

C A P I T U L O I V

DETERMINACION DE LAS CAUSAS DE LOS DAÑOS

Luego de efectuado el análisis sísmico de la estructura tal como se encontraba antes del sismo, se establece que los pórticos de la dirección secundaria (eje x-x). Son deficientes para soportar fuerzas laterales, ya que se ha encontrado gran deficiencia de armadura para los elementos estructurales según esta dirección

Las vigas de la dirección principal satisfacen tanto en flexión como en corte los requerimientos de un diseño sísmico, no ocurriendo así con las vigas del otro eje. Esto nos hace pensar que será necesario reforzar la estructura en el eje débil.

Los aligerados en los tres blocks son adecuados para los momentos de flexión, aunque para esfuerzos cortantes se nota una pequeña deficiencia en los ensanches, pero la consideramos satisfactoria toda vez que en una excitación sísmica ésta se comporta como un diafragma, sin absorber fuerzas laterales. En una construcción de concreto armado, como en el presente caso, con techo

de concreto armado se puede considerar como losa de techo rígida, luego las columnas que se encuentran en un mismo piso sufren una igual deflexión.

En la verificación de columnas como elementos resistentes al corte se deduce, luego de los cálculos, que están por debajo del esfuerzo de corte máximo permisible. no llegan a peor de los casos a los 2 Kg/cm^2 siendo el máximo permisible de 5.03 Kg/cm^2 , luego es satisfactoria para los cortes. Para la carga axial hay cierta deficiencia que se resolverá con la nueva reestructuración.

Las columnas en su totalidad tienen un área de refuerzo mayor que la cuantía mínima.

La cimentación es adecuada en todos los casos.

Los mayores daños se han presentado en la tabiquería ya que no habiendo sido considerado en los cálculos, salvo como cargas gravitacionales, han desvirtuado las hipótesis de diseño cumpliendo un rol estructural para el cual no estaban preparados, variando la rigidez y comportamiento general esperado de la estructura.

CONCLUSIONES

En resumen diremos sobre las causas de los daños en la estructura los siguientes:

- 1.- En el cálculo de los elementos estructurales no se tomaron en cuenta las fuerzas horizontales debidas al sismo.
- 2.- Las fisuras de columnas en la zona de nudos se deben a la falta de confinamiento de los estribos al colocarse éstos a espaciamientos iguales en toda su longitud. (\emptyset 3/8 a. 35, \emptyset 1/4-a. 25).
- 3.- Tabiquería construida sin que exista un estudio especial de su participación en el comportamiento general del edificio.
- 4.- Falsas columnas construidas con material frágil (ladrillo pandereta) para un edificio aperticado flexible, presentandose además el efecto de columna corta.
- 5.- Las juntas de construcción en cada nivel no han sido provistas encontrandose las losas de cada block adyacentes unas a otras, lo cual no permite que las estructuras vibren libremente.

C A P I T U L O V

CONCEPCION DE UNA ESTRUCTURA ADICIONAL DE REFUERZO

A) ESTRUCTURACION CON CRITERIO SISMO-RESISTENTE

En el análisis efectuado en los capítulos anteriores se determinó luego de la verificación de armadura en los elementos estructurales, que en el proyecto original no se tomó en cuenta los efectos por acción sísmica, sobre todo en los elementos resistentes, para la dirección secundaria se encontró que son deficientes para resistir el cortante total originado por el sismo.

En los lugares donde las fuerzas horizontales actuantes sobre la estructura es débil no existe ningún inconveniente en emplear los pórticos, considerando sólo los cálculos concernientes a las fuerzas verticales; cuando se diseña teniendo en cuenta solo las cargas verticales como carga principal, los esfuerzos en las vigas superior e inferior no varían, subsistiendo un pequeño aumento de esfuerzos en las columnas de los pisos inferiores.

de ese piso. Esta distribución es hecha en proporción a los coeficientes de distribución, valor D , de estos elementos.

Definición del valor de "D" (Coeficiente de distribución).

El valor "D" de los elementos resistentes en un piso cualquiera es la fuerza de corte que actúa en el elemento cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado tiene un valor unitario.

Principios del método:

- En el análisis solo se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica. La fuerza horizontal se considera que actúa separadamente en las dos direcciones longitudinales y transversales
- Se asume que la fuerza sísmica actúa en el nivel de cada piso.
- Se considera que las estructuras de los pisos son rígidas en la dirección horizontal. Por consiguiente los elementos resistentes en cualquier piso tienen el mismo desplazamiento horizontal relativo.
- La distribución del corte y el análisis de los esfuerzos de los elementos resistentes será hecho de acuerdo a la teoría elástica.

- Cuando exista excentricidad entre el centro de corte (centro de masas G) y el centro de rigidez (centro de los valores D) la torsión ha de tomarse en cuenta.

INTERACCION ENTRE PLACA Y PORTICO

En edificios bajos como el caso presente no es necesario hacer un análisis elaborado y bastará con analizar la placa como libre voladizo.

En edificios altos las deformaciones por flexión tienen gran importancia y las rotaciones de las placas producen fuerzas cortantes y momentos flexionantes de gran importancia en las vigas que descansan sobre ellas.

ANALISIS DE LA ESTRUCTURA COMO LIBRE VOLADIZO

Las deformaciones de la estructura, sometida a fuerzas horizontales aplicadas en sus niveles se consideran como la suma de dos tipos de deformaciones:

Deformación por corte; ocurre cuando la rigidez del piso es infinito (así se asumirá en el presente estudio).

Deformación por flexión, resultado de las deformaciones axiales en las columnas.

No se considera otros tipos de deformación como la originada por rotación de la fundación porque las características-

del suelo de Lima (conglomerado seco y compacto) desde el punto de vista práctico permiten despreciar la rotación del edificio sin afectar los resultados de manera importante.

Deformación por corte:

La deflexión en el piso n está dado por :

$$\delta_{sn} = \frac{R V_n h_n \beta}{G A_{wn}}$$

Donde:

β = coeficiente de deformación plástica

R = coeficiente del ángulo cortante

V_n = Fuerza cortante en el piso n

h_n = altura del piso

G = módulo elástico al corte

A_{wn} = área de la sección en el piso considerado n

Usando la unidad común : $\frac{h_n^2}{12EK_0}$

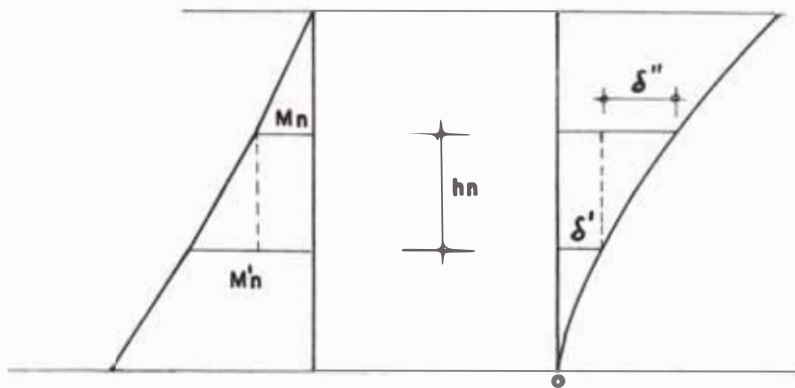
$$R = \frac{V_n}{h_n} = \Delta_{sn}$$

y $E/G = 2.3$ (en concreto)

Se obtiene:

$$\delta_{sn} = \Delta_{sn} \frac{27.6 K_0 \beta}{h_n}$$

Deformación por flexión:



$$\delta_{fn} = \delta' + \delta''$$

δ' = deflexión por rotación del punto o

δ'' = deflexión debido al diagrama de momento del piso.

Asumiendo diagramas rectangulares en cada piso se tiene:

$$\delta' = \theta h_n = \left(\sum_1^{n-1} \frac{M_i h_i}{E I_i} \right) h_n$$

$$\delta'' = \frac{1}{2} \frac{M_n}{E I_n} h_n^2$$

tomando como unidad el valor $\frac{h_n^2}{12 E K_0}$ y

$$K_{wn} = \frac{I_n}{h_n} \frac{1}{K_0}$$

reemplazando en δ_{fn}

$$\Delta \delta_n = \left(\sum_1^{n-1} \frac{M_i}{K_{wi}} \right) + \frac{1}{2} \frac{M_n}{K_{wn}}$$

obtenemos:

$$\delta_{fn} = 4 \Delta \delta_n \frac{3}{h_n}$$

La deflexión total se obtiene sumando las deflexiones calculadas:

$$\delta_t = \delta_{sn} + \delta_{fn}$$

Para obtener el valor de D en placas se seguirá un proceso iterativo.

Asumir valores D para las placas; para el primer tanteo se puede tomar como el valor promedio de D de las columnas multiplicado por el número del nivel en orden ascendente del primero al último nivel cuando se tantea el D de placas a partir del último nivel.

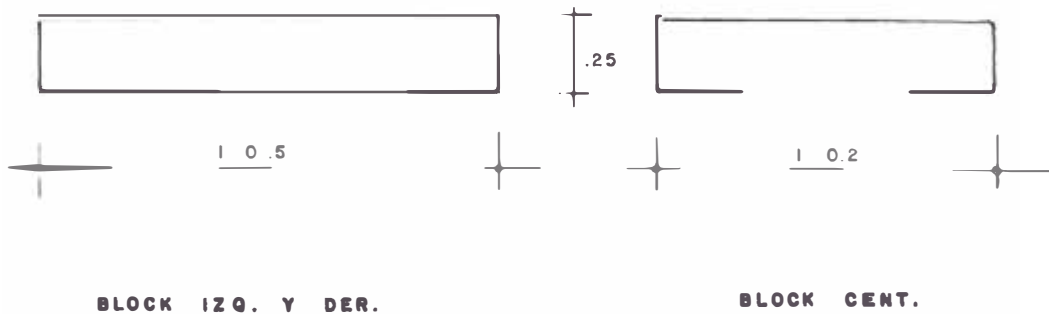
$$D_{w3} = (\text{Promedio "D" de columnas 3er nivel}) \times 1$$

$$D_{w2} = (\quad " \quad " \quad " \quad \text{2do nivel}) \times 2 \quad \text{etc.}$$

Repartiendo proporcionalmente a estos valores el corte total del nivel ($V = \sum_1^n 80\% F_i$) se calculan las deflexiones respectivas. En los siguientes tanteos se emplean los D calculados anteriormente comparando en cada elemento y nivel el D asumido con el calculado hasta que la diferencia sea mínima.

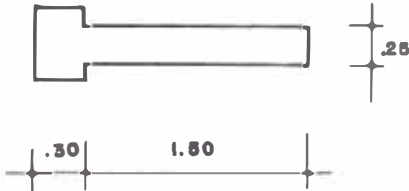
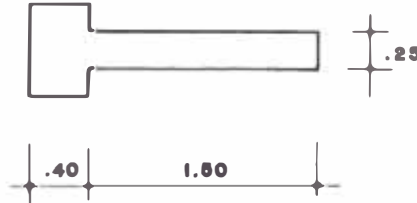
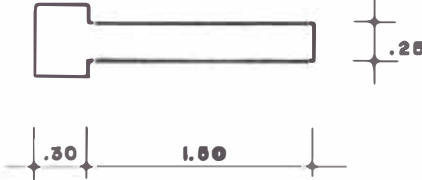
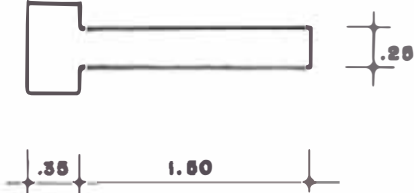
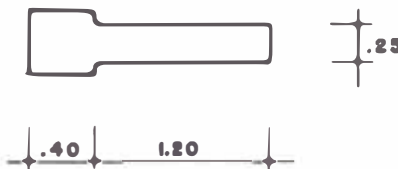
CALCULO DE LOS VALORES "D" EN PLACAS. DIRECCION X-X

Esquema de tipos de placas en planta para cada block



Cuadro de Momentos de Inercia de las Placas.

De acuerdo a la posición de las placas se calculará la inercia del conjunto.

BLOCK	NIVEL	PLACA	SECCION	$I_{x-x} \text{ (cm}^4\text{)}$
IZQ.	3	E-2,7		15.17×10^6
		F-2,7		
	2,1	E-2,7		20.56×10^6
		F-2,7		
DER.	3	J-2,7		15.17×10^6
		K-2,7		
	2,1	J-2,7		18.92×10^6
		K-2,7		
IZQ.	Típico	B-2,3		10.49×10^6

METRADO DE CARGAS

Al peso del edificio calculado anteriormente se incrementará el peso de las placas.

Block	Nivel	Peso sin Placas (Tn)	Peso de Placas (Tn)	P_n (Tn)
IZQ.	3	297.480	5.04	302.520
	2	366.694	10.08	376.774
	1	371.104	10.26	381.364
DER.	3	234.436	5.04	239.476
	2	287.329	10.08	297.409
	1	290.829	10.26	301.089
CENT.	3	111.853	2.015	113.868
	2	136.132	4.03	140.162
	1	136.338	4.105	140.443

Cálculo del cortante basal H

BLOCK	P (Tn)	UK	Cx	H (Tn)
IZQ.	1075.96	0.8	0.093	80.05
DER.	852.36	0.8	0.093	63.42
CENT	402.41	0.8	0.091	29.30

En el cuadro anterior el peso total P incluye el peso de la mitad del peso de placas y columnas correspondientes al primer nivel.

DISTRIBUCION POR NIVELES DEL CORTE TOTAL H

Block	Nivel	W_i (Tn)	h_i (Tn)	$W_i h_i$	H_x (Tn)	F_i (Tn)
IZQ.	3	306.522	9.50	2911.96	80.05	34.24
	2	376.774	6.30	2373.68		27.91
	1	381.364	3.10	1182.23		13.90
Σ				6467.87		
DER.	3	242.647	9.50	2305.15	63.42	27.17
	2	297.409	6.30	1873.68		22.08
	1	301.089	3.10	933.38		11.00
Σ				5112.21		
CENT.	3	115.333	9.50	1095.66	29.30	12.63
	2	140.162	6.30	883.02		10.18
	1	140.443	3.10	435.37		5.02
Σ				2414.05		

Calculo de la rigidez relativa de placas.

Block	Nivel	Placa	Area (cm ²)	h_n (m)	I_{x-x} (cm ⁴)	K_0	$K_w = \frac{L}{hK_0}$
IZQ.	3	E, F, -2, 7	5100	3.20	15.17×10^6	10^2	474
	2	E, F -2, 7	6150	3.20	20.56×10^6	10^2	643
	1	E, F -2, 7	6150	3.10	20.56×10^6	10^2	663
DER.	3	J, K -2, 7	5100	3.20	15.17×10^6	10^2	474
	2	J, K -2, 7	5850	3.20	18.92×10^6	10^2	591
	1	J, K -2, 7	5850	3.10	18.92×10^6	10^2	610
CENT.	3	B -2, 3	4600	3.20	10.49×10^6	10^2	328
	2	B -2, 3	4600	3.20	10.49×10^6	10^2	328
	1	B -2, 3	4600	3.10	10.49×10^6	10^2	338

DEFORMACION DE PLACAS - BLOCK IZQUIERDO

Primer Tanteo

Valores aproximados de D en placas.

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	1.484	14.84	20.78	27.39	1.96
2	4.424	22.12	39.82	49.72	5.52
1	12.750	42.50	93.50	60.84	8.30

Deformación por corte

Nivel	V_n	$C=27.6 K_0/A_w n h_n$	δ_{sn}
3	1.96	0.00169	0.0033
2	5.52	0.00140	0.0077
1	8.30	0.00145	0.0120

Deformación por flexión

Niv.	$V_n h_n$	M_n^i	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta \delta_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	627.20	627.20	627.20	474	1.32	32.92	0.00937	0.3085
2	1766.40	2393.60	3020.80	643	4.70	26.90	0.00937	0.2521
1	2573.00	4966.60	7360.20	663	11.10	11.10	0.00968	0.1074

Deformación total

Niv.	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0033	0.3085	0.3118	1.96	6.286
2	0.0077	0.2521	0.2598	5.52	21.247
1	0.0120	0.1074	0.1194	8.30	69.514

Segundo Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	6.286	14.84	39.98	27.39	4.31
2	21.247	22.12	107.11	49.72	9.86
1	69.514	42.50	320.56	60.84	13.19

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	4.31	0.00169	0.0073
2	9.86	0.00140	0.0138
1	13.19	0.00145	0.0191

Deformación por flexión

Nivel	$V_n h_n$	M_n^2	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta f_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	1379.20	1379.20	1379.20	474	2.91	60.99	0.00937	0.5715
2	3155.20	4534.40	5913.60	643	9.20	48.88	0.00937	0.4580
1	4088.90	8623.30	13157.70	663	19.84	19.84	0.00968	0.1920

Deformación total

Nivel	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0073	0.5715	0.5788	4.31	7.446
2	0.0138	0.4580	0.4718	9.86	20.899
1	0.0191	0.1920	0.2111	13.19	62.482

Tercer Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	7.446	14.84	44.62	27.39	4.57
2	20.899	22.12	105.72	49.72	9.83
1	62.482	42.50	292.43	60.84	13.00

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	4.57	0.00169	0.0077
2	9.83	0.00140	0.0138
1	13.00	0.00145	0.0188

Deformación por flexión

N	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta f_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	1462.40	1462.40	1462.40	474	3.08	61.92	0.00937	0.5802
2	3145.60	4608.00	6070.40	643	9.44	49.40	0.00937	0.4629
1	4030.00	8638.00	13246.00	663	19.98	19.98	0.00968	0.1934

Deformación total

Nivel	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0077	0.5802	0.5879	4.57	7.773
2	0.0138	0.4629	0.4767	9.83	20.621
1	0.0188	0.1934	0.2122	13.00	61.263

Cuarto Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	7.773	14.84	45.93	27.39	4.64
2	20.621	22.12	104.60	49.72	9.80
1	61.263	42.50	287.55	60.84	12.96

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	4.64	0.00169	0.0078
2	9.80	0.00140	0.0137
1	12.96	0.00145	0.0188

Deformación por flexión

Nivel	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta f_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	1484.80	1484.80	1484.80	474	3.13	62.13	0.00937	0.5821
2	3136.00	4620.80	6105.60	643	9.50	49.50	0.00937	0.4636
1	4017.60	8638.40	13259.20	663	20.00	20.00	0.00968	0.1936

Deformación total

Nivel	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0078	0.5821	0.5899	4.64	7.866
2	0.0137	0.4638	0.4775	9.80	20.524
1	0.0188	0.1936	0.2124	12.96	61.017

DEFORMACION DE PLACAS - BLOCK DERECHO

Primer Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	1.462	14.62	20.47	21.74	1.55
2	3.902	19.51	35.12	39.40	4.38
1	9.612	32.04	70.49	48.20	6.57

Deformación por corte

Nivel	V_n	$C=27.6K_o/A_w n h_n$	δ_{sn}
3	1.55	0.00169	0.0026
2	4.38	0.00147	0.0064
1	6.57	0.00152	0.0100

Deformación por flexión

Nív	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta \delta_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	496.00	496.00	496.00	474	1.05	28.27	0.00937	0.2649
2	1401.60	1897.60	2393.60	591	4.05	23.17	0.00937	0.2171
1	2036.70	3934.30	5831.90	610	9.56	9.56	0.00968	0.0925

Deformación total

Nív.	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0026	0.2649	0.2675	1.55	5.794
2	0.0064	0.2171	0.2235	4.38	19.597
1	0.0100	0.0925	0.1025	6.57	64.098

Segundo Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	5.794	14.62	37.80	21.74	3.33
2	19.597	19.51	97.90	39.40	7.89
1	64.098	32.04	288.43	48.20	10.71

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	3.33	0.00169	0.0056
2	7.89	0.00147	0.0116
1	10.71	0.00152	0.0163

Deformación por flexión

Niv	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta \delta_n$	$3/h_n$	$\delta \delta_n$
3	1065.60	1065.60	1065.60	474	2.25	52.45	0.00937	0.4914
2	2524.80	3590.40	4656.00	591	7.89	42.31	0.00937	0.3964
1	3320.10	6910.50	10500.90	610	17.21	17.21	0.00968	0.1666

Deformación total

Nivel	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0056	0.4914	0.4970	3.33	6.700
2	0.0116	0.3964	0.4080	7.89	19.338
1	0.0163	0.1666	0.1829	10.71	58.556

Tercer Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	6.700	14.62	41.42	21.74	3.52
2	19.338	19.51	96.87	39.40	7.87
1	58.556	32.04	266.28	48.20	10.60

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	3.52	0.00169	0.0059
2	7.87	0.00147	0.0116
1	10.60	0.00152	0.0161

Deformación por flexión

N	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta \delta_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	1126.40	1126.40	1126.40	474	2.38	53.20	0.00937	0.4985
2	2518.40	3644.80	4771.20	591	8.07	42.75	0.00937	0.4006
1	3286.00	6930.80	10575.60	610	17.34	17.34	0.00968	0.1678

Deformación total

Nivel	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0059	0.4985	0.5044	3.52	6.978
2	0.0116	0.4006	0.4122	7.87	19.093
1	0.0161	0.1678	0.1839	10.60	57.640

Cuarto Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	6.978	14.62	42.53	21.74	3.57
2	19.093	19.51	95.88	39.40	7.84
1	57.640	32.04	262.60	48.20	10.58

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	3.57	0.00169	0.0060
2	7.84	0.00147	0.0115
1	10.58	0.00152	0.0161

Deformación por flexión

Niv	$V_n h_n$	M_n^i	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta \delta_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	1142.40	1142.40	1142.40	474	2.41	53.33	0.00937	0.4997
2	2508.80	3651.20	4793.60	591	8.11	41.81	0.00937	0.4011
1	3279.80	6931.00	10582.20	610	17.35	17.35	0.00968	0.1679

Deformación total

Niv.	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0060	0.4997	0.5057	3.57	7.060
2	0.0115	0.4011	0.4126	7.84	19.001
1	0.0161	0.1679	0.1840	10.58	57.500

DEFORMACION DE PLACAS - BLOCK CENTRAL

Primer Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	0.742	8.168	9.652	10.10	0.78
2	1.484	8.168	11.136	18.24	2.43
1	5.013	18.386	28.412	22.26	3.93

Deformación por corte

Nivel	V_n	$C=27.6 K_o/A_w h_n$	δ_{sn}
3	0.78	0.00188	0.0015
2	2.43	0.00188	0.0046
1	3.93	0.00194	0.0076

Deformación por flexión

N	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta f_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	249.60	249.60	249.60	328	0.76	27.78	0.00938	0.2606
2	777.60	1027.20	1276.80	328	3.89	23.13	0.00938	0.2170
1	1198.75	2225.85	3253.05	338	9.62	9.62	0.00968	0.0931

Deformación total

Niv.	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0015	0.2606	0.2621	0.78	2.976
2	0.0046	0.2170	0.2216	2.43	10.966
1	0.0076	0.0931	0.1007	3.93	39.027

Segundo Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	2.976	8.168	14.12	10.10	2.13
2	10.966	8.168	30.10	18.24	6.64
1	39.027	18.386	96.44	22.26	9.01

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	2.13	0.00188	0.0040
2	6.64	0.00188	0.0125
1	9.01	0.00194	0.0175

Deformación por flexión

Niv	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta \delta_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	681.60	681.60	681.60	328	2.08	73.08	0.00938	0.6855
2	2124.80	2806.40	3488.00	328	10.63	60.37	0.00938	0.5663
1	2793.10	5599.50	8405.90	338	24.87	24.87	0.00968	0.2407

Deformación total

Nivel	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0040	0.6855	0.6895	2.13	3.089
2	0.0125	0.5663	0.5788	6.64	11.472
1	0.0175	0.2407	0.2582	9.01	34.895

Tercer Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	3.089	8.168	14.35	10.10	2.17
2	11.472	8.168	31.11	18.24	6.73
1	34.895	18.386	88.18	22.26	8.81

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	2.17	0.00188	0.0041
2	6.73	0.00188	0.0126
1	8.81	0.00194	0.0171

Deformación por flexión

Niv	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta \delta_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	694.40	694.40	694.40	328	2.12	73.58	0.00938	0.6902
2	2153.60	2848.00	3542.40	328	10.80	60.66	0.00938	0.5690
1	2731.10	5579.10	8427.10	338	24.93	24.93	0.00968	0.2413

Deformación total

Niv.	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0041	0.6901	0.6943	2.17	3.125
2	0.0126	0.5690	0.5816	6.73	11.572
1	0.0171	0.2413	0.2584	8.81	34.094

Cuarto Tanteo

Valores aproximados de D en placas

Nivel	D_w	ΣD_{col}	ΣD	V	V_n
3	3.125	8.168	14.42	10.10	2.19
2	11.572	8.168	31.31	18.24	6.74
1	34.094	18.386	86.57	22.26	8.77

Deformación por corte

Nivel	V_n	C	δ_{sn}
3	2.19	0.00188	0.0041
2	6.74	0.00188	0.0127
1	8.77	0.00194	0.0170

Deformación por flexión

Niv	$V_n h_n$	M'_n	$2 M_n$	K_w	$\frac{2 M_n}{K_w}$	$4 \Delta \delta_n$	$3/h_n$	δ_{fn}
3	700.80	700.80	700.80	328	2.14	73.74	0.00938	0.6917
2	2156.80	2857.60	3558.40	328	10.85	60.75	0.00938	0.5698
1	2718.70	5576.30	8433.90	338	24.95	24.95	0.00968	0.2415

Deformación total

Niv.	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_T	V_n	D
3	0.0041	0.6917	0.6958	2.19	3.147
2	0.0127	0.5698	0.5825	6.74	11.571
1	0.0170	0.2415	0.2585	8.77	33.926

DISTRIBUCION DEL CORTANTE TOTAL PROPORCIONAL A
LOS VALORES "D"

$$V_n = \frac{D_n}{\sum D_n} \times V_T$$

Nivel	Elemento	D	D/ΣD	V _T (Tn)	V _n (Tn)
BLOCK IZQUIERDO					
3	E-1, F-1	1.062	0.0229	27.39	0.63
	Placa E, F-2, 7	7.866	0.1700		4.66
	E, F-3, 4, 5, 6	1.589	0.0343		0.94
2	E-1, F-1	1.380	0.0132	49.72	0.66
	Placa E, F-2, 7	20.524	0.1969		9.79
	E, F - 3, 4, 5, 6	2.420	0.0232		1.15
1	E-1, F-1	3.622	0.0126	60.84	0.77
	Placa E, F-2, 7	61.017	0.2129		12.95
	E, F - 3, 4, 5, 6	4.407	0.0154		0.94
BLOCK DERECHO					
3	J-1, K-1	1.043	0.0243	21.74	0.53
	Placa J, K-2, 7	7.060	0.1647		3.58
	J, K-3, 4, 5, 6	1.567	0.0366		0.80
2	J-1, K-1	1.260	0.0132	39.40	0.52
	Placa J, K-2, 7	19.001	0.1989		7.84
	J, K - 3, 4, 5, 6	2.124	0.0222		0.87
1	J-1, K-1	2.678	0.0102	48.20	0.49
	Placa J, K-2, 7	57.500	0.2194		10.58
	J, K - 3, 4, 5, 6	3.335	0.0127		0.61

Nivel	Elemento	D	D/ΣD	V _T (Tn)	V _n (Tn)
BLOCK CENTRAL					
3	A-1,4 C-1	0.250	0.0173	10.10	0.17
	A-2,3 C-2,3	0.465	0.0322		0.32
	Placa B-1,4	3.147	0.2176		2.20
	B-2,3	2.161	0.1494		1.51
	C-4	0.712	0.0492		0.50
	C-5	0.524	0.0362		0.36
2	A-1,4 C-1	0.250	0.0080	18.24	0.14
	A-2,3 C-2,3	0.465	0.0148		0.27
	Placa B-1,4	11.571	0.3696		6.74
	B-2,3	2.161	0.0690		1.26
	C-4	0.712	0.0227		0.41
	C-5	0.524	0.0167		0.30
1	A-1,4 C-1	1.165	0.0135	22.26	0.30
	A-2,3 C-2,3	1.325	0.0154		0.34
	Placa B-1,4	33.926	0.3934		8.76
	B-2,3	3.357	0.0389		0.86
	C-C	1.509	0.0175		0.39
	C-5	1.368	0.0159		0.35

CORRECCION POR TORSION DE CORTANTES - EJE X

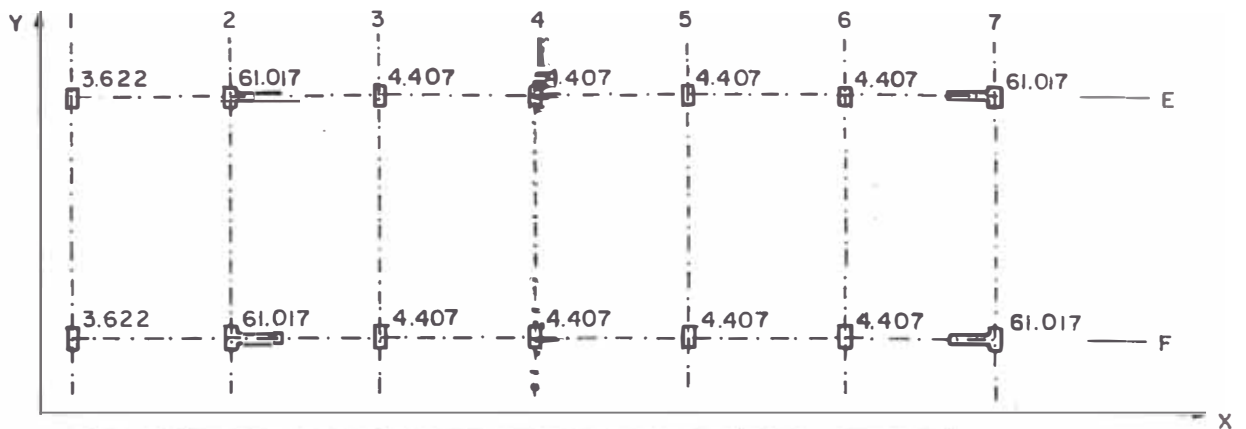
De acuerdo a la excentricidad existente se tiene el siguiente corte producido por torsión :

$$V_T = \frac{M_T}{M_p} \sum D_x y = \frac{V_x E_y}{M_p} \sum D_x y = \pm c V_x y$$

Se emplea el mismo fundamento teórico del Capítulo 3.

BLOCK IZQUIERDO

Primer Piso



Port	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
F	143.284	2.15	308.06	662.33
E	143.284	10.15	1454.33	14761.45
Σ	286.568	Σ	1762.39	15423.78

$y_D = 1762.39 / 286.568 = 6.15$

$I_x = 15423.78 - 6.15^2 \times 286.568 = 4585.06$

$M_p = I_x + I_y = 4585.06 + 15814.40 = 20399.46$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_y = y_g - y_D = 6.12 - 6.15 = -0.03$

$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5 (-0.03) + 0.05 (8) = +0.355 \text{ m.}$

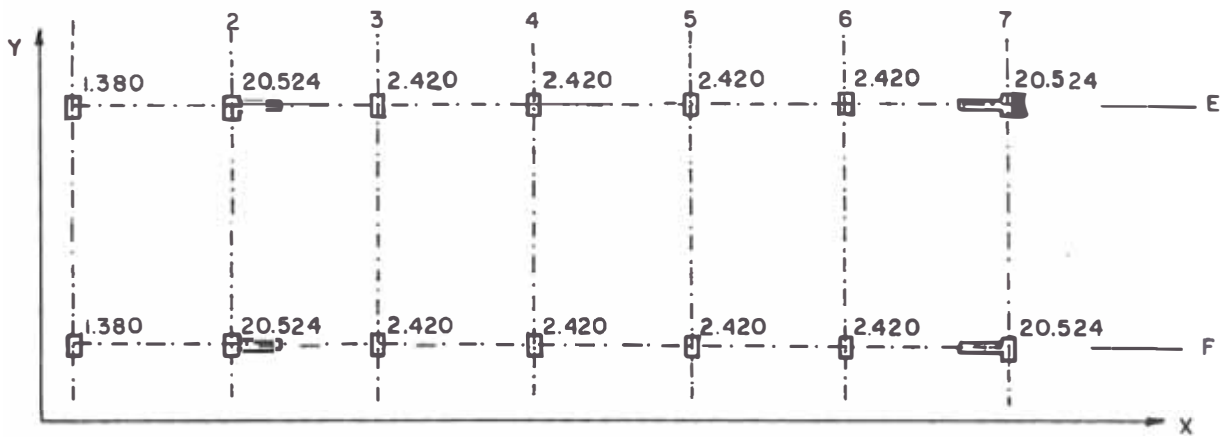
$E'_y = e_y - 0.05 b_y = -0.03 - 0.05 \times 8 = -0.430 \text{ m.}$

$V_x = (0.355 \times 286.568 / 20399.46) V_x y = +0.0050 V_x y$

$V'_x = (-0.430 \times 286.568 / 20399.46) V_x y = -0.0060 V_x y$

Elemento	y	V_x	$+0.0050V_x y$	$-0.0060V_x y$	V_T (Tn)
E-1	+4.00	0.77	+0.02	-	0.79
F-1	-4.00	0.77	-	+0.02	0.79
Placa E-2,7	+4.00	12.95	+0.26	-	13.21
Placa F-2,7	-4.00	12.95	-	+0.31	13.26
E-3,4,5,6	+4.00	0.94	+0.02	-	0.96
F-3,4,5,6	-4.00	0.94	-	+0.02	0.96

Segundo Piso



Pónt.	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
F	52.108	2.15	112.03	240.87
E	52.108	10.15	528.90	5368.30
Σ	104.216		Σ 640.93	5609.17

$$y_D = 640.93 / 104.216 = 6.15$$

$$I_x = 5609.17 - 6.15^2 \times 104.216 = 1667.46$$

$$M_p = I_x + I_y = 1667.46 + 9228.44 = 10895.9$$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_y = -0.03$

$$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_x = 1.5 (-0.03) + 0.05 (8) = +0.355$$

$$E'_y = e_y - 0.05 b_y = -0.03 - 0.05 \times 8 = -0.430$$

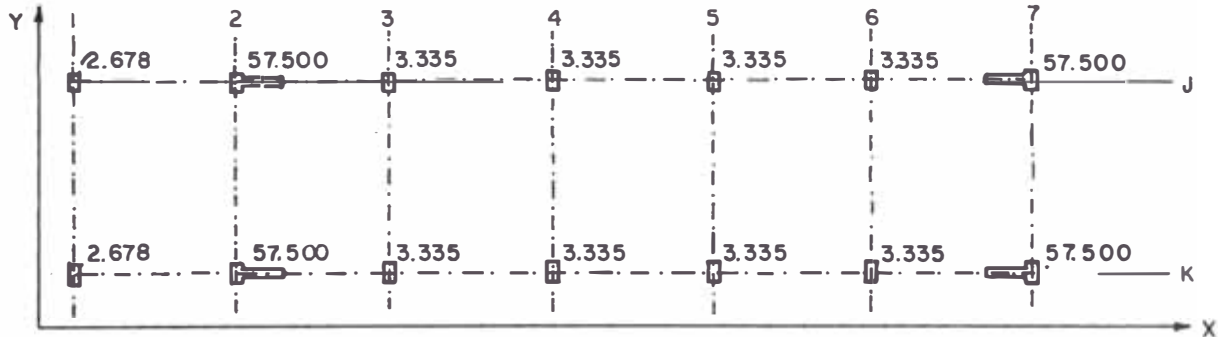
$$V_x = 0.0355 \times 104.216 / 10895.9 \quad V_x y = 0.0034 V_x y$$

$$X_y = (-0.430 \times 104.216 / 10895.9) V_x y = -0.0041 V_x y$$

Elemento	y	V_x	$+0.0034 V_x y$	$-0.0041 V_x y$	V_T (Tn)
E - 1	+4.00	0.66	+0.01	-	0.67
F - 1	-4.00	0.66	-	+0.01	0.67
Placa E-2,7	+4.00	9.79	+0.13	-	9.92
Placa F-2,7	-4.00	9.79	-	+0.16	9.95
E-3,4,5,6	+4.00	1.15	+0.02	-	1.17
F-3,4,5,6	-4.00	1.15	-	+0.02	1.17

BLOCK DERECHO

Primer Piso



Pónt.	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
K	131.018	1.65	216.18	356.70
J	131.018	1.85	1028.49	8073.66
Σ	262.036		Σ 1244.67	8430.36

$$y_D = 1244.67 / 262.036 = 4.75$$

$$I_x = 8430.36 \times 4.75^2 \times 262.036 = 2518.17$$

$$M_p = I_x + I_y = 2518.17 + 13342.83 = 15861.00$$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_y = y_g - y_D = 4.69 - 4.75 = -0.06 \text{ m.}$

$$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5 (-0.06) + 0.05(6.20) = 0.22 \text{ m.}$$

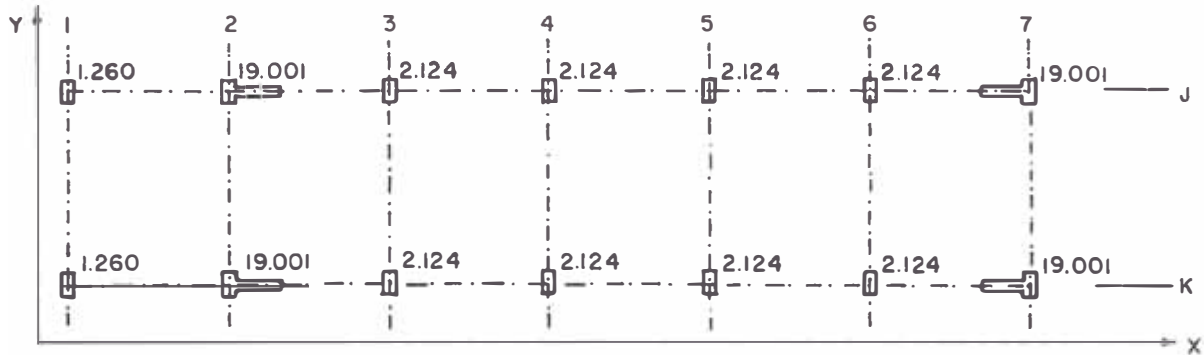
$$E'_y = e_y - 0.05 b_y = -0.06 - 0.05(6.20) = -0.37 \text{ m.}$$

$$V_x = [0.22 \times 262.036 / 15861.00] V_x y = +0.0036 V_x y$$

$$V'_x = [-0.37 \times 262.036 / 15861.00] V_x y = -0.0061 V_x y$$

Elemento	y	V_x	$+0.0036 V_x y$	$-0.0061 V_x y$	V_T (Tn)
J - 1	+3.10	0.40	+0.01	-	0.50
K - 1	-3.10	0.49	-	+0.01	0.50
Placa J-2,7	+3.10	10.58	+0.12	-	10.70
Placa K-2,7	-3.10	10.58	-	+0.20	10.78
J-3,4,5,6	+3.10	0.61	+0.01	-	0.62
K-3,4,5,6	-3.10	0.61	-	+0.01	0.62

Segundo Piso



Pórtico	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
K	47.758	1.65	78.80	130.02
J	47.758	785	374.90	2942.97
Σ	95.516		Σ 453.70	3072.99

$$y_D = 453.70 / 95.516 = 4.75$$

$$I_x = 3072.99 - 4.75^2 \times 95516 = 917.91$$

$$I_p = I_x + I_y = 917.91 + 7155.13 = 8073.04$$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_y = -0.06$ m.

$$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5 (-0.06) + 0.05 (6.20) = 0.22$$
 m.

$$E_y' = e_y - 0.05 b_y = 1.5 (-0.06) + 0.05 (6.20) = -0.37$$
 m.

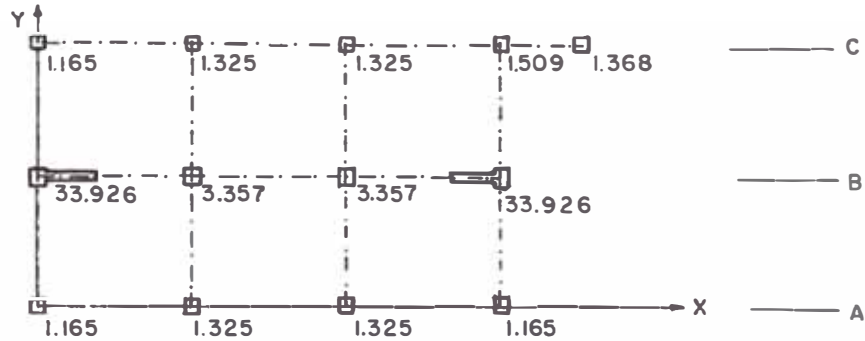
$$V_x = [0.22 \times 95.516 / 8073.04] \quad V_x y = +0.0026 V_x y$$

$$V_x' = [-0.37 \times 95.516 / 8073.04] \quad V_x y = -0.0044 V_x y$$

Elemento	y	V_x	$+0.0026 V_x y$	$-0.0044 V_x y$	V_T (τ_n)
J - 1	+3.10	0.52	0.00	-	0.52
K - 1	-3.10	0.52	-	+0.01	0.53
Placa J-2,7	+3.10	7.84	+0.06	-	7.90
Placa K-2,7	-3.10	7.84	-	+0.11	7.95
J-3,4,5,6	+3.10	0.87	0.01	-	0.88
K-3,4,5,6	-3.10	0.87	-	+0.01	0.89

BLOCK CENTRAL

Primer Piso



Póntico	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
A	4.98	0	0.00	0.00
B	74.566	4.30	320.63	1378.72
C	6.692	8.60	57.55	494.94
Σ	86.238		Σ 378.18	1873.66

$$y_D = 378.18 / 86.238 = 4.38$$

$$I_x = 1873.66 - 4.38^2 \times 86.238 = 219.24$$

$$M_p = I_x + I_y = 219.24 + 1180.01 = 1399.25$$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_y = y_g - y_D = 4.55 - 4.38 = 0.17$ m.

$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5 (0.17) + 0.05 (8.60) = 0.68$ m.

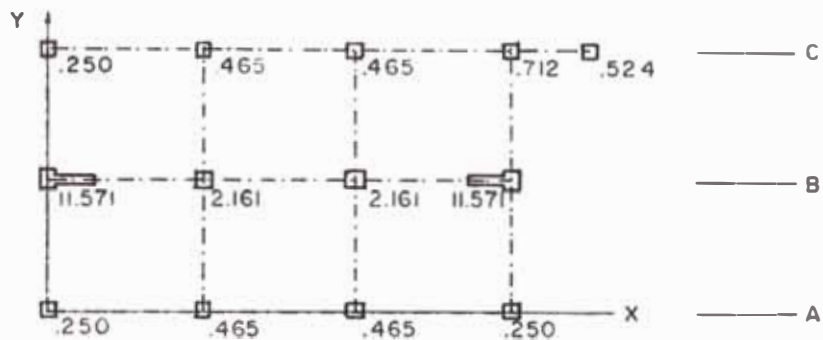
$E'_y = e_y - 0.05 b_y = 0.17 - 0.05 (8.60) = -0.26$ m.

$V_x = 0.68 \times 86.238 / 1399.25$ $V_x y = 0.0419 V_x y$

$V'_x = (-0.26 \times 86.238 / 1399.25)$ $V'_x y = -0.0160 V_x y$

Elemento	y	V_x	$+0.0419V_x y$	$-0.0160V_x y$	V_T (Tn)
A - 1,4	-4.38	0.30	-	+0.02	0.32
A - 2,3	-4.38	0.34	-	+0.02	0.36
Placa B-1,4	-0.08	8.76	-	+0.01	8.77
B - 2,3	-0.08	0.86	-	0.00	0.86
C - 1	+4.22	0.30	0.05	-	0.35
C - 2,3	+4.22	0.34	0.06	-	0.40
C - 4	+4.22	0.39	0.07	-	0.46
C - 5	+4.22	0.35	0.06	-	0.41

Segundo Piso



Pórtico	D_x	y	$y D_x$	$y^2 D_x$
A	1.430	0	0.00	0.00
B	27.464	4.30	118.10	507.81
C	2.416	8.60	20.78	178.69
	31.310		138.88	686.50

$y_D = 138.88 / 31.310 = 4.44 \text{ m.}$

$I_x = 686.50 - 4.44^2 \times 31.31 = 69.27$

$M_p = I_x + I_y = 69.27 + 918.24 = 987.51$

Corrección por Torsión

Excentricidad : $e_y = y_g - y_D = 4.55 - 4.44 = 0.11 \text{ m.}$

$E_y = 1.5 e_y + 0.05 b_y = 1.5 [0.11] + 0.05 [8.6] = 0.60 \text{ m.}$

$E'_y = e_y - 0.05 b_y = 0.11 - 0.05 \times 8.60 = -0.32 \text{ m.}$

$V_x = (0.60 \times 31.31 / 987.51) V_x y = 0.0190 V_x y$

$V'_x = (-0.32 \times 31.31 / 987.51) V_x y = -0.0101 V_x y$

Elemento	y	V_x	$+0.0190V_x y$	$-0.0101V_x y$	V_T (Tn)
A - 1,4	-4.44	0.14	-	+0.01	0.15
A - 2,3	-4.44	0.27	-	+0.01	0.28
Placa B-1,4	-0.14	6.74	-	+0.01	6.75
B - 2,3	-0.14	1.26	-	0.00	1.26
C - 1	+4.16	0.14	+0.01	-	0.15
C - 2,3	+4.16	0.27	+0.02	-	0.29
C - 4	+4.16	0.41	+0.03	-	0.44
C - 5	+4.16	0.30	+0.02	-	0.32

CORTES FINALES-CORTE ULTIMO DE DISEÑO Y ESFUERZOS CORTANTES

BLOCK	Nivel	Elemento	V_c [Tn]	$V_u = 1.33 V_c$ [Tn]	Area (cm ²)	$v = V_u / A$ (Kg/cm ²)
12Q.	3	E, F-1	0.63	0.84	1350	0.62
		Placa E-2,7	4.66	6.20	5100	1.22
		Placa F-2,7	4.66	6.20	5100	1.22
		E, F-3,4,5,6	0.94	1.25	1350	0.92
	2	E, F-1	0.67	0.89	2400	0.37
		Placa E-2,7	9.92	13.20	6150	2.15
		Placa F-2,7	9.95	13.23	6150	2.15
		E, F-3,4,5,6	1.17	1.56	2400	0.65
	1	E, F-1	0.79	1.05	2400	0.44
		Placa E-2,7	13.21	17.60	6150	2.86
		Placa F-2,7	13.26	17.65	6150	2.87
		E, F-3,4,5,6	0.96	1.28	2400	0.53
DER.	3	J, K-1	0.53	0.70	1350	0.52
		Placa J-2,7	3.58	4.76	5100	0.93
		Placa K-2,7	3.58	4.76	5100	0.93
		J, K-3,4,5,6	0.80	1.06	1350	0.78
	2	J, K-1	0.53	0.70	2100	0.33
		Placa J-2,7	7.90	10.51	5850	1.80
		Placa K-2,7	7.95	10.57	5850	1.81
		J, K-3,4,5,6	0.89	1.18	2100	0.56
	1	J, K-1	0.50	0.66	2100	0.31
		Placa J-2,7	10.70	14.23	5850	2.43
		Placa K-2,7	10.78	14.34	5850	2.45
		J, K-3,4,5,6	0.62	0.82	2100	0.39

Block	Nivel	Elemento	V_c (Tn)	$V_u=1.33 V_c$ (Tn)	Area (cm ²)	$v=V_u/A$ (Kg/cm ²)
CENT.	3	A-1,4	0.17	0.23	1225	0.19
		A-2,3	0.32	0.42	1225	0.34
		Placa B-1,4	2.20	2.93	4600	0.64
		B-2,3	1.51	2.01	1600	1.26
		C-1	0.17	0.23	1225	0.19
		C-2,3	0.32	0.42	1225	0.34
		C-4	0.50	0.66	1225	0.54
		C-5	0.36	0.48	1225	0.39
	2	A-1,4	0.15	0.20	1225	0.16
		A-2,3	0.28	0.37	1225	0.30
		Placa B-1,4	6.75	8.98	4600	1.95
		B-2,3	1.26	1.68	1600	1.05
		C-1	0.15	0.20	1225	0.16
		C-2,3	0.29	0.38	1225	0.31
		C-4	0.44	0.58	1225	0.47
		C-5	0.32	0.42	1225	0.34
	1	A-1,4	0.32	0.42	1225	0.34
		A-2,3	0.36	0.48	1225	0.39
		Placa B-1,4	8.77	11.66	4600	2.53
		B-2,3	0.86	1.14	1600	0.71
		C-1	0.35	0.46	1225	0.38
		C-2,3	0.40	0.53	1225	0.43
		C-4	0.46	0.61	1225	0.50
		C-5	0.41	0.54	1225	0.44

NOTA: El área de la placa se ha considerado según la dirección de su mayor rigidez.

C A P I T U L O VI

ANALISIS DEL CONJUNTO

- VERIFICACION DEL VOLTEO POR EFECTO SISMICO

De acuerdo a las Normas Peruanas de diseño antisísmico toda estructura se diseñará para resistir el momento de volteo que produce un movimiento sísmico.

El momento de volteo se determina empleando la siguiente fórmula:

$$M_v = J \sum F_i h_i$$

donde:

J es un factor de modificación que reduce el momento de volteo con el incremento del periodo natural de vibración de la estructura, Se calcula según la fórmula:

$$J = \frac{0.5}{T^{2/3}}$$

J tendrá un valor máximo de 1.00 correspondiente a un período de $T_1 = 0.354$ seg. y un valor mínimo de 0.33 para un período de $T_2 = 1.830$ seg. Para períodos menores que T_1 o mayores de T_2 se toman los valores máximos y mínimos indicados anteriormente.

La tracción y compresión que se origina por efecto del volteo será mayor cuanto mas grande es el momento y la longitud del edificio en la dirección de análisis sea pequeña. Para el equilibrio se deberá tener un momento resistente igual y de signo contrario al del volteo.

En los edificios altos y angostos el momento de volteo tiene mucha importancia. En el presente estudio se hará el análisis para la dirección de menor longitud que corresponde al eje "y". El análisis en la dirección x-x, no será necesario debido a que el ancho de su base es mucho mayor.

Se hace notar que si en los edificios altos con ancho reducido en su base, las tensiones que provoca el volteo en las columnas del lado del empuje llegan a ser mayores que sus cargas, podría provocar el volteo del edificio, sobre el terreno, a no ser que esté debidamente empotrado en él o su cimentación posea una suficiente amplitud.

A continuación se muestran los cuadros que conducen al cálculo del momento de volteo y la posición de la fuerza horizontal resultante que provoca el volteo de la estructura. El valor de J en los tres blocks resulta mayor que uno, por consiguiente se tomará el valor máximo de acuerdo al R.N.C.

Cálculo del cortante basal H

Block	P (Tn)	UK	C _y	H (Tn)
IZQ.	1075.96	0.8	0.076	65.42
DER.	852.36	0.8	0.073	49.78
CENT.	402.41	0.8	0.076	24.47

Distribución por niveles del corte total H

Block	Nivel	W _i	h _i	W _i h _i	H _y (Tn)	80% F _i (Tn)
IZQ.	3	305.791	9.30	2843.86	65.42	22.63
	2	376.774	6.10	2298.32		18.29
	1	381.364	2.90	1105.96		8.80
Σ				6248.14		
DER.	3	236.925	9.35	2215.25	49.78	16.99
	2	297.409	6.15	1829.06		14.03
	1	301.089	2.95	888.21		6.82
Σ				4932.52		
CENT.	3	115.091	9.45	1087.61	24.47	8.46
	2	140.162	6.25	876.01		6.81
	1	140.443	3.05	428.35		3.33
Σ				2391.97		

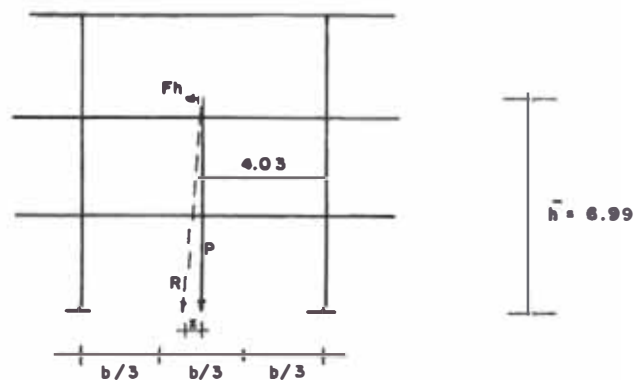
Momento de volteo

Block	Nivel	F_i (T)	h_i (m)	$F_i h_i$	\bar{h} (m)
IZQ.	3	22.63	9.30	210.46	6.99
	2	18.29	6.10	111.57	
	1	8.80	2.90	25.52	
	M_V			347.55	
DER.	3	16.99	9.35	158.86	7.01
	2	14.03	6.15	86.28	
	1	6.82	2.95	20.12	
	M_V			265.26	
CENT.	3	8.46	9.45	79.95	7.13
	2	6.81	6.25	42.56	
	1	3.33	3.05	10.16	
	M_V			132.67	

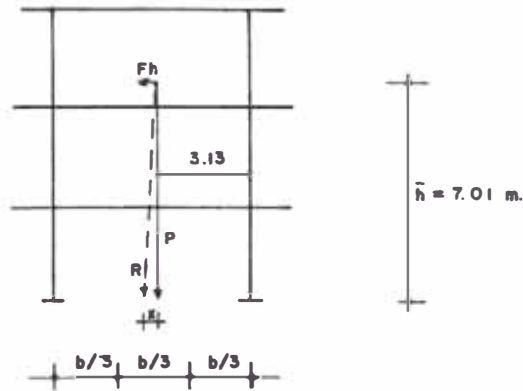
Ubicación de la resultante de la fuerza horizontal y el peso del edificio.

Esquemas :

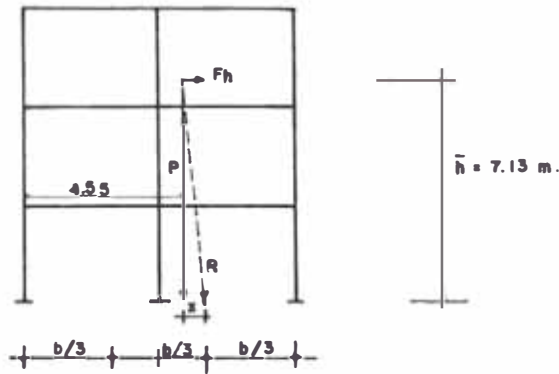
BLOCK IZQ.



BLOCK DER.



BLOCK CENT.



Del esquema se tiene por proporciones:

$$\frac{\bar{h}}{p} = \frac{x}{F_h} \longrightarrow x = \frac{F_h}{p} \bar{h} ; x_g = x + e$$

BLOCK	X	X _g	b/6
IZQ.	0.32	0.35	1.33
DER.	0.31	0.37	1.03
CENT.	0.33	0.58	1.43

En los tres casos la resultante cae dentro del tercio central de la base, luego no existen problemas de volteo.

C A P I T U L O VII

DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES DE REFUERZO

Diseño de placas:

Esfuerzos de compresión:

- El esfuerzo de compresión permisible cuando se diseña por el método a la rotura esta dada por la siguiente fórmula:

$$f_c = 1.9 \times 0.225 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

donde:

h = Distancia vertical entre apoyos (luz libre)

t = espesor del muro.

- La cuantla del refuerzo horizontal de muros de concreto armado, respecto al área de la sección reforzada no será menor de 0.0025 y el de refuerzo vertical no será menor de 0.0015. Estos valores se usarán cuando el refuerzo está constituido por barras.

- Las placas tendrán el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas.
- Los muros de concreto armado estarán anclados a los pisos, las columnas y muros de intersección con una cantidad de refuerzo por lo menos equivalente a barras de 3/8" de diámetro, espaciados 30 cm. centro a centro para cada capa de refuerzo.

Espaciamiento máximos para armadura vertical.

$$s_{max} \leq \begin{cases} 3xt \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Esfuerzos por cargas horizontales

El esfuerzo producido según Muto es:

$$f_s = R \frac{V}{A_w}$$

donde:

R = Coeficiente debido al ángulo cortante (1-1.2)

V = Corte en el entrepiso.

A_w = Sección transversal de la placa.

Espaciamientos máximos para armadura horizontal:

$$S_{max} \leq \begin{cases} l/5 & (l = \text{long. de la placa}) \\ 1.5xt \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

- Reparación y refuerzo de elementos dañados.

Los métodos a emplear en la reparación de elementos dañados se incluyen en las láminas del Anexo.

Diseño de placa:

Se hará la verificación para la placa más cargada que correspon, de, en el presente estudio, a la placa F-2,7 del Block Izquierdo

- Esfuerzos de Compresión

De acuerdo a las áreas de influencia para el diseño de columnas a los pesos de cada nivel se añadirá el peso de las placas.

Peso de Placas

$$3^{\circ} \text{ y } 2^{\circ} \text{ niveles: } (0.25 \times 1.50 \times 2.80) \times 2.4 = 2.52 \text{ Tn}$$

$$P_D = 0.913 \times 5 \times 2 = 9.13 \text{ Tn}$$

$$P_L = 0.195 \times 5 + 0.455 \times 5 = 3.25 \text{ Tn}$$

$$P_{TD} = 9.13 + 2.52 = 14.17 \text{ Tn}$$

$$P_{TL} = 3.25 \text{ Tn}$$

$$P_u = 1.5(14.17) + 1.8(3.25) = 27.11 \text{ Tn}$$

Esfuerzo producido:

$$f_c = \frac{27.11}{6150} = 4.41 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible según el ACI

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 175 \left[1 - \left(\frac{290}{40 \times 25} \right)^3 \right] = 72.99 \text{ Kg/cm}^2$$

como $4.41 \text{ Kg/cm}^2 < 72.99 \text{ Kg/cm}^2$ OK!

La placa se considera satisfactoria para cargas verticales

- Esfuerzos por cargas horizontales

Mayor cortante ya corregido por torsión = 17.65 Tn

Esfuerzo producido:

$$f_s = \frac{1 \times 17650}{6150} = 2.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible: \bar{v}_{uc}

$$\bar{v}_{uc} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ Kg/cm}^2$$

como $f_s < \bar{v}_{uc}$ la placa es satisfactoria para cargas laterales.

Cálculo de Armadura.

Resolveremos por cuantía mínima recomendado por el ACI para 1m de longitud.

$$\text{Armadura vertical} : p_{\min} = 0.0015$$

$$\text{Armadura horizontal: } p_{\min} = 0.0025$$

como la placa es de 25 cm. de espesor se colocará armadura en dos capas:

$$A_{sv} = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para $\emptyset 3/8''$

$$S = \frac{0.71}{1/2 (3.75)} \times 100 = 37.8 \text{ cm.}$$

Tomamos $\emptyset 3/8''$ a .35 c/c.

$$S_{\max} : \leq \begin{cases} 3 \times e = 3 \times 25 = 75 \text{ cm.} \\ 18'' = 45 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

$$A_{sh} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Para $\emptyset 3/8''$

$$S = \frac{0.71}{1/2 (6.25)} \times 100 = 22.72 \text{ cm.}$$

Tomamos $\emptyset 3/8''$ a .25 c/c

$$S_{max} = \begin{cases} \frac{\ell}{5} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm.} \\ 1.5e = 1.5(25) = 37.50 \text{ cm.} \quad \text{OK!} \\ 18'' = 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

DISEÑO DE CIMENTACION

Zapata de Placa.

Se hará el diseño para la zapata mas solicitada, corresponde a la de la placa F - 2,7

Asumiremos que el conjunto placa-columna toman una carga vertical equivalente a la que le transmiten las vigas secundarias.

Cargas que llegan a la zapata corrida.

$$P_{D1} = 0.913 \times 5.00 \times 3 = 13.70 \text{ Tn.}$$

$$\text{Peso de placas} = 2.52 \times 2 + 2.61 = 7.65 \text{ Tn.}$$

$$P_D = 13.70 + 7.65 = 21.35 \text{ Tn.}$$

$$P_L = 0.195 \times 5.00 + (0.455 \times 5) \times 2 = 5.53 \text{ Tn.}$$

$$P_S = 21.35 + 5.53 = 26.88 \text{ Tn.}$$

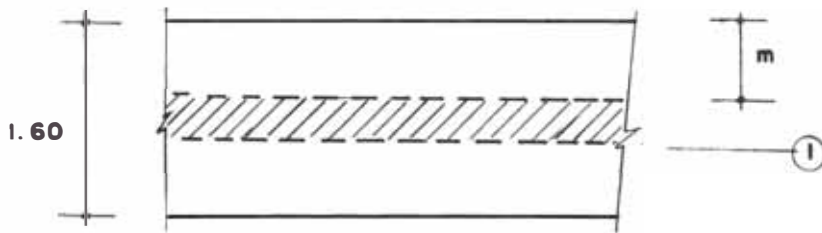
$$P_u = 1.5 P_D + 1.8 P_L = 1.5(21.35) + 1.8(5.53) = 41.98 \text{ Tn.}$$

Carga por metro lineal de placa :

$$P_S = 17.92 \text{ T/m.}$$

$$P_u = 27.99 \text{ T/m.}$$

Tomaremos como ancho de zapata igual al de la columna existente y siendo el ancho de la viga de conexión de 60 cm. se tiene:



$$m = \frac{160 - 60}{2} = 50 \text{ cm.}$$

$$w_h = \frac{41980}{160 \times 100} = 2.624 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación del corte: para $h = 50 \text{ cm.}$

$$v_{ud} = \frac{2.624 (50-40)}{40} = 0.66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{v}_u = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Verificación por flexión

$$M_{j-j} = 26.24 \times \frac{0.50^2}{2} \times 1.00 = 3.28 \text{ T-m}$$

$$\text{para } p = 0.01, \quad M_u = 32.447 \text{ } bd^2$$

$$d = \sqrt{\frac{3.28 \times 10^5}{32.447 \times 100}} = 10.05 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Por ser el momento pequeño colocamos armadura mínima.

$$A_S = 0.002 \times 100 \times 40 = 8.00 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 1/2'' @ .15$$

$$A_{ST} = 0.0018 \times 100 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 1/2'' @ .20$$

Verificación por longitud de desarrollo:

$$L_d = \frac{A_s \bar{f}_y}{\emptyset \sum o \cdot 0.8 \bar{U}_u} \quad \bar{U}_u = \frac{6.4}{D} \sqrt{f'_c} = 56$$

$$L_d = \frac{1.27 \times 4200}{0.85 \times 0.8 \times 56 \times 4} = 35 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Barras verticales:

$$\bar{U}_u = 3.4 \sqrt{f'_c} = 44.98$$

$$L_d = \frac{0.71 \times 4200}{0.85 \times 44.98 \times 3} = 26 \text{ cm.} < 40 \quad \text{OK!}$$

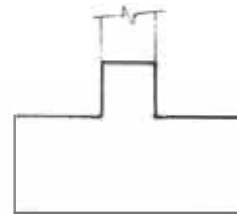
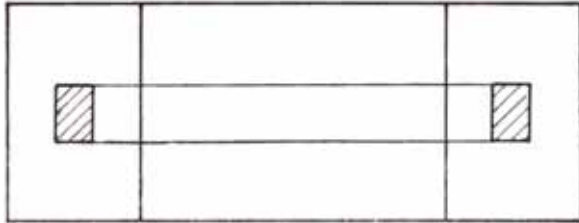
Aplastamiento:

$$\bar{f}_a = 1.9 \times 0.375 \times 175 = 125 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{41980}{100 \times 60} = 7 \text{ Kg/cm}^2 < 125 \quad \text{OK!}$$

DISEÑO DE VIGA DE CONEXION:

ESQUEMA



PLANTA

Cortante que toma la placa en el primer nivel ya corregido por torsión:

$$V_u = 17.65 \text{ Tn}$$

El máximo momento que trasmite a la cimentación será:

$$M_{u \text{ máx}} = 17.65 \times 3.10 = 54.72 \text{ Tn-m.}$$

Este momento lo tomaremos mediante una viga de conexión de gran rigidez.

Comprobación si la sección se comporta como rectangular o Sección T.

$$A_s = \frac{54.72 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(90 - \frac{42.5}{2} \right)} = 21.06 \text{ cm}^2 \text{ donde } a = K_1 t = 0.035$$

$$1.18 q \frac{d}{K_1} = 1.18 p \frac{\delta y}{\delta'_c} = \frac{d}{K_1} = 4.37 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

La sección se comporta como rectangular de $b = 60 \text{ cm}$.

$$M_u \text{ max} = \rho p_{\text{max}} \delta y b d^2 (1 - 0.59 p_{\text{max}} \frac{\delta y}{\delta'_c})$$

$$\text{para } p_{\text{max}} = 0.01$$

$$M_u \text{ max} = 157.7 \text{ T-m}$$

luego requiere armadura simple

$$\text{Para } M_u = 54.72 \text{ T-m}$$

$$A_S = 16.82 \text{ cm}^2 \text{ — } 3 \text{ } \emptyset 1'' + 1 \text{ } \emptyset 3/4''$$

$$A_{S_r} = \frac{1}{3} A_S = 5.61 \text{ cm}^2 \text{ — } 2 \text{ } \emptyset 3/4''$$

Se colocará estribos por montaje:

$$\emptyset 3/8'' \quad 1 @ .05 \text{ R C } .20$$

C A P I T U L O V I I I

ANALISIS DE COSTOS - PRESUPUESTO PARA EL REFORZAMIENTO Y REPARACION DE DAÑOS

	ESPECIFICACION	METRADOS		COSTO		
		UNI	PARCIAL	UNIT.	PARCIAL	POR PARTIDA
1.00	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>					
1.01	Concreto $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ para subzapatas (según especificaciones).	m ³	1.7.00	825.00	14,025.00	14,025.00
2.00	<u>CONCRETO ARMADO</u>					
	Concreto $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$					
	Acero $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$					
2.10	Placas					
	- Encofrado	m ²	266.00	175.00	46,550.00	
	- Concreto	m ³	31.00	1,810.00	56,110.00	
	- Armadura	Kg	3,551.00	40.00	142,040.00	
2.20	Zapata corrida					
	- Concreto	m ³	28.00	1,270.00	35,560.00	
	- Armadura	Kg	390.00	20.00	7,800.00	

	ESPECIFICACION	METRADOS		COSTO		
		UNI	PARCIAL	UNIT.	PARCIAL	POR PARTIDA
2.30	Vigas de conexión					
	- Encofrado	m ²	47.00	98.00	4,606.00	
	- Concreto	m ³	15.00	1,500.00	22,500.00	
	- Armadura	Kg	1,200.00	40.00	48,000.00	
2.40	Columnas nuevas (35x20 cm) en 2º y 3º niveles en reemplazo de falsas columnas. (según especificaciones)	u	49.00	2,000.00	98,000.00	461,166.00
3.00	<u>REPARACIONES</u>					
3.10	Reparación de vigas					
3.11	Reparación de vigas agrietadas, comprende el picado, colocación de zuncho, tarrajeo, imprimación, lijado, etc. (ver especificaciones)	Est			5,000.00	
3.12	Reparación de vigas fisuradas: Picado, resane, imprimación y lijado, según especificaciones.	m.l	34.65	95.00	3,291.75	
3.20	Reparación de columnas					
3.21	Reparación de columnas fisuradas, comprende el picado, resane, imprimación y lijado (según especificaciones)	m.l	16.00	95.00	1,520.00	

COMENTARIO :

- En el presupuesto anterior los costos unitarios incluyen el material, mano de obra con sus leyes sociales , así como la utilidad y gastos generales.
- Se han tomado los precios unitarios confeccionados por el Ministerio de Vivienda y Construcción, utilizados para Licitaciones de Obras Públicas (Precios Oficiales).
- El costo del mortero epóxico es estimativo en razón que actualmente no se encuentra en el mercado.
- El precio total de la reparación y reforzamiento de la estructura de S/. 613,362.75; representa aproximadamente el 4% del valor actual del edificio, por consiguiente la consideramos como un proyecto de reparación realizable económicamente, pues como se sabe todo proyecto de reparación es factible su realización cuando el costo de éste es inferior al 50% del valor actual del edificio.
- Los precios unitarios son los vigentes hasta Noviembre de 1,975.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones.

Analizando y verificando la estructura para estudiar su comportamiento sísmico se llega a las siguientes conclusiones:

- En la estructuración de la edificación no se tomó en cuenta los efectos del sismo.*
- Los pórticos del eje secundario (eje x-x) muestran una gran deficiencia de armadura, llegando en algunos casos esta deficiencia a más del 50% de armadura necesaria para satisfacer los efectos actuantes.*
- Las columnas que son los elementos principales en tomar los efectos del sismo no tienen confinamiento en la zona de nudos.*
- Los pórticos del eje principal (eje y-y) cumple satisfactoriamente los requisitos de un diseño sismo-resistente.*
- Se nota la deficiente práctica constructiva como es la ausencia de junta de separación sísmica entre cada uno de los blocks, pues pese a estar diseñado como tres edificaciones independientes, como se pudo observar en los planos de cimentación, éstas no fueron respetadas durante el proceso construc-*

tivo.

- No se tomaron las precauciones con los elementos no estructurales, no considerados en el análisis estructural, tal es el caso de las falsas columnas que forman los vanos de ventanas de cada uno de los blocks, las que luego de producirse el movimiento sísmico presentaban un efecto visual aparatoso.
- La estructura en los tres block no presenta problemas de volteo por efecto sísmico.
- La estructura en los tres blocks no presenta daños en el primer nivel (sótano).

RECOMENDACIONES GENERALES

Es de notar el contraste que existe entre los países en vías de desarrollo y las desarrolladas referente a la pérdida de vidas humanas ocasionadas por movimientos telúricos, siendo en los primeros los mas numerosos pese a que las características del sismo son similares. Como ejemplo podemos citar los sismos ocurridos en Niigata (Japón, 1964) y Ancash (Perú, 1970), mientras en Japón las víctimas llegaron apenas a 200 en el Perú se contabilizaba mas de 50,000, incluyendo en esta cifra las causadas por un aluvión inmediatamente después del sismo que sepultó el pueblo de Yungay.

De acuerdo a este hecho podemos explicarnos que en los países mas adelantados y situados en zonas sísmicamente desfavorables ya existe una conciencia del problema y aprovechando su potencial económico, toman las medidas tendientes al reforzamiento antisísmico de sus edificaciones, disminuyendo de esta manera el peligro de muerte para sus ocupantes. A fines del año 1,973 nos llega la noticia de que el gobierno Japonés invertiría un equivalente a 4,600 millones de dólares, en un periodo de 5 años, en un esfuerzo de reforzar la capital contra los efectos telúricos.

Nuestro país, ubicado en una zona de alta actividad sísmica debe sacar provecho de la trágica experiencia propia y también de la foránea.

Entre las recomendaciones técnicas que se pueden emitir tendientes a reforzar o mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras citaremos los siguientes:

- La concepción de toda edificación debe preveer un estudio arquitectónico-estructural que derive hacia un esquema uniforme y simétrico. Esta exigencia será mayor para los edificios más altos.

Debe procurarse que la distribución de masas y rigideces sea lo más regular posible. La simetría de la estructura es necesaria para minimizar los efectos torsionales de las fuerzas sísmicas.

- Dividir adecuadamente un edificio en varias unidades independientes mediante juntas. Las juntas no solo sirven para controlar los esfuerzos producidos por cambios de temperatura, sino también para mejorar la distribución de rigidez laterales.

- Tomar sumo cuidado para evitar se introduzcan en las juntas pedruzcos de materiales rígidos como son las rebabas, escombros etc.

- Para lograr un comportamiento estructural deseado de la edificación, la calidad de los materiales de construcción deberá ser congruente con el partido estructural elegido. El control de la calidad de los materiales constituye un factor primordial para evitar daños considerables en un sismo.

Debemos tener presente que la reparación de una edificación dañada por un sismo no consiste solamente en restablecer o mejorar su aspecto, sino fundamentalmente restablecer su seguridad.

Como solución para el presente estudio se plantea.:

- a) De acuerdo a las conclusiones determinadas, en la nueva reestructuración con carácter sismo-resistente se han introducido elementos de concreto armado, placas, en la dirección que según los cálculos se encontró una gran deficiencia, es decir, para el eje secundario (eje x-x). Se puede observar en el cuadro respectivo para los esfuerzos cortantes de los elementos verticales un gran alivio de las columnas ya que las placas por tener una rigidez mucho mayor que éstas absorben un gran porcentaje del corte de entre-piso.
- b) La ubicación de las placas se hizo teniendo en cuenta que en lo posible no se origine efectos de torsión sísmica la que se consigue haciendo mínima la distancia entre el centro de masas y rigideces.

- c) *Se hará la reparación de los elementos estructurales fisuradas y agrietadas según métodos que garanticen su estabilidad.*
- d) *Se proveerán juntas de separación en cada uno de los blocks.*
- e) *Serán reemplazadas las falsas columnas por elementos de concreto armado.*

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Fernando Oshiro Higa - *Construcción Antisísmica*.
UNI. Lima - Perú.
- 2.- L.C. Urquhart, C.E. O'Rourke, G. Winter.- *Proyecto y dimensionamiento de las Estructuras de Hormigón*. Edit. Reverté S.A, Barcelona - España.
- 3.- J. Sterling Kinney.- *Análisis de Estructuras Indeterminados*.
- Editorial CECSA, México.
- 4.- G. Kani.- *Cálculo de Pórticos de varios Pisos*. Edit. Reverté S.A., Barcelona - España.
- 5.- Ricardo Yamashiro K.- *Diseño de Elementos de Concreto Armado (Notas de clase)* UNI, Lima-Perú.
- 6.- Julio Kuroiwa Horiuchi.- *Ingeniería Antisísmica* UNI, Lima - Perú.
- 7.- Biaggio Arbulu G.- *Análisis Estructural* UNI Lima - Perú.
- 8.- Enrique Silgado F.- *Antecedentes Sismológicos en el Perú*.
- 9.- A.C.I.- *Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Columns (SP-7)*.