

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPORTAMIENTO SISMICO Y REFORZAMIENTO DEL
EDIFICIO CENTRO DE INSTRUCCION DE LA PIP
(PABELLONES PRINCIPALES)**

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

MANUEL ZELAYARAN CHAMPI

PROMOCION 1974

LIMA - PERU - 1976

INDICE GENERAL

PAG. :

	. RESUMEN	1
	. INTRODUCCION -----	5
I	CONSIDERACIONES GENERALES -----	5
	. Historia Sísmica de Lima Metropolitana	
	. Sismo del 3 de Octubre de 1974	
	. Características del suelo de Lima Metropolitana.	
II	EVALUACION DE DAÑOS CAUSADOS POR EL SISMO DEL 3 DE OCTUBRE DE 1974 EN EL LOCAL CINPIP -----	13
	A. Ubicación y Características del Edificio	
	B. Evaluación de Daños	
	C. Conclusiones.	
III	ANALISIS DE LA ESTRUCTURA TAL COMO SE ENCONTRABA HASTA ANTES DEL SISMO 03-10-74 -----	25
	. Análisis Sísmico - Pabellón Izquierdo -----	27
	A. Metrado de Cargas	
	B. Corte total en la base del Edificio y Distribución por ni veles.	
	1. Cortante en la base según las Normas Peruanas de Dise ño Antisísmico.	
	2. Cortante por Niveles según Análisis Modal.	
	3. Cortante por niveles según Análisis Modal y Normas Pe ruanas de Diseño Antisísmico.	
	4. Distribución de la Fuerza Sísmica entre cada uno de los elementos verticales de entrepiso.	
	C. Corrección por Torsión Sísmica - Cortante Final de Diseño.	
	1. Centro de Masa	
	2. Centro de Rigidez	
	3. Momento Polar de Inercia	
	4. Corte debido a Torsión - Corte Final	
	5. Fuerza Cortante en cada Columna de los pórticos princi pales y secundario.	
	D. Momentos en Vigas y Columnas provocadas por las vibracio nes Sísmicas.	
	. Análisis de Cargas de Gravedad -----	90
	A. Metrado de Cargas.	
	B. Momentos Flectores en Vigas y Columnas debidos a las Car gas de Gravedad.	
	. Análisis de Cargas Ultimas de Diseño -----	103
	A. Momentos y Cortes Ultimos de Diseño en Vigas.	
	B. Momentos y Carga Axial Ultimos en Columnas.	
IV	VERIFICACION DEL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES -----	113
	A. Verificación del esfuerzo cortante en columnas debido a e fectos sísmicos.	
	B. Verificación de columnas por flexión y corte.	

	C. Verificación de columnas por flexión y compresión.	
	D. Verificación de la Cimentación.	
	E. Verificación del Techo Aligerado Típico.	
	F. Verificación de la Escalera.	
	G. Verificación de la placa "Caja de Ascensor"	
V	CAUSAS QUE ORIGINARON LOS DAÑOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES -----	183
	A. Comparación de la verificación de diseño con los planos estructurales existentes.	
	B. Conclusiones.	
VI	CONCEPCION DE UNA ESTRUCTURA ADICIONAL DE REFUERZO -----	200
	A. Estructuración con criterio sismo-resistente.	
	B. Análisis Sísmico.	
	1. Ubicación y selección del tipo de placas.	
	2. Nueva Cortante en la Base y Distribución por niveles según las Normas.	
	3. Cálculo de los coeficientes de distribución "D" de placas - Método de MUTO.	
	4. Determinación del cortante por niveles - Análisis Modal.	
	5. Cortante según las Normas y el Análisis Modal.	
	6. Corrección por Torsión Sísmica - Cortante Final de Diseño - Centros de Masa y de rigidez.	
	7. Corte Final para Diseño de Placas.	
VII	ANALISIS DE CONJUNTO -----	231
	A. Volteo de una estructura por efecto sísmico.	
	B. Verificación del Volteo del Edificio CINPIP.	
VIII	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE REFUERZO Y REPARACION DE DAÑOS CAUSADOS POR EL SISMO -----	236
	A. Introducción.	
	B. Diseño de los elementos de refuerzo (Placas).	
	C. Ubicación y Diseño de Placas en los pabellones Central y Derecho del CINPIP.	
	D. Procedimiento constructivo de los elementos de refuerzo.	
	E. Reparación de Daños ocasionados por el sismo del 3 de Octubre de 1974.	
IX	ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS - PRESUPUESTO PARA EL REFORZAMIENTO Y REPARACION -----	268
X	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES -----	270
	A. Conclusiones del Estudio.	
	B. Recomendaciones sobre el Estudio.	
	C. Recomendaciones Generales.	
	. BIBLIOGRAFIA	
	. ANEXO	
	A. Fundamentos del Diseño Sismo-Resistente	
	B. Programas de Computación Electrónica.	
	C. Planos para el Reforzamiento y Reparación del CINPIP.	

R E S U M E N

La finalidad del presente trabajo es la de estudiar el Comportamiento Sísmico del Edificio del Centro de Instrucción de la PIP (CINPIP), sito en la Avenida Aramburú No. 550 del Distrito de Surquillo-Perú, así como la de preparar un Proyecto de Reforzamiento y Reparación de Daños causados por el sismo del 03 de Octubre de 1974. Este movimiento sísmico tuvo una intensidad VII-VIII de la Escala Mercalli Modificada, magnitud aproximada de 7.5 en la Escala de Richter y una duración de 2 minutos y 15 segundos; causó considerables daños sobre todo en la franja de la Costa comprendida entre Cañete y Lima.

El Edificio CINPIP tiene una estructuración aporticada y consta de tres pabellones. El Pabellón Izquierdo es de 6 pisos, el Central de 7 pisos y el Pabellón Derecho de 6 pisos mas un sótano; los que abarcan un área construída por nivel de 2300 m². Cada pabellón posee una Caja de Ascensor ubicada en forma asimétrica, escaleras y juntas de separación. Abarcan una longitud en la fachada de 122 m. y transversalmente 18 m. La cimentación consiste de zapatas aisladas.

El suelo bajo la edificación corresponde al del Cono Deyectivo del Río Rímac : Conglomerado seco y compacto, de alta potencia y con la napa freática profunda.

El método de estudio ha consistido básicamente en lo siguiente. En primera instancia se realizó inspecciones minuciosas del edificio con el fin de identificar los tipos de daños y replantearlos en los planos de "levantamiento de daños" para su posterior Evaluación. En general, estos daños han consistido en fisuramientos de algunos elementos estructurales (vigas y columnas) y de gran parte de las tabiquerías, causados por el cortante sísmico. Estos últimos elementos, sobre todo de la dirección secundaria, han sido afectados mayormente llegando a ser agrietados en algunos casos. Los mayores daños se presentan

en los pisos superiores. No fue afectada la cimentación.

Luego, se analizó y verificó la estructura del edificio considerando la acción conjunta de las cargas de gravedad y laterales de sismo, bajo la suposición de que está diseñada y construida para soportar dichas cargas, con el fin de establecer las causas que originaron los daños observados. Se ha llegado a la conclusión de que el edificio no tiene diseño Sismo-resistente, habiéndose considerado solamente las cargas de gravedad, lo que quedó demostrado por la falta de rigidez lateral, falta de ductilidad de los elementos flexibles y deficiencias de estructuración. Al considerar que los pórticos toman el mayor porcentaje del cortante sísmico, ya que la caja de ascensor es el único elemento rígido, los Nudos o uniones de los pórticos tienen deficiencias de refuerzos de acero longitudinales y transversales, aparte de la baja calidad del concreto. La gran densidad de tabiquerías, sobre todo de la dirección principal, evitó la falla o mayores daños en dichos elementos, al absorber y disipar gran parte de la energía sísmica; estos elementos no estructurales al tener gran inercia poseen una rigidez mucho mayor que el pórtico que las enmarcan, pero al no tener la suficiente resistencia sufren daños al atraer gran porcentaje de cortante sísmico.

Los fisuramientos que algunas vigas presentan en los niveles superiores, indican que hubo inversión de esfuerzos al vibrar el edificio en modos altos y por efectos de "chicoteo" al ser los pisos superiores más flexibles que los inferiores y un suelo relativamente rígido. En forma similar se explica los fisuramientos de las columnas, indicando además que muchas de ellas se comportaron como "columnas cortas" junto a las ventanas altas.

En resumen, el edificio posee una estructuración deficiente al no tener simetría ni uniformidad, falta de rigidez lateral y falta de ductilidad de los elementos flexibles.

Esfuerzos adicionales por impacto o choque de los pabellones contribuyeron en la magnitud de los daños, al no estar limpias las juntas de separa -

ción y por deficiencias constructivas de dichas zonas ya que se ha observado falta de uniformidad y verticalidad.

Como consecuencia de los resultados del análisis, verificación y determinación de las causas de los daños, se ha visto la necesidad de proyectar el Reforzamiento y Reparación del Edificio CINPIP. El primero consiste en adicionar a la estructura actual Placas de concreto armado, estructurados con criterios sismo-resistentes : Se procura conseguir una mejor distribución de masas y rigideces (simetría y uniformidad), el número y dimensiones es tal que en conjunto absorben y disipan el mayor porcentaje del cortante sísmico , limitando las excesivas deformaciones laterales de la estructura (rigidización). Se procura así mejorar el comportamiento del edificio frente a otros movimientos sísmicos (cambio del comportamiento dinámico) y se trata de conseguir una interacción suelo-estructura tal que los esfuerzos se distribuyan en forma uniforme en todos los elementos, ya que en suelos como el de Lima Metropolitana lo más recomendable es adoptar una estructuración con elementos flexibles dúctiles y elementos rígidos.

El segundo caso, la reparación, consiste en la aplicación de métodos de reparación de elementos dañados, con el fin de darles estabilidad y seguridad frente a otros movimientos sísmicos.

Seguidamente se hace un Análisis de Costos de Reforzamiento y Reparación de Daños planteado. En esta parte se ha llegado a la conclusión de que el monto de dicho presupuesto asciende al 8.25% del costo actual del edificio, lo que hace factible y practicable su ejecución. Especialistas en esta materia, de acuerdo a experiencias en reforzamiento y reparación de edificios, recomiendan que dichos proyectos son factibles y practicables si su monto es inferior al 50% del costo de la obra en la fecha correspondiente.

Finalmente se explica el proceso constructivo a seguir en el Reforzamiento y Reparación del Edificio CINPIP; se dan las especificaciones técnicas y se adjuntan en el Anexo los planos correspondientes. Se dan las recomenda -

ciones referentes a la calidad de los materiales a utilizar, del control del proceso constructivo, de la necesidad de las inspecciones técnicas y otras.

Se adjuntan en el Anexo un resumen de los Conceptos Fundamentales y Elementales en que deben basarse los diseños de viviendas. Se resalta los objetivos que se debe buscar con una adecuada estructuración y la observancia de los principios del diseño Sismoresistente, teniendo en cuenta que nuestro país se encuentra ubicado en una zona de gran actividad sísmica.

Se procura así relieves la necesidad de diseños sismo-resistentes buscando reducir al mínimo pérdidas de vidas humanas y cuantiosos daños materiales.

I N T R O D U C C I O N

El territorio peruano se encuentra ubicado dentro de la zona de actividad sísmica más intensa del globo terráqueo, en el llamado Círculo Circum-Pacífico donde han ocurrido alrededor del 80% de los movimientos sísmicos más violentos.

La historia sísmica de nuestro país, a partir de 1552, nos da a conocer innumerables movimientos sísmicos entre leves, moderados y violentos. Así, entre los últimos se recuerdan : El de 1746 cuya intensidad fué de X-XI MM, causó más de 1000 pérdidas humanas y cuantiosos daños materiales en Lima y Callao, dando origen a la Devoción al Señor de los Milagros; el de 1868 cuya intensidad fué XI MM, que fué el más horroroso y destructor y afectó gran parte del país; el de 1940 con una intensidad de VII MM. Entre los moderados y recientes se recuerdan el de 1966 (VIII MM), el de 1970 (VIII MM) que afectó mayormente la parte central del país : Alrededor de 50,000 muertos, 20,000 desaparecidos, 150,000 heridos y pérdidas materiales ascendentes a 25,000 millones de soles; y el último de 1974 (VII-VIII MM).

El origen de la actividad sísmica en nuestro país y principalmente en la Costa peruana, es asociada al movimiento de placas, es decir su origen es tectónico. Según los investigadores, la Placa de Nazca es la responsable de los movimientos sísmicos; esta Placa penetra al fondo marino y al entrar en contacto con las montañas marinas se producen grandes fallas ocasionando las vibraciones del suelo. Existe también otra teoría, que según los especialistas en Sismología es poco consistente, que sostiene que la caída o derrumbe de sedimentos al fondo marino ocasiona los sismos en la Costa peruana. Sea cual sea el origen, lo cierto es que, en el territorio peruano existe gran actividad sísmica. De la Conciencia Sísmica que se tenga, de las investigaciones, conocimientos y experiencias que se adquieran, y de las medidas de protec

ción que tomen dependen la seguridad contra los daños personales y materiales. Para la Ingeniería Antisísmica, los investigadores y para los organismos de Vivienda y Construcción es un reto al cual todos estamos comprometidos.

El sismo del 03 de Octubre de 1974, que es materia de estudio del presente trabajo, tuvo una magnitud de 7.5 en la Escala de Richter. Su epicentro estuvo ubicado en el mar entre Mala y Asia (Cañete); afectó toda la franja de la Costa entre Lima y Cañete ocasionando daños personales (78 muertos) y materiales (1830 millones de soles).

Como consecuencia de este movimiento sísmico, aprovechando el "laboratorio a escala natural" que la naturaleza nos ofrece, el Departamento de Estructuras y Construcción de la Universidad Nacional de Ingeniería de Lima-Perú, por intermedio de su Catedrático Principal de Ingeniería Antisísmica y Miembro del Comité Nacional de Defensa Civil, el Ing°. Julio Kuroiwa Horiuchi, orientó y asesoró a los egresados de esa Universidad a hacer estudios de las consecuencias que dió origen el sismo del 3-10-74, tanto en Lima como en provincias.

El presente trabajo es parte de dicha orientación y asesoramiento. El trabajo se ha intitulado : "COMPORTAMIENTO SISMICO Y REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO CENTRO DE INSTRUCCION DE LA PIP (PABELLONES PRINCIPALES)", que se ha desarrollado en base a los conocimientos de Ingeniería Antisísmica y los Métodos de Reforzamiento y Reparación de daños de edificios.

El trabajo consta de 10 Capítulos y un Anexo. En cada uno de ellos se exponen los conceptos básicos correspondientes, se ilustran por medio de gráficos o figuras, se desarrolla un caso especial y los resultados se presentan en cuadros explicativos.

En el Capítulo I se trata aspectos referentes a la historia sísmica de Lima, de las características del sismo en estudio y las del suelo de Lima Metropolitana. Se trata de resaltar la sismicidad de la zona y las cualidades del suelo bajo la edificación.

El Capítulo II se refiere al Replanteo y Evaluación de Daños causados por el sismo en estudio en el edificio del Centro de Instrucción de la PIP (CINPIP), dándose al final las conclusiones correspondientes.

En el Capítulo III se analiza la estructura del CINPIP tal como se encontraba hasta antes del sismo, bajo la suposición de la acción conjunta de las cargas de gravedad y laterales de sismo. Los resultados se presentan en cuadros y corresponden a situaciones críticas de carga sobre la estructura.

El Capítulo IV de la verificación o rediseño de los elementos estructurales del edificio, en base a los resultados del Capítulo III. Las dimensiones de dichos elementos y la calidad de los materiales utilizados en la construcción del edificio, se toman como datos de los planos existentes.

En el Capítulo V se trata de determinar las causas que originaron los daños, valiéndose para ello de los resultados del Replanteo y Evaluación de Daños, y de los correspondientes a la Verificación de Elementos Estructurales dándose las conclusiones finales.

El Capítulo VI parte de los resultados del Capítulo anterior y trata del Reforzamiento Estructural y Reparación del Edificio CINPIP. El Reforzamiento consiste en la adición de Placas o Muros de Corte a la estructura inicial, de acuerdo con los criterios de diseño sismo-resistente. Los resultados del nuevo Análisis Sísmico se presentan en cuadros.

En el Capítulo VII se trata del Análisis Conjunto de la estructura inicial con los nuevos elementos de refuerzo, verificando los efectos de volteo que ocasionan los momentos debido a sismo (Momento de volteo).

El Capítulo VIII se refiere al Diseño de los elementos adicionales de refuerzo estructural (placas) y de los métodos de reparación de daños. Se dan las especificaciones técnicas para su proceso constructivo.

En el Capítulo IX se hacen los costos unitarios y el Presupuesto para el Reforzamiento y Reparación planteados en los Capítulos anteriores.

El Capítulo X trata de las Conclusiones y Recomendaciones finales de todo el trabajo.

Finalmente en el Anexo se adjuntan los Conceptos fundamentales y elementales del Diseño Sismo-Resistente; Programas de Computación Electrónica utilizados en este trabajo, y los Planos para el Reforzamiento y Reparación del Edificio CINPIP.

El autor de la presente Tesis de Grado expresa su agradecimiento a to dos sus profesores de la Universidad Nacional de Ingeniería por las enseñanzas invalorables recibidas, que han servido para el desarrollo de este trabajo y para el futuro profesional; también agradece a los autores de libros y estudios que contribuyeron en igual forma, y finalmente a su profesor y asesor el Ing^o. Julio Kuroiwa Horifuchi por sus enseñanzas y orientación en la materia de Ingeniería Antisísmica.

C A P I T U L O I

CONSIDERACIONES GENERALES

HISTORIA SISMICA DE LIMA METROPOLITANA

De acuerdo a estudios sismo-tectónicos, en el globo terráqueo en que vivimos, existen dos zonas de actividad sísmica intensa muy importantes. La primera es el Círculo Alpino-Himalayo donde han ocurrido alrededor del 15% de los eventos sísmicos; la segunda zona corresponde al Círculo Circum-Pacífico en el que han ocurrido aproximadamente el 80% de dichos eventos y es esta la zona en que se encuentra la ciudad de Lima materia de estudio. Las observaciones sismológicas y el análisis de los registros obtenidos en varias estaciones locales permiten confirmar la teoría de la actividad sísmica asociada principalmente al movimiento de placas. De acuerdo a mapas de sismicidad, la actividad sísmica ocurre en la zona de interacción entre las placas Nazca y Sud-américa. La Costa Peruana-Chilena corresponde de esta manera a una región de desaparición de la corteza en la fosa del Pacífico, donde entran en contacto dos grandes placas terrestres, la placa Sud-Pacífica y la placa Americana. El movimiento tectónico causado por el deslizamiento de la placa continental es responsable de la gran actividad sísmica de la región. Además de la falla de la Costa, la actividad sísmica en el Perú se manifiesta en la falla de Ancash-Satipo y en las posibles zonas de fractura del Oriente, Centro y Nor-Oriente del Perú.

La distribución de epicentros de sismos fuertes desde 1900 hasta 1972 confirma lo manifestado, ya que se encuentran concentrados en las dos zonas de fractura: la de la Costa que corre entre la fosa marina Perú-Chile y los An -

des, y la otra, la Sub-Andina entre los Andes y la Planicie Amazónica. En consecuencia, Perú y Chile son los países con mayor actividad sísmica en América del Sur.

De acuerdo a Mapas de Distribución de Sismos destructores, elaborado por el Instituto Geofísico del Perú, la zona de Lima y Callao ha sido afectada por sismos cuyas intensidades varían entre el grado VII y X de la Escala Mercalli modificada, entre 1555 y 1973.

A continuación se consignan los sismos mas violentos ocurridos en Lima Metropolitana y alrededores desde 1552 hasta 1974.

1552 Julio 02, hora 05:30. Es el primer movimiento sísmico del cual se tiene conocimiento de la fecha y lugar.

1686 Julio 09, es el primer sismo del cual se tiene noticia del grado de intensidad : VIII MM.

1687 Octubre 20, hora 04:15, Intensidad IX MM. y Magnitud 8.00. Terremoto - que dejó casi en ruinas a Lima y Callao : 200 muertos y daños materiales.

1746 Octubre 28, hora 22:30, ubicación del epicentro: Latitud Sur 11.6° y Longitud Oeste 77.5°; Intensidad MM.: X-XI y Magnitud 8.4. Violento terremoto que duró de 3 a 4 minutos. Destrucción total en Lima: de 3000 casas solo quedaron en pie 25; de 60,000 habitantes murieron 1,141 personas.

En el Callao ocurrió daños similares; media hora después del sismo el mar se precipitó dos veces sobre la ciudad: murieron alrededor de 5,000 personas quedando solamente 200, destruyó viviendas y embarcaciones.

En 24 horas hubieron 200 "réplicas" y hasta Febrero del año siguiente hubieron alrededor de 1700 temblores.

La onda sísmica afectó además Cañete, Chancay y Huánuco, llegando hasta el interior del país. Este sismo originó grandes cambios urbanísticos en Lima y Callao.

Igualmente, dió origen a la devoción por el Señor de Los Milagros, cuya

imagen pintada en una pared por un desconocido artista negro, fue lo único que quedó en pie en Pachacamilla.

Los daños materiales se estimaron en 600 millones de pesos y los muertos se incrementaron en mas de 2000 personas como consecuencia de epidemias producidas después del terremoto.

1828 Marzo 30, hora 07:35, Intensidad MM. VII-VIII. Fue el mayor de los que ocurrieron después del sismo de 1746; duró 70 segundos. Daños: 30 perso - nas muertas y 6 millones de pesos en p^érdivas materiales.

1868 Agosto 13, Intensidad MM. XI, Magnitud 8.6. Fue el sismo de mayor dura - ción, horroroso y destructor que azotó el país. Alcanzó gran extensión : Lima, Callao, Ica, Chincha, Nazca, Arequipa, Moquegua, Ilo, Arica, Iqui - que y otros puntos del país. En Lima ocurrió a las 04:46 y se repitió u - na hora después, duración casi 4 minutos. Muertos 350 personas.

Arequipa sufrió mayor destrucción donde la tierra vibró 7.5 minutos. El epicentro estuvo ubicado frente a Arica.

El mar se agitó llegando hasta California, Hawai, Yokohoma (Japón), Las Filipinas, las Costas de Nueva Zelandia y el Archipiélago de Chile.

1940 Mayo 24, hora 11:35; ubicación del epicentro: Latitud Sur 11.00°, Longi - tud Oeste 77.5°; Intensidad MM. VIII y magnitud 8.2. Afectó principalmen - te a Lima, Chancay, Huacho y Lurín. Daños : 180 muertos y mas de 5000 he - ridos; 5000 casas destruídas en el Callao. Daños cuantiosos en Lima y Ca - llao, 38% viviendas de quincha, 23% de adobe, 29% de ladrillo y cemento, y 10% en otros materiales.

1966 Octubre 17, hora 16:42, ubicación del epicentro: Latitud Sur 10.7°, Lon - gitud Oeste 78.7°; intensidad MM. VIII y magnitud 7.5. Epicentro a 218 Km. de Lima. Mayores daños en Huacho: 27 muertos y muchas viviendas des - truídas. Callao: 43 muertos. Daños estimados en 1000 millones de soles.

1970 Mayo 31, hora 15:23, ubicación del epicentro: Latitud Sur 9.2° y Longitud Oeste 78.8°; intensidad promedio VIII MM. y magnitud 7.8.

Lima sintió una intensidad MM. VI con pocos daños.

En el Departamento de Ancash y La Libertad el sismo originó 47,415 muertos, 19,600 desaparecidos y 142,331 heridos. 800,000 personas quedaron sin vivienda. En esta zona estuvo ubicado el epicentro. Daños materiales estimados en 24,000 millones de soles.

Como consecuencia del sismo, se produjo un aluvión que arrasó Yungay en el Callejón de Huaylas.

A pesar de que el sismo no fue violento como los de 1746 y 1868, causó en Ancash y La Libertad cuantiosos daños, principalmente debido a la existencia de suelos aluvionales.

SISMO DEL 3 DE OCTUBRE DE 1974

El estudio de los efectos causados por este sismo sobre el local del Centro de Instrucción de la PIP (6 pisos, aperturado) es la finalidad de la presente tesis y por tal motivo se ha separado de la historia sísmica de Lima Metropolitana tratada.

Las características principales del sismo del 3 de Octubre de 1974 son : Hora 09:21' : 44"; ubicación del epicentro : Latitud Sur 12.8°, Longitud Oeste 77.3°, 70 Km. de la Costa, en el mar entre Mala y Asia (Cañete); Intensidad promedio de VII - VIII de la Escala Mercalli Modificada (MM) y Magnitud aproximada de 7.5 en la Escala de Richter. Duración 2 minutos 15 segundos. La zona mayormente afectada fue la parte de la Costa entre Lima y Cañete donde se puede asignar una intensidad promedio MM VII, pudiendo localizarse zonas con intensidad MM VIII y hasta IX (Chorrillos, La Molina y Barrios Altos) y de V - VI (San Antonio de Miraflores, San Isidro, etc.).

Las ciudades mas afectadas son : Lima Metropolitana, Lurín, Chilca, San Antonio, Mala, Cerro Azul, San Luis, Imperial y San Vicente de Cañete.

Según sismogramas de estaciones lejanas la magnitud va de 6.0 MS hasta 7.8 MS (MS - Magnitud Corpórea - Richter). Según el Instituto Geofísico del Perú la

magnitud razonable es de 7.8 MS. La aceleración del suelo, según registros del IGP, llega hasta aproximadamente 0.2 g.

La larga duración, 2 min. 15 seg., hace suponer a los sismólogos la ocurrencia hasta de tres sismos consecutivos.

De acuerdo a registros del IGP, en los 30 minutos siguientes hubieron 8 nuevos movimientos (réplicas); 15 horas después se registraron 365 réplicas, siendo probablemente sentidas por la población 60 de ellas. Al 7 de Octubre se registró 590 réplicas. Hubieron además 2 réplicas importantes: la del 9 de Octubre de magnitud 4.9 MS y la del 9 de Noviembre de magnitud 6.0 MS. 30 réplicas de magnitud mayor de 4.0 M.S.

Los daños personales y materiales, de acuerdo a Evaluación hecha por el Comité Nacional de Defensa Civil, se puede sintetizar como sigue: 78 muertos, 2458 heridos, 8,687 casas destruidas y 44,192 damnificados. Los daños cuantificados en forma sectorizada y proyectada para su rehabilitación y reconstrucción asciende a la suma de 1,830 millones de soles oro, que abarca los sectores de Educación, Energía y Minas, Salud, Transportes y Comunicaciones, Aeronáutica, Agricultura, Vivienda, etc.

El Gobierno Central, por D.L. N° 20789, asignó al Comité Nacional de Defensa Civil la cantidad de 150 millones de soles para que se lleve a cabo la rehabilitación y reconstrucción de cada uno de los sectores afectados.

CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE LIMA METROPOLITANA

La evaluación de la respuesta dinámica de un sistema elástico Suelo-Estructura sujeto a cualquier tipo de sollicitación proveniente del suelo o aplicado directamente en la estructura, demanda el conocimiento de las propiedades elásticas de los suelos subyacentes a estas obras en el entendimiento de que el análisis de cimentación de estructuras sometidas a cargas repetidas, ofrece por lo general dos alternativas, la primera que intenta aproximarse al comportamiento observado de los suelos por medio de relaciones Esfuerzo-Deformación-

Tiempo no lineales, en cuyo caso aún los problemas mas sencillos de aplicación involucran dificultades matemáticas muchas veces insuperables; y la segunda de idealizar el análisis suponiendo que los suelos se comportan como materiales elásticos perfectos, cuyos parámetros es posible determinar aproximándose cuidadosamente a las condiciones reales de trabajo de la cimentación.

En los suelos de Lima Metropolitana y alrededores, mayormente de tipo granular, las partículas sólidas que las componen, pueden ser consideradas como elementos absolutamente rígidos, cuyas dimensiones están comprendidas entre mayores de 2" y algunos micrones; pueden asumirse que estos suelos consisten de un material homogéneo.

Por otro lado, las partículas de este suelo se encuentran distribuidas más o menos al azar en su masa, por lo tanto las propiedades elásticas de los suelos son las mismas en todas las direcciones, y el suelo puede ser considerado como un cuerpo isotrópico.

Estos suelos granulares, compuesto por gravas y arenas, se caracterizan por la presencia de fuerzas friccionantes, las mismas que inducen a estos materiales una apariencia de esfuerzos internos iniciales. Estos esfuerzos son debidos principalmente a la fricción interna y resultan muy pequeños en comparación con los niveles de esfuerzos a que los suelos son sometidos como cargas de trabajo (con rango de variación de 1.5 Kg/cm² a 4.00 Kg/cm²).

De los resultados típicos de los Ensayos en los Suelos de Lima Metropolitana y alrededores, se pueden deducir lo siguiente: que pueden ser considerados como sólidos homogéneos, linealmente isotrópica en los que es factible - la Ley generalizada de Hooke. Los ensayos practicados en diversas zonas de la ciudad tienen la finalidad de verificar la carga admisible asignada a determinadas cimentaciones en condiciones estáticas de trabajo y en 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 o por la aplicación rápida de

ciclos repetidos de carga.

Un resultado típico en este suelo, dentro del Cono de Deyección del Río Rímac, arroja el siguiente resultado :

- a.- El sub-suelo está constituido superficialmente por material de relleno hasta la profundidad de 0.70 m. y en otros casos hasta algo mas de 1 metro según la zona.
- b.- A continuación, estrato de material grueso, homogéneo, denominado hormigón, constituido aproximadamente por 60% de grava pobremente graduada, superficie redondeada y porosa de hasta 16" de tamaño, mezclado de arena gruesa y pequeños lentes de limo, variando su densidad relativa de media a alta con respecto a la profundidad.
- c.- Este material grueso, clasificado como suelo GP, presenta características de gran resistencia al esfuerzo cortante y baja capacidad de deformación.
- d.- El peso unitario promedio es de 1900 kg/m^3 ; ángulo de fricción interna para el material de $\phi = 34^\circ$. La capacidad de carga se determina de acuerdo a la Teoría de Terzaghi. El módulo de Elasticidad Estático puede tomarse dentro del intervalo de 696 a 1692 kg/cm^2 (suelo conglomerado u hormigón).
- e.- La presión admisible aproximada para estos suelos, gravas empacadas en arena y pequeños lentes de limo, puede tomarse como $\sigma_t = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ con un factor de seguridad de 3 contra la falla catastrófica. Aunque es posible encontrar zonas dentro del Cono Deyectivo del Río Rímac con $\sigma_t > 4 \text{ kg/cm}^2$.

En conclusión, de los estudios hechos en el suelo de Lima Metropolitana, se deduce :

- 1) Que se puede adaptar una cimentación superficial: cimientos corridos, zapatas aisladas o zapatas combinadas.
- 2) Que el sub-suelo del área en estudio, presenta una estructura de características homogéneas y linealmente isotrópicas; de gran resistencia al esfuerzo cortante y baja capacidad de deformación, material óptimo para fi -

nes de cimentación.

- 3) Que se debe adaptar una profundidad mínima de cimentación de 1.00 m.
- 4) Que puede adoptarse una presión admisible o capacidad de carga máxima de 4 kg/cm², debiendo tener presente que existen zonas en el Cono Deyectivo del Rfo Rímac con capacidad de carga (σ_t) mayor de 4 kg/cm².

C A P I T U L O I I

EVALUACION DE DANOS CAUSADOS POR EL SISMO DEL 3 DE OCTUBRE DE 1974 EN EL LOCAL CINPIP

A. UBICACION Y CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO

- El local del Centro de Instrucción de la Policía de Investigaciones del Perú (CINPIP), se encuentra ubicado en la quinta cuadra de la Avenida Aramburú del Distrito de Surquillo (a 100 m. del edificio del Acuerdo de Cartagena).
- Consta de 3 pabellones contiguos, denominados (observando el edificio desde la Av. Aramburú) Pabellones Izquierdo (6 pisos), Central (7 pisos) y Derecho (6 pisos). Abarca una longitud de 121 m. en su fachada principal (Av. Aramburú).
- Estructuración: Cimentación con zapatas aisladas y combinadas, pórticos principales y secundarios, y, dos juntas de separación. Los pórticos principales son perpendiculares a la fachada.
- Pabellón Izquierdo: Los pórticos principales constan de 3 crujiás y 1 volado de 2.20 m. hacia la fachada posterior; los pórticos secundarios constan de 12 crujiás. Posee dos escaleras ubicadas simétricamente en la dirección principal y una caja de ascensor.
- Pabellón Central: Los pórticos principales de 3 crujiás y dos volados de 1.20 y 2.20 m. hacia las fachadas anterior y posterior respectivamente, estos pórticos no son paralelos; los pórticos secundarios constan de 5 crujiás. Posee caja de ascensor.
- Pabellón Derecho: Similar al pabellón Izquierdo, con la diferencia de que

los pórticos secundarios constan de 8 crujeas y existe una sola escalera. Ver Figuras N° 1, 2, 3. Tiene un sótano que posee cisterna.

En los 3 pabellones, la altura libre entre piso y techo es de 3.00 m; el aligerado es de 0.20 m.; en todos los niveles. La sección recta de las vigas principales de los Pabellones Izquierdo y Derecho, así como de los secundarios, no varían de un nivel a otro. Los del Pabellón Central tienen mayor peralte y no hay variación de un nivel a otro.

En cuanto a la sección recta de las columnas, éstas varían cada 2 pisos. Por otra parte, la mayor parte de los pórticos principales están rellenos de tabiquería y en menor proporción los secundarios (muro de ladrillo pandereta, amarre sogá).

- En cuanto a la edad del edificio: Las dos primeras plantas fueron construidas en 1962 y las demás en 1965.

B.- EVALUACION DE DAÑOS

B.1 Cimentación: En las inspecciones realizadas al local CINPIP, no se han observado ninguna huella de asentamiento. Como la cimentación (zapatas) está por debajo de 1.00 m., en suelo conglomerado de alta potencia, es improbable algún asentamiento. De lo contrario se habría observado hundimiento del nivel del piso terminado, rajaduras en diversas direcciones en el piso alrededor de las columnas, o levantamiento en una zonas y hundimiento en otros del piso por volteo de la estructura. Igualmente no se observan variaciones de nivel de las veredas interior y exterior del edificio. Se descarta toda posibilidad de asentamiento.

B.2 En Columnas: En general, las columnas no han sido afectadas considerablemente. En los entrepisos 3°, 4° y 5° algunas columnas han sufrido fisuramientos (rajaduras muy finas, aberturas menores de 2 mm) diagonales y horizontales, principalmente en la zona de ventanas altas; solo han afectado -

el tarrajeo. Una columna del 5° piso, del Pabellón Izquierdo, ubicada en la intersección de los Ejes "5" y "D", ha sufrido agrietamiento y el fierro está visible en una arista; esta columna, en la dirección secundaria, está arriostrada por un muro de ladrillo de 0.15 m. de espesor y en una altura de 1.80 m., lo que ha variado su comportamiento haciendo que funcione como columna corta en esa dirección ($h = 1.00$ m.); el tarrajeo fue despedido quedando uno de los fierros visible, pudiéndose comprobar también que en esta zona existía una junta de construcción de la columna y que había cangrejera por falta de vibración del concreto en el momento del llenado. Ver Figura N° 4, 5.

B.3 En Vigas: En estos elementos estructurales, mayormente se han observado fisuramientos verticales finos tanto en vigas principales como en las de amarre, principalmente en las del 2°, 3° y 4° niveles, y en menor proporción en las del 5° nivel. En las vigas del 1° y 6° niveles no se han producido tales daños.

Estas fisuras, que se han producido en las vigas peraltadas, parten del techo hacia abajo sin llegar a la base de dichas vigas; en algunas vigas secundarias dan la vuelta por el peralte y la base. En cuanto a la ubicación de estas fisuras, están distribuidas casi uniformemente a lo largo de las vigas y en promedio llegan de 5 a 6 fisuras verticales, tanto en las vigas con tabiquería como en las que no poseen; algunas fisuras se prolongan hacia el techo.

Esto nos hace pensar que ha habido inversión de esfuerzos y que el refuerzo negativo y el de compresión son insuficientes. Esta inversión de esfuerzos se ha debido a cambios instantáneos del comportamiento dinámico de la estructura en el momento de ocurrencia del sismo, principalmente al modo de vibración de la estructura y que se deduce que no habrá sido en el primer modo sino en modos altos. Como el 1° y 2° entresijos son muy rígidos, es posible que se haya producido el fenómeno de "Chicoteo" que im-

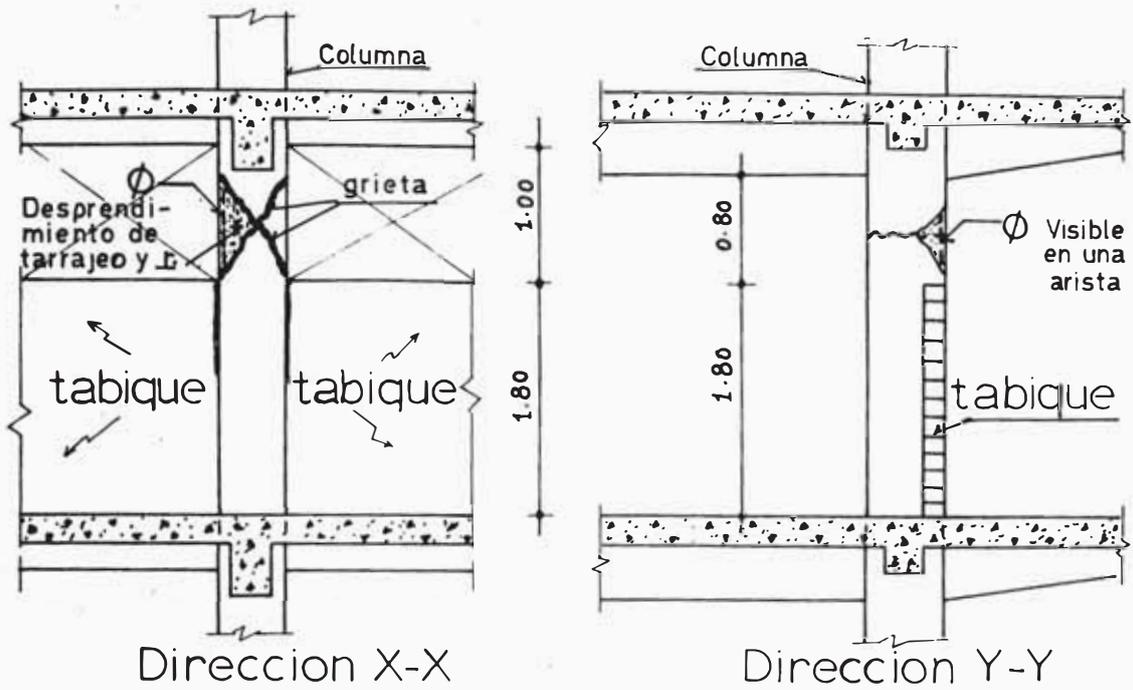


Fig. 4: Columna D-5. Comportamiento como columna "corta" por estar arriostrada por tabiques. No afectó el núcleo central de la Col.

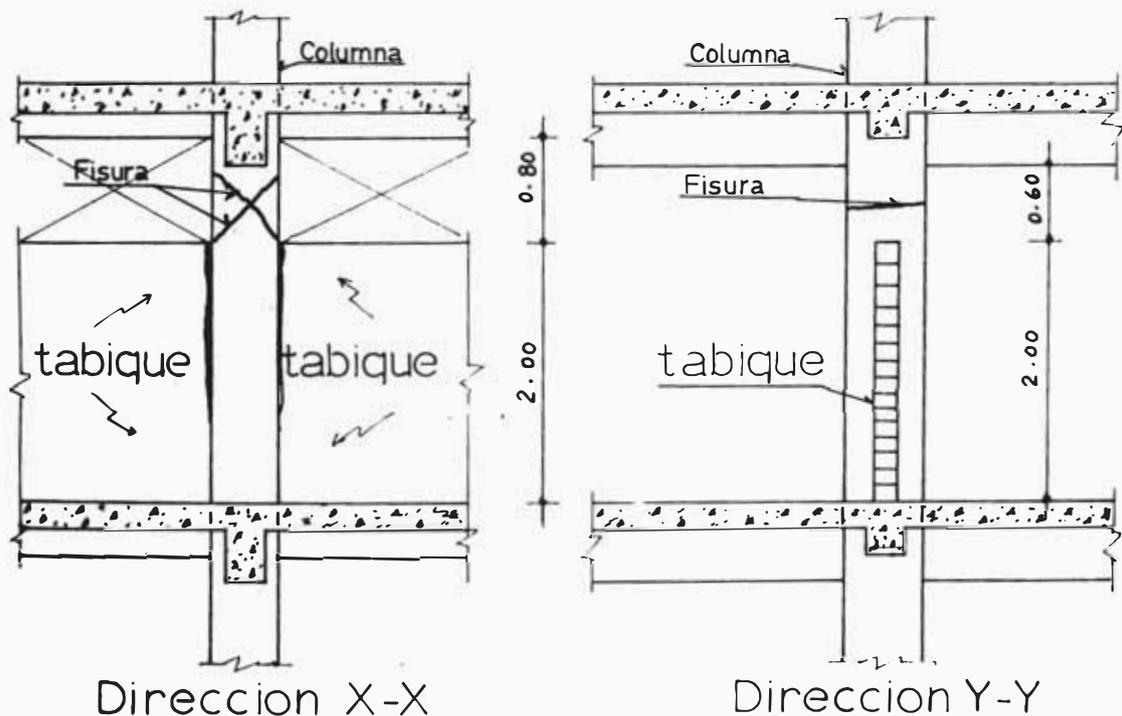


Fig. 5: Fisuras en columnas arriostradas. (columnas "cortas") en entrepisos intermedios y en zona de ventanas altas

plica mayores esfuerzos en los pisos altos que en los bajos. También es posible la ocurrencia de Torsión Sísmica. En el 3er. nivel se observa los mayores fisuramientos, llegando hasta 9 fisuras verticales que parten del techo en algunas vigas principales, cada 0.40 a 0.50 m. de distancia.

Ver Figuras N° 6 y 7.

En las vigas secundarias los fisuramientos son en menor número; algunos dan la vuelta pero siempre partiendo del techo o incluso prolongándose finamente hacia el techo. En todo caso, solo afectan el tarrajeo.

B.4 En Techos: En todos los niveles, estos elementos no han sufrido daños a excepción de la zona de las vigas fisuradas. Estas fisuras son muy finas prolongándose de 10 a 15 cm. de las caras de las vigas principales y secundarias, y solamente en la parte inferior. En general no afectan a las viguetas.

B.5 En las Juntas de Separación: Como se explicó anteriormente, la estructura tiene dos juntas de separación. Se ha observado dos principales deficiencias constructivas, la primera es que dicha separación no es uniforme en todos los niveles ni tampoco observa la verticalidad necesaria, y la segunda es que dichas juntas fueron rellenos con pedazos de ladrillo y madera; morteros, bolsas y sobre todo las tabiquerías están casi pegadas.

a.- Junta Izquierda.- Se ha observado la siguiente separación entre columnas: 12, 10, 8, 5, 2, 1 y menos de 1 cm. en los niveles Azotea, 6°, 5°, 4°, 3°, 2° y 1° respectivamente; mientras que entre vigas en los dos primeros niveles no llega a 2 cm. y muchas de ellas están casi juntas (prácticamente una viga sirvió de encofrado a la otra). No hay verticalidad de la junta de la azotea al primer piso. Las tabiquerías que separan los Pabellones están casi juntas; las pequeñas aberturas están rellenas con los materiales indicados anteriormente. El tarrajeo, tanto en el interior como en el exterior del edificio, rellena dicha jun-

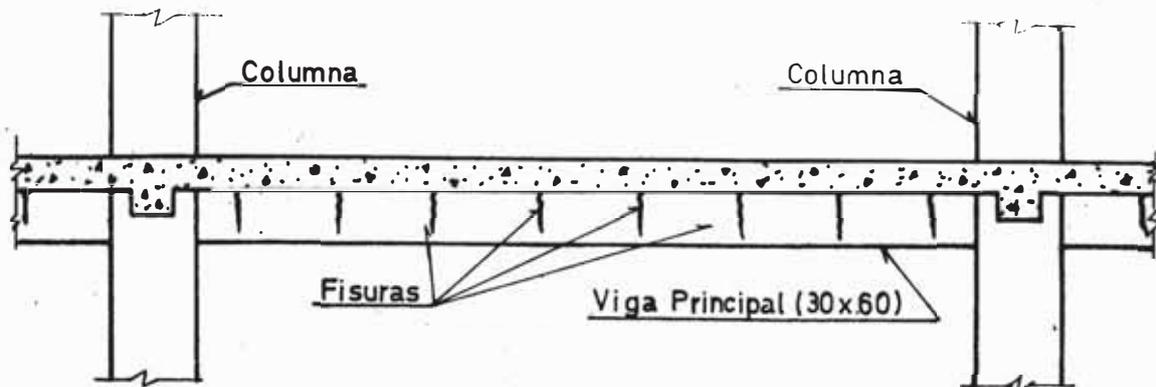


Fig. 6: Fisuras en vigas principales de niveles intermedios. Parten del techo sin llegar a la base de la Viga.

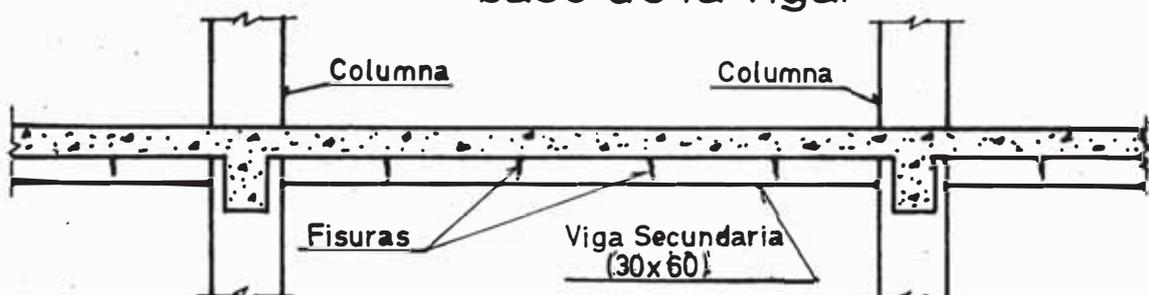


Fig. 7: Fisuras en vigas secundarias de niveles intermedios. Parten del techo y algunas dan vuelta el peralte y la base.

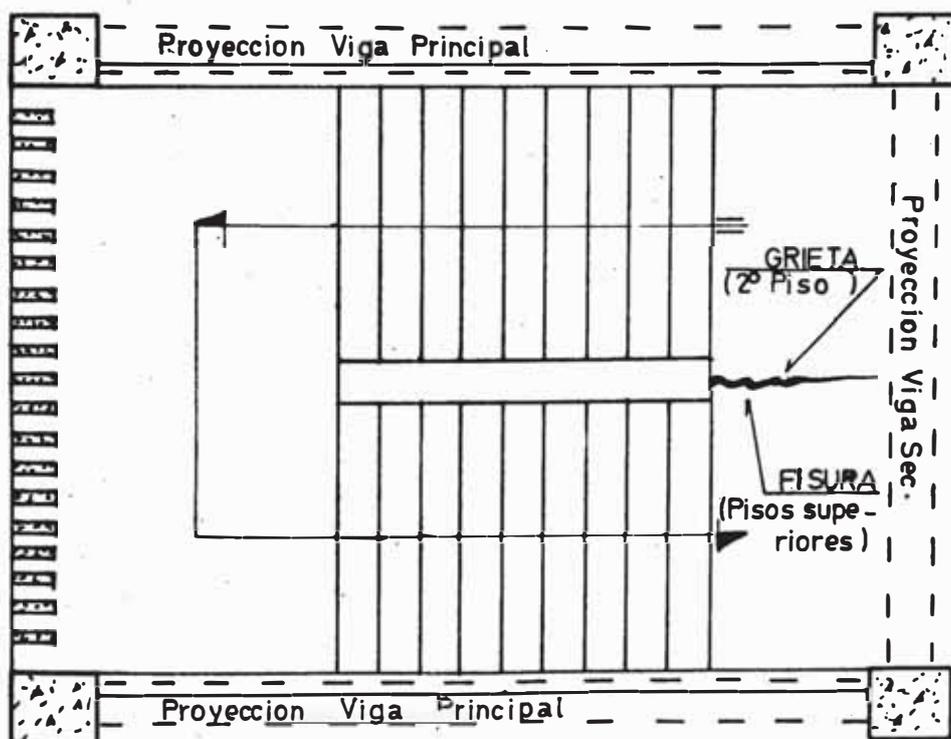


Fig. 8: Daños en escaleras. Grieta en el 2º piso y Fisuras en pisos superiores, en espacio de separacion de tramos.

ta. El techo aligerado de los pabellones están pegados sobre todo en la zona de pasadizos, no hay separación definida.

b.- Junta Derecha.- Que separa a los Pabellones Central y Derecho, presenta las mismas deficiencias. La separación existente entre columnas es de 11,10,9,6, 3, 2 y 1 cm. en los niveles Azotea, 6°, 5°, 4°, 3°, 2° y 1° respectivamente. La separación entre vigas es mínima en los dos primeros niveles, así como también en el techo aligerado en todos los niveles.

La falta de libertad de vibración de los tres blocks ha afectado sobre todo la tabiquería de la dirección secundaria, principalmente en los tres primeros niveles. La fuerza sísmica ha tenido que ser incrementada por el fenómeno del impacto, el que dañó los acabados y tabiquerías en el último entrepiso; ha producido también despostillamiento en algunas columnas. El desplazamiento relativo del Pabellón Central (1 piso mas que los otros) - ha tenido que ser mayor, generando impacto. Los rellenos en la junta no han permitido la libre deformación, sin influencia de otros cuerpos, de las estructuras.

B.6 En Escaleras y Caja de Ascensor: Como se puede observar en el Plano N° 1, el edificio posee 3 escaleras y 3 cajas de ascensor.

Las cajas de ascensor no han sufrido daños debido al sismo, pero en cambio por su gran rigidez han dañado las tabiquerías cercanas y fisuramientos notables en vigas secundarias.

Las escaleras, de dos tramos y que abarcan una crujía en las dos direcciones principales, no han sufrido mayores daños; pero la viga de apoyo (chata) en el 2° tramo se encuentra agrietada en el primer nivel, en la separación existente con el primer tramo del segundo piso. Ver Figura N° 8. Hay fisuramiento en los niveles 2° y 3°. Estas grietas y fisuras se prolongan hacia el piso, habiendo agrietado o fisurado las losetas. Los des-

cansos no han sufrido daños. En el Pabellón Derecho solo hay fisuras. Se entiende que estas grietas y fisuras se han producido por la concentración del cortante en los apoyos (vigas chatas) existentes en cada nivel, ya que cada tramo habrá vibrado desordenadamente por la diferencia de rigideces (el esfuerzo cortante en cada nivel ha debido ser muy superior que en el descanso). La falla es por tracción del concreto en la viga de apoyo.

B.7 Daños en Tabiquerías:

- Estos elementos no estructurales, han sufrido los mayores daños por el cortante sísmico sobre todo en la dirección secundaria, donde la densidad de estos muros es menor que en la dirección principal.
- Como es conocido, éstos muros llegan a ser mas rígidos que el pórtico que los enmarca, motivo por el cual absorben mayor carga sísmica y como no son muy resistentes ni deformables fallan rápidamente. Este comportamiento puede acarrear el debilitamiento o falla del pórtico, ya que en los cálculos estructurales no fueron considerados su influencia. Igualmente, los muros bajos (Alfeizer de ventanas altas) cambian el comportamiento estructural de las columnas haciéndolas mas rígidas, es decir las transforman en columnas "cortas", y si no tienen suficiente refuerzo fallan. Por estas razones es que se aconsejan aislar los tabiques de los pórticos o en su defecto consideran su efecto o comportamiento sísmico.

El edificio del CINPIP, presenta dos casos de tabiquerías: encerrando los pórticos y cubriéndolos hasta cierta altura para conseguir ventana alta.

- En la dirección principal, perpendicular a la fachada, los daños por cortante sísmico son menores en comparación con los de la otra dirección. Esto se explica que sea así, ya que en esta dirección no existen ningún tipo de ventanas y las tabiquerías cubren un 70% de los vanos de los pórticos - (crujías completas con tabiquería), a excepción de la crujía central ya que corresponde a un pasadizo paralelo a la fachada. Los únicos daños nota

bles son la separación (fisuras) entre muro-viga y muro-columna, que se explica por la diferencia de rigideces. No se ha presentado el daño típico de Tracción Diagonal, a excepción de la separación en las esquinas del pórtico (esquinas superiores) y algunos fisuramientos verticales en el centro de estos tabiques, partiendo de arriba hacia abajo y sin llegar al piso (solo en el 6° entrepiso). Los tabiques en los dos primeros entrepisos casi no han sufrido daños. Todos los tabiques están sobre vigas. Fig. 9. En el Pabellón Central, donde los tabiques no son paralelos, si se presentan algunos daños de tracción diagonal sobre vanos de puertas y fisuras verticales. Ver Fig. N° 10.

- Tabiquerías en la dirección secundaria, paralela a la fachada, han sufrido los mayores daños por el cortante sísmico. En las fachadas anterior y posterior son tabiquerías bajas que corresponden al alfeizer de ventanas ($h = 1.20 \text{ m.}$); éstas no han sufrido mayores daños por ser muros bajos, a excepción de algunas separaciones entre columna y muro. La reducción de la altura de la columna tampoco ha producido daños; algunas falsas columnas en el voladizo han sufrido daño por corte típico por reducción de su altura. En algunos baños, las columnas fueron arriostradas en la dirección secundaria produciéndose fisuramientos y en el 5° entrepiso la columna D-5 sufrió despostillamiento como se indicó en la parte de "daños en columnas". En cambio, en las tabiquerías que forman el pasadizo, los daños han sido considerables. Estas tabiquerías corresponden a ventanas altas y a vanos de puertas. Los daños son fisuras en unos casos y grietas en otros; los entrepisos 2°, 3° y 4° son los mas afectados:

- 1.- Pabellón Izquierdo.- En los tres últimos entrepisos las ventanas altas cubren de columna a columna; los daños consisten en la separación de los tabiques en su unión con la columna, los fisuramientos se inician en la parte superior y terminan sin llegar al piso, asimismo se ha observado fisuras en el tercio central del muro que no llegan al

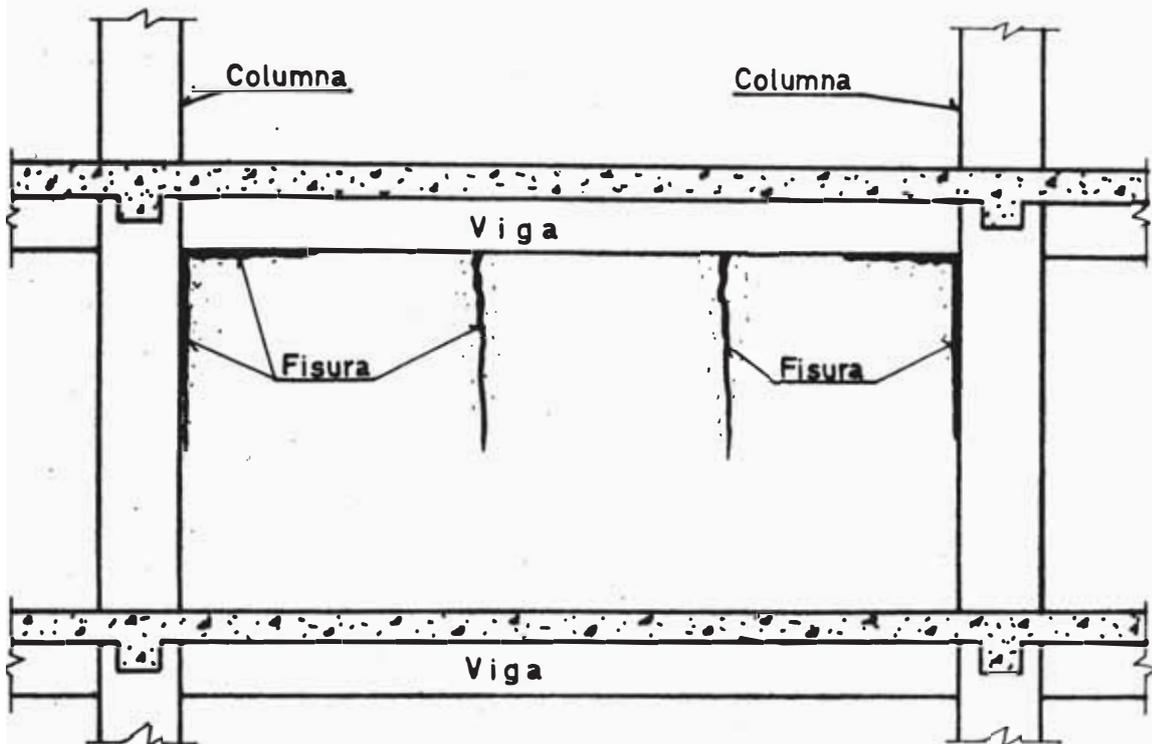


Fig. 9 : Fisuras en tabiquerías de entrepisos superiores, en la union con columnas y vigas-Dirección principal-La diferencia de rigideces es una de las causas.

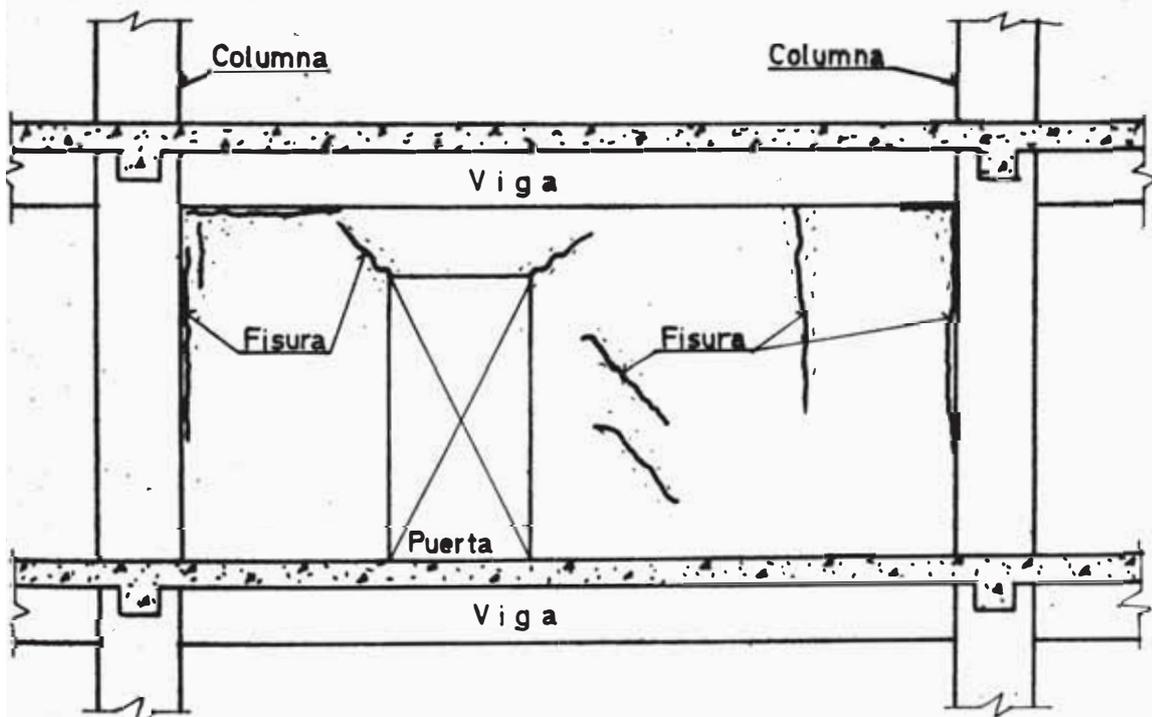


Fig.10.a : Fisuras y algunas grietas en tabiquerías de entrepisos superiores-Direcciones principal y secundaria-Algunas de tracción diagonal.Pabellon Central.

piso y en ambas caras; la vibración de las columnas han causado estos fisuramientos, por ser menos rígidos tienen mayor deformación. Ver Figura N° 11.

Los tabiques de los entresijos 1°, 2° y 3° limitan a ventanas más angostas que no son de columna a columna; en este caso, los pequeños tabiques junto a columnas han sido agrietados, así como también los tabiques sobre el vano de las puertas. Ver Fig. N° 12; asimismo en el alfeizer hay fisuras y agrietamientos, corresponden a fallas debido al corte sísmico de tracción y compresión diagonal. Igualmente, la separación típica de la unión tabique-columna y tabique-viga, se ha producido en tabiques con y sin ventana alta respectivamente.

- 2.- Pabellón Central.- Los daños son similares; además los muros junto a la caja de ascensor han sido agrietados en gran parte. Ver Fig. N° 13. En el 2° entresijo están los mayores daños, en los ejes B y C; un muro de 8 m. de longitud ha sido agrietado totalmente en diferentes direcciones, por ser de gran longitud ha atraído la fuerza sísmica fallando por tracción y compresión diagonal. Ver Fig. N° 14.
- 3.- Pabellón Derecho.- Los daños son menores. Las ventanas altas en los ejes B y C cubren de columna a columna, y los daños consisten en separación de la unión tabique-columna y en otros casos de la unión tabique-viga. Solamente hay fisuras. En algunos casos hay daños alrededor de los vanos de puertas, debido a la tracción diagonal. Ver Fig. N° 5, 11 y 15.

La escasa densidad de muros en la dirección secundaria, ha causado los mayores daños en la tabiquería de esta dirección. Como se observa en las figuras ilustrativas, dichos daños corresponden a los tabiques junto al pasadizo que como se explicó contienen ventanas altas y puertas. En el Pabellón Izquierdo están los mayores daños, luego en el Central y en menor cantidad en el Derecho.

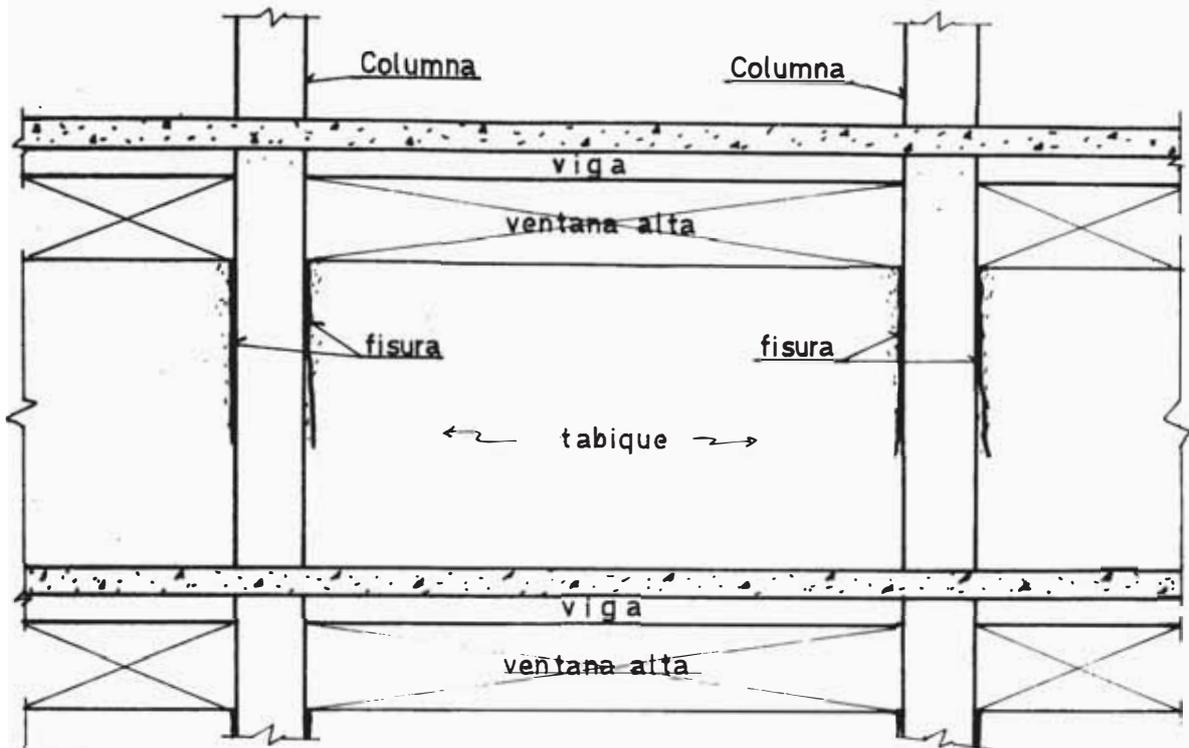


Fig.11: Fisuramientos en la union de tabiques con columnas en zona de ventanas altas(pasadizo)-Direc. secundaria.

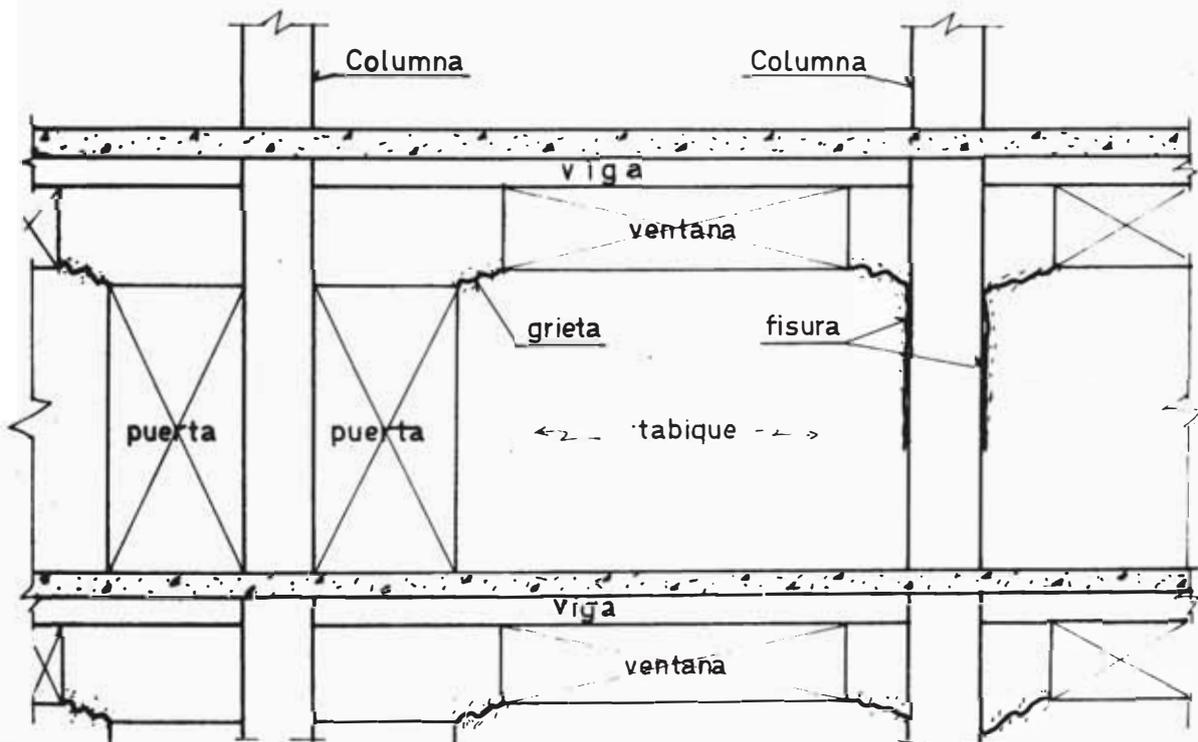


Fig.12: Fisuras y agrietamientos en tabiques en zona de puertas y ventanas-Entrepisos superiores-Traccion y compresion diagonal-Direccion secundaria (Pabellones Izq. y Derecho.)

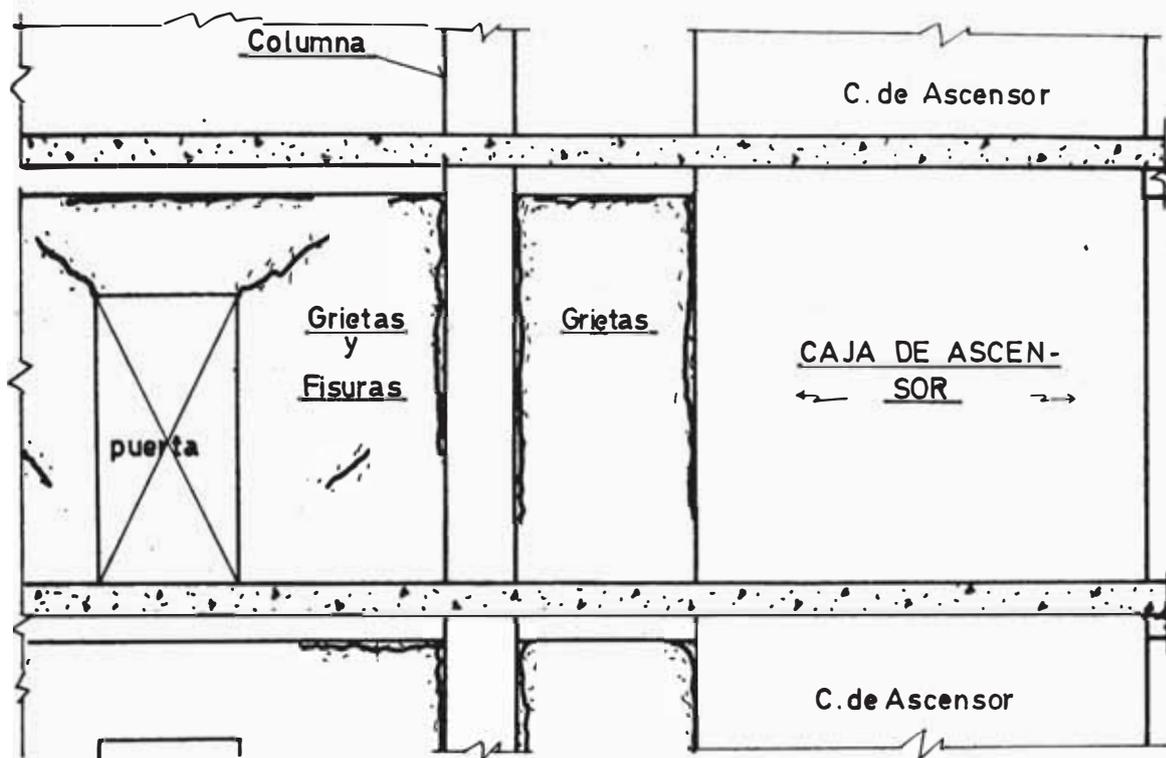


Fig.13: Fisuras y grietas en tabiques junto a Caja de Ascensor-Direc. secundaria. (Pab. Central)

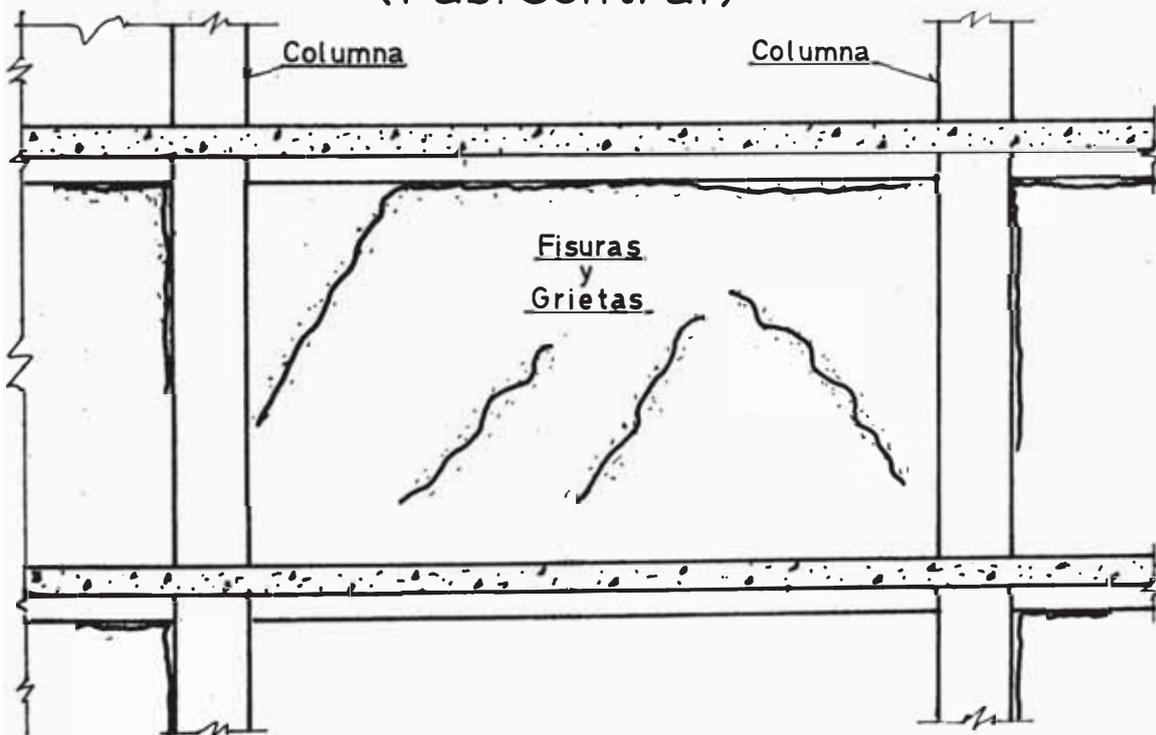


Fig.14: Fisuras y grietas en tabique existente entre los ejes 15 y 16- Direc. secundaria- Corte típico de traccion y compresion diagonal.- Pab. Central- 2º Piso.

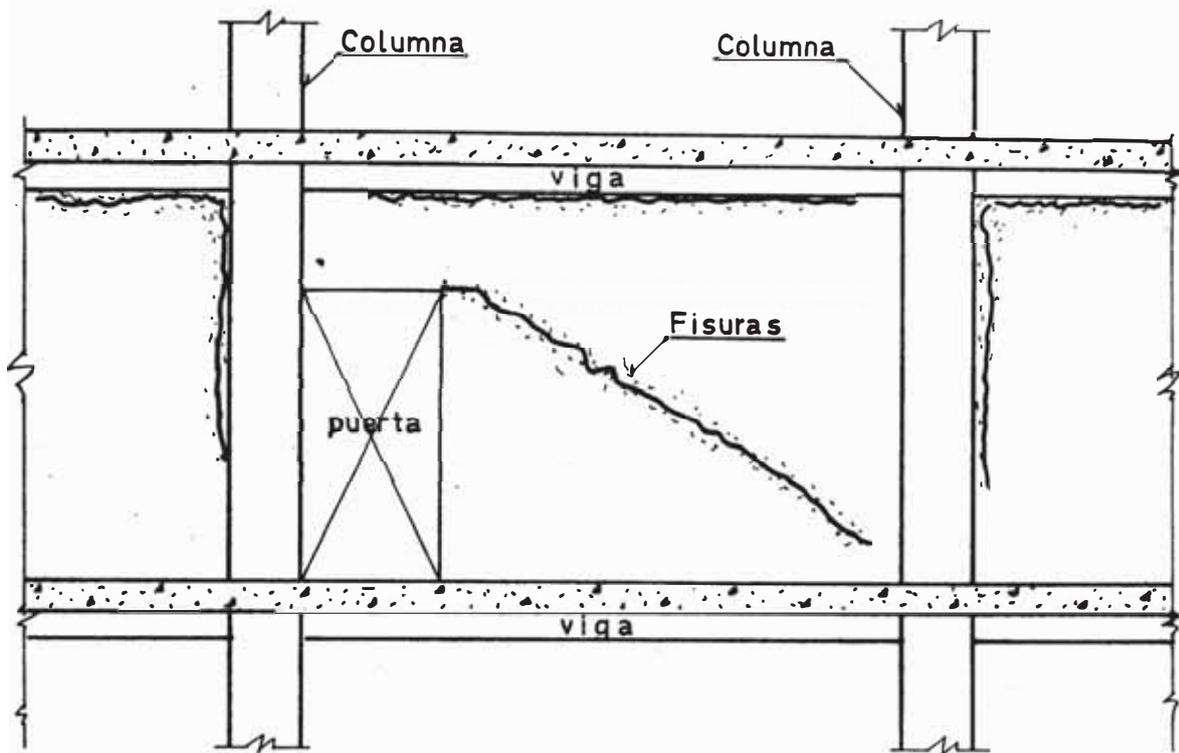


Fig.15: Fisuras en tabiques del Pab.Derecho, en la union con columnas y vigas. Corte típico junto a vano de puertas.

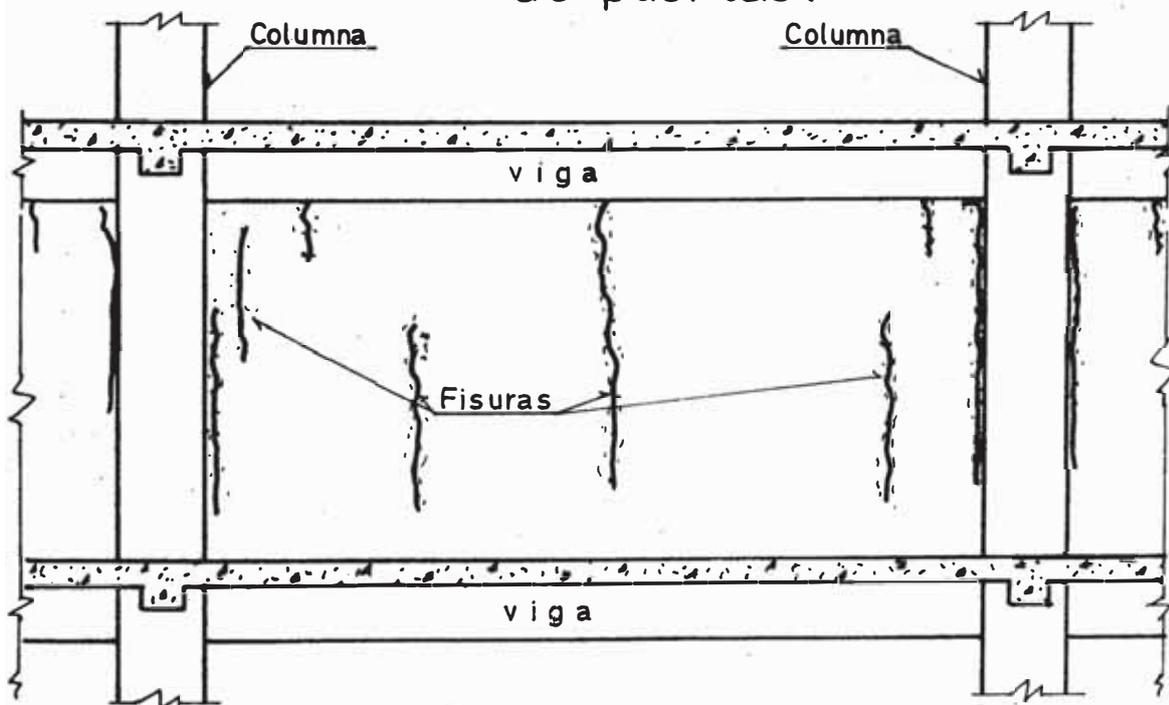


Fig.10.b: Fisuramientos verticales en tabiques del Pab.Izquierdo, debido a la posible influencia de torsion sísmica-niveles superiores-Dirección principal.

B.8 Daños en Acabados, Puertos y Ventanas: En estos elementos, así como en las instalaciones sanitarias y eléctricas, los daños causados por el sismo del 03-10-74 no fueron considerables.

- En algunos baños los zócalos de mayólica fueron desprendidos y en otros casos los fisuramientos en tabiques causaron rajaduras. Estos daños fueron mínimos.
- Puertas: No sufrieron daños apreciables.
- Ventanas: Los daños fueron considerables; en las fachadas anterior y posterior son ventanales de fierro y gran porcentaje de vidrios se rompieron; algunos de estos ventanales sufrieron pandeo por la vibración vertical de las vigas secundarias y por tanto los vidrios reventaron. En la dirección del pasadizo, las ventanas son altas y como los tabiques en esa dirección sufrieron daños considerables ocasionaron también la rotura de los vidrios en mayor porcentaje que en las fachadas.
- Instalaciones eléctricas y sanitaria: No se ha percibido daños según versión de testigos.

C.- CONCLUSIONES

De acuerdo a las observaciones realizadas en el local CINPIP, luego del sismo del 03-10-74, y como producto de la evaluación de daños se concluye:

- 1.- La cimentación no ha sufrido daños, ya que no se ha observado ningún indicio de asentamientos y ello es debido a la gran calidad del suelo de cimentación (conglomerado).
- 2.- Las columnas tampoco han sufrido daños considerables, a excepción de algunos fisuramientos en el 3°, 4° y 5° entresijos, en zona de ventanas altas y en algunas arriostradas hasta cierta altura. Solo una columna del 5° entresijo, Eje D-5, ha sufrido agrietamiento por columna corta, al ser arriostrada por un muro de 0.15 m. Las columnas cortas atraen gran cantidad de fuerza sísmica, por su rigidez mayor.

- 3.- Las vigas, tanto principales como secundarias, no han sido agrietadas. En cambio presentan un promedio de 6 fisuras verticales que parten del techo y en la mayoría de los casos no llegan a la base de las vigas peraltadas. Algunas fisuras dan la vuelta el peralte y la base, sobre todo en algunas vigas secundarias. La mayor parte de estas fisuras se presentan en las vigas de los niveles 2º, 3º y 4º. La causa de estos daños es debido a la inversión de esfuerzos en el momento de las vibraciones sísmicas y al fenómeno de "chicoteo", ya que las fisuras se distribuyen a lo largo de las vigas. De este comportamiento se deduce que el edificio vibró en modos altos, concentrándose los mayores esfuerzos en los niveles intermedios o incrementándose ellos por el impacto entre los pabellones, ya que las juntas no estaban limpias.
- 4.- Los techos aligerados no han sufrido daños; solamente en la zona de vigas presentan fisuras finas en la parte inferior, sin afectar las viguetas.
- 5.- Las juntas de separación sísmica y dilatación se encontraban rellenas de pedazos de ladrillos, maderas, concreto, morteros y bolsas de cemento; igualmente las tabiquerías en esas regiones estaban casi pegadas y el aligerado de uno y otro pabellón no tenía separación. No hay uniformidad y verticalidad en estas juntas; prácticamente un pórtico sirvió de encofrado del otro. Todo ello ha afectado el comportamiento de los pabellones, ya que no había libertad de vibración de los tres cuerpos. En los pisos superiores hubo impacto aunque sin mayores consecuencias. Los daños en tabiquerías se incrementaron por este motivo, en la dirección secundaria.
- 6.- En escaleras y caja de ascensor, estos elementos no han sido afectados en su estructura. Las escaleras constan de dos tramos y un descanso amplio; en las que corresponden al Pabellón Izquierdo, se ha observado grieta en la viga de apoyo que corresponde al segundo tramo del

1er. piso con el primer tramo del 2º piso y esto se ha debido a la diferencia de rigideces entre la viga del descanso y la otra de apoyo (ubicada en el 1er. nivel), esto es en la unión de ambos tramos. En los niveles 2º y 3º, en la misma región, se han producido solo fisura. Dichas grietas y fisuras se prolongan en el piso pero sin llegar a la viga secundaria.

- 7.- Las tabiquerías, elementos no estructurales, son las que han sido mayormente afectadas por el cortante sísmico. En la dirección principal cubren el vano de los pórticos a excepción del pasadizo, han sido fisuradas levemente sobre todo en las uniones tabique-columna y tabique-viga; en esta dirección existe la mayor densidad de muros que ha debido tomar el mayor porcentaje de las fuerzas de inercia provocadas en la estructura por las vibraciones sísmicas. En cambio, en los tabiques de la dirección secundaria, se han producido grietas y fisuras ya que en esta dirección están ubicadas las ventanas y puertas; en los tabiques paralelos al pasadizo han presentado grietas y fisuras debido a la tracción y compresión diagonal. De la evaluación de estos daños para su reparación se deduce el siguiente resultado: fisuras (90%) y grietas (10%) en los Pabellones Izquierdo, Central y Derecho: 600, 580 y 330 metros lineales respectivamente; en cada Pabellón el 90% de estos daños corresponden a la dirección secundaria y sobre todo en los tabiques del pasadizo.
- 8.- En las Instalaciones Sanitarias y Eléctricas, Acabados, Puertas y Ventanás, los daños no son considerables comparados con los de los tabiques. Sin embargo las ventanas, ubicadas en la dirección secundaria, han sufrido rotura de vidrios ya que no han soportado la deformación a que han estado sometidas y por defectos de colocación (utilización de macilla).
- 9.- Finalmente, los daños personales han sido mínimos al ocurrir el sismo

del 03-10-74. El Centro de Instrucción de la PIP (CINPIP), que alberga a estudiantes y a personal de mando de la especialidad, posee un Plan de Defensa Civil que contempla la hipótesis de movimientos sísmicos y que el día del sismo puso en práctica el Plan evacuando el personal al patio principal. Hubieron solo dos heridos leves.

C A P I T U L O I I I

ANALISIS DE LA ESTRUCTURA TAL COMO SE ENCONTRABA HASTA ANTES DEL SISMO DEL 03-10-74

El método de estudio del COMPORTAMIENTO SISMICO DEL LOCAL CINPIP (Pabellones principales), consistirá en analizar la estructura considerando las fuerzas de inercia provocadas por las vibraciones sísmicas del suelo y las fuerzas de gravedad como son la carga muerta y la carga viva; se rediseñarán todos los elementos estructurales para la acción conjunta de ambas fuerzas (Método a Rotura). Los resultados de este rediseño serán comparados con los diseños iniciales existentes en los planos que sirvieron para la construcción de dicho local.

Como consecuencia de esta comparación se verá la necesidad de reforzamiento de la estructura, previa determinación de las causas que originaron los daños. Se diseñarán los nuevos elementos que requiera el reforzamiento y se preparará el presupuesto para este reforzamiento, así como la reparación de los elementos dañados.

Para efectuar el rediseño se tomarán las medidas verdaderas de la estructura, señaladas en los planos existentes, así como la calidad de los materiales de construcción que se utilizaron.

- En el Capítulo anterior, Evaluación de Daños, se ha determinado que los mayores daños causados por el sismo del 03.10.74 han afectado mayormente a los elementos estructurales y no estructurales del PABELLON IZQUIERDO, en comparación con los otros dos pabellones donde los daños mayores son solamente en

tabiquerías. Por este motivo, y porque dicho Pabellón Izquierdo es más complejo y de mayor masa, es que el estudio en mención se referirá al Pabellón Izquierdo. Además, éste Pabellón es similar al Pabellón Derecho y que el Pabellón Central es mucho más rígido que los otros dos (columnas y vigas de mayores dimensiones, así como los refuerzos).

- En las Figs N° 16, Se muestran la Planta y Elevaciones del PABELLON IZQUIERDO. En la dirección principal (Y-Y) consta de 13 pórticos (6 niveles y 3 crujiás en c/u además de un voladizo) y en la dirección secundaria (X-X) existen 4 pórticos (6 niveles y 12 crujiás). Se analizarán tres (3) pórticos: dos (2) de la dirección principal (uno interior y otro exterior) y uno (1) de la dirección secundaria.

Los pórticos principales (Y-Y) se han numerado de 1 a 12A; en el análisis se elegirán los pórticos N° 1 y N° 2 que deben ser los mas cargados debido a la torsión sísmica (la caja de ascensor está ubicada en forma asimétrica). Y, los pórticos secundarias se han numerado con las letras A, B, C y D; se analizará el pórtico D que es el más cargado.

En los Planos existentes del CINPIP, Pabellón Izquierdo, los Pórticos N° 1 y 12A tienen las mismas características por ser pórticos exteriores, mientras que los Pórticos N° 2 a 12 son iguales por ser pórticos interiores. Así mismo, los Pórticos secundarios - B y C son iguales pero diferentes del A, y éste diferente del pórtico D. Esto es en cuanto a dimensiones y refuerzos.

DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES - PORTICOS DEL PABELLON IZQUIERDO

1.- Dirección Principal (Y-Y) - Pórtico Exterior (N° 1)

Tabla No. 1.- Dimensiones de Columnas - Pórtico No. 1.

ENTRE- PISO	COLUMNAS			
	A-1	B-1	C-1	D-1
6	40x40	40x40	40x40	40x50
5	40x40	40x40	40x40	50x50
4	40x50	50x50	50x50	50x50
3	45x50	50x50	50x50	50x60
2	45x60	50x60	50x60	50x60
1	45x60	50x60	50x60	50x60

Mayor dimensión en la
dirección Y-Y

Vigas en todos los niveles:

AB - 2 : 30x60 , L = 6.25 m.

BC - 2 : 40x20 , L = 3.10 m. (chata) pasadizo

CD - 2 : 30x60 , L = 6.25 m.

Voladizo 30x60 30x30, L = 2.20 m. (trapecial)

2.- Dirección Principal (Y-Y) - Pórtico Interior (Nº 2).

Tabla No. 2.- Dimensiones de Columnas - Pórtico No. 2.

ENTRE- PISO	COLUMNAS			
	A-2	B-2	C-2	D-2
6	40x45	50x50	50x50	50x50
5	40x45	50x50	50x50	50x50
4	40x50	50x50	50x50	50x50
3	45x50	50x50	50x50	50x60
2	45x60	50x60	50x60	50x60
1	45x60	50x60	50x60	50x60

Mayor dimensión en la
dirección Y-Y

Dimensiones de Vigas: las mismas del pórtico exterior.

3.- Dirección Secundaria (X-X) - Pórtico "D":

Las dimensiones de las columnas son las mismas que de los Pórticos Nº 1 y 2, con la dimensión menor en la dirección x-x.

Las dimensiones de las vigas, en todos los niveles (6) y crujeas (12), son:
30x40, L = 4.80 m.

4.- Aligerado de 20 cm. de altura total, con las viguetas paralelas a la dirección secundaria (X-X).

ANÁLISIS SISMICO - PABELLON IZQUIERDO

A.- METRADO DE CARGAS.-

Datos: Peso del Concreto armado ; 2400 Kg/m³

Peso del aligerado H = 0.20 ; 300 Kg/m²

Carga viva en piso típico -

(Locales de Instrucción Superior)	:	350 Kg/m ²
Carga viva en Azotea	:	150 Kg/m ²
Piso terminado	:	100 Kg/m ²
Tabiquerías	:	150 Kg/m ²

De acuerdo a los Cuadros N^{os} 1 y 2, se determinará a continuación el peso propio de los elementos y las cargas distribuidas, concentrados en cada uno de los niveles. Ver Fig. N^o 16 y Fig. N^o 17.

a.- Peso de los elementos estructurales:

- Vigas principales, secundarias y de borde (20x40, unión de voladizos), en c/nivel	163.560	Ton
- Columnas del 6 ^o entrepiso	76.205	"
- Columnas del 5 ^o entrepiso	76.877	"
- Columnas del 4 ^o entrepiso	81.984	"
- Columnas del 3 ^o entrepiso	86.016	"
- Columnas del 2 ^o entrepiso	100.195	"
- Columnas del 1 ^o entrepiso	100.195	"
- Caja de Ascensor en cada entrepiso	18.036	"
Peso Total	1611.048	Ton

- Peso concentrado en los 6 niveles:

$$1611.048 - 1/2 (100.195 + 18.036) = 1551,932 \text{ Ton}$$

Distribuidos de la siguiente manera:

6 ^o Nivel	$163.560 + 0.5(76.205 + 18.036)$	= 210.681	Ton
5 ^o Nivel	$163.560 + 0.5(76.877 + 76.205 + 2 \times 18.036)$	= 258.137	"
4 ^o Nivel	$163.560 + 0.5(81.984 + 76.877 + 2 \times 18.036)$	= 261.027	"
3 ^o Nivel	$163.560 + 0.5(86.016 + 81.984 + 2 \times 18.036)$	= 265.596	"
2 ^o Nivel	$163.560 + 0.5(100.195 + 86.016 + 2 \times 18.036)$	= 274.702	"
1 ^o Nivel	$163.560 + 0.5(2 \times 100.195 + 2 \times 18.036)$	= 281.791	"

b.- Cargas distribuidas.

b.1 De aligerado, acabados y tabiquería en cada nivel :

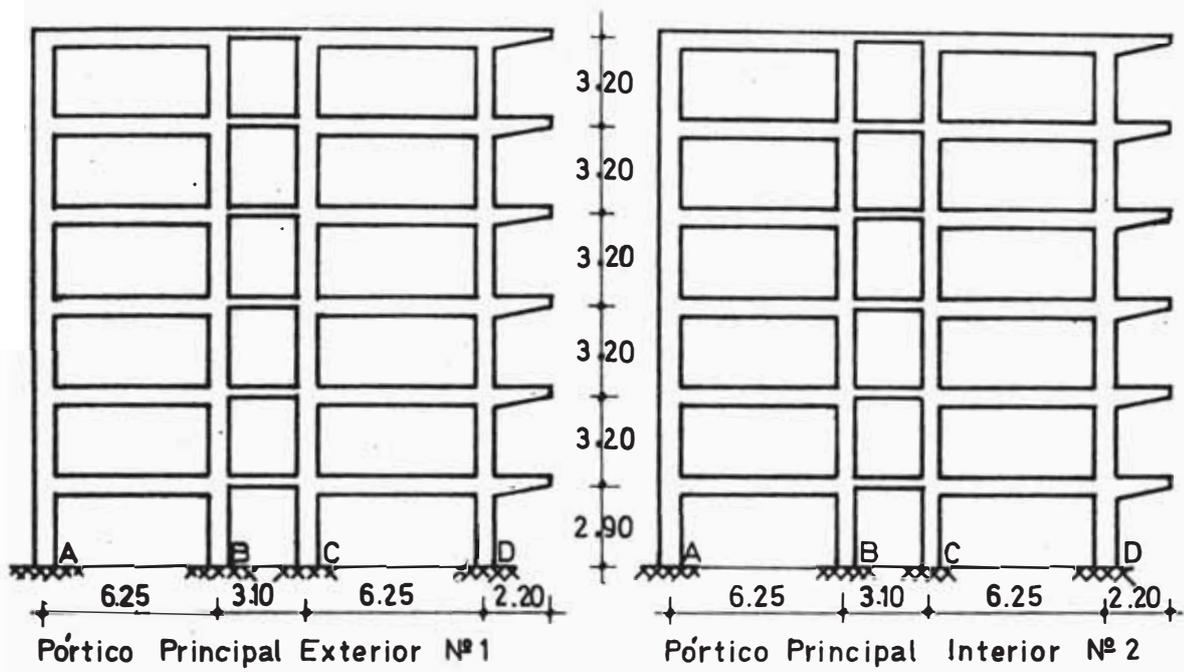
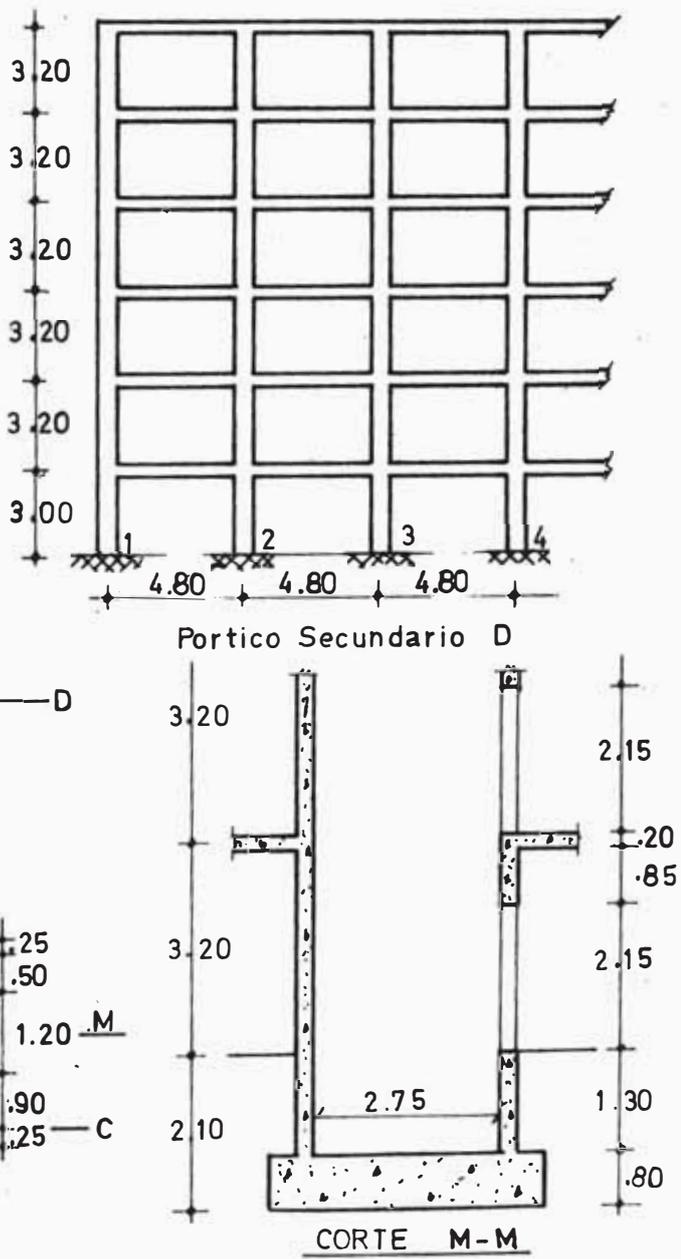


Fig.16: Elevación de Porticos PAB. IZQ. (tablas Nº 1 y 2)

Fig.17: Elevación y Planta de Caja de Ascensor



área techada incluyendo vigas 1035.960 m²
 área vigas principales y secundarias 137.490 m²
 área de aligerado 898.470 m²

Carga distribuida de aligerado (300 kg/m²), acabado y tabiquería (250 kg/m²), y tabiquería-acabados sobre vigas (250 kg/m²).

$$898,470 \times (0,300 + 0,250) + 137,49 \times 0,250 = 528,53 \text{ Ton.}$$

b.2 De carga viva: Según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, la carga viva tiene su influencia en el análisis sísmico: el 50 % de dicha carga actuará en todos los pisos inferiores y el 25 % en la azotea; esta carga viva para locales de Instrucción Superior es 350 kg/m² en pisos inferiores y 150 kg/m² en la azotea :

Piso típico 50% de 0.350 x 898,47 = 157.232 ton.

Azotea 25% de 0.150 x 898,47 = 33.693 "

Luego ; Total carga distribuida :

En Piso Típico 528.53 + 157,232 = 685.762 Ton.

En Azotea 528.53 + 33.693 = 562.223 "

c.- Carga total concentrada en cada nivel (Ton.) :

Nivel	Vigas, columnas y caja ascensor	Carga repartida	Carga Total en cada nivel
6	210.681	562.223	772.904
5	258.137	685.762	943.899
4	261.027	685.762	946.789
3	265.596	685.762	951.358
2	274.702	685.762	960.464
1	281.791	685.762	967.553

$$\Sigma = 5,542,967$$

Tabla No. 3 .-
Carga concentrada en cada nivel, para análisis sísmico.

Peso de la mitad de los elementos del 1er. entrepiso :

$$0.5 P_1 = 0.5(100.195 + 18.036) = 59.116 \text{ Ton.}$$

que se utilizará en la determinación del cortante en la base (según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico).

A.1 METRADO DE CARGAS EN LA AZOTEA

a.- Caja de escaleras (2) : Los pórticos que los contienen se prolongan hacia la azotea, en ésta posee techo cuya altura es 2.40 m.

Peso propio: vigas	10.800 Ton.
columnas	7.373 "
aligerado de h = .20	20.043 "
acabados y tabiquería	16.703 "
Total:	54.919 Ton.

b.- Caja de Ascensor (1) : De concreto armado, sobresale en la azotea 4.50 m. (Fig. No. 17) :

Peso propio: placas y techo 29.923 Ton.

c.- Carga total en la azotea (carga muerta) :

$$P_{AZ} = 54.919 + 29,923 = 84.842 \text{ Ton.}$$

B.- CORTE TOTAL EN LA BASE DEL EDIFICIO Y DISTRIBUCION POR NIVELES

El Análisis Dinámico de la estructura en estudio se efectuará por dos métodos. El primer método considera solo el Primer Modo de vibración y el Segundo todos los modos posibles, sobre todo los tres primeros modos: Según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, y por Análisis Modal, respectivamente.

- Como es de conocimiento para los ingenieros, las características dinámicas de una estructura queda determinada por sus parámetros mas importantes que son sus frecuencias y formas de modo; determinables analíticamente si se conoce la distribución de masas y rigideces de dicha estructura. Conociendo la frecuencia de vibración (w), se puede determinar el periodo de vibración ($T = 2\pi/w$).

- La forma de modo, es la forma de vibrar de una estructura, la que está dada por la posición relativa de sus masas y queda definido por un periodo de vibración. Un edificio de n pisos, se asume que tiene n grados de libertad y por tanto n formas de modo de vibrar.
- Por otra parte, el sismo se define por su espectro, que es la envolvente de las respuestas de un modelo mecánico standar de un grado de libertad con un amortiguamiento dado, contra el período de vibración del modelo.
- Tanto las características dinámicas de la estructura como las propiedades de los sismos, son estudiados separadamente, determinándose después la respuesta de la primera frente a la segunda.
- La respuesta de la estructura frente a una excitación sísmica es su desplazamiento lateral, que puede determinarse superponiendo los desplazamientos que corresponden a cada modo. El máximo desplazamiento se puede determinar utilizando el espectro de las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico. Y, conociendo los desplazamientos de cada uno de las formas de modo, es posible determinar la Cortante de entrepiso. Finalmente, conociendo la cortante de entrepiso, se puede determinar los esfuerzos producidos en cada uno de los elementos estructurales.

B.1 CORTANTE EN LA BASE SEGUN LAS NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISISMICO

De acuerdo al Art. 3.01 de las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, la mínima fuerza horizontal en la base de un edificio, que se tendrá en cuenta en el análisis, se calculará con la fórmula siguiente :

$$H = U . K . C . P .$$

Siendo :

U : Constante que depende de la Región Sísmica a que pertenece la zona en estudio, y del uso de la edificación. Tabla 1 de las Normas.

K : Factor de modificación, que toma en cuenta la respuesta de una estructura a una excitación sísmica de acuerdo a su capacidad de absorción de energía.

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. Depende del período de vibración fundamental de la estructura.

P : Es la carga permanente total del edificio más un porcentaje de la carga viva.

1.- DIRECCION PRINCIPAL Y-Y :

Para la estructura en estudio, estos factores toman los siguientes valores (dirección Y-Y) :

U = 1.0 (Lima: Región Sísmica 2, edificio: público)

K = 0.8 (Edificio de pórticos dúctiles)

$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$, siendo $T = \frac{0.09h}{\sqrt{D_y}}$, h = altura total del edificio al nivel del terreno = 19.20 m.

D_y = dimensión del edificio en la dirección horizontal considerada = 16.20 m

P = 5,542.967 + 59.116 = 5602.083 Ton. (Cuadro No.3, suma de la columna 4 más la mitad inferior del peso del primer entrepiso). El porcentaje de la carga viva, según la parte 5.01-B, en edificios públicos es 50% en pisos típicos y 25% según la parte 5.01-D.

Luego :

$$T = \frac{0.09 \times 19.20}{\sqrt{16.20}} = 0.4293 \text{ segundos.}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.4293}} = 0.0663, (6.63\%)$$

$$H_y = UKCP = 1.0 \times 0.8 \times 0.06629 \times 5602.083 = 297.134 \text{ Ton.}$$

Cortante en la base del edificio, en la dirección principal Y-Y (dirección de pórticos principales) :

$$H_y = 297.134 \text{ Ton.}$$

2.- DIRECCION SECUNDARIA X-X :

Los factores definidos anteriormente toman los siguientes valores (dirección X-X) :

$$U = 1.00$$

$$K = 0.80$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} , T = \frac{0.09h}{\sqrt{D_x}} , h = 19.20 \text{ m.}, D_x = 58.8 \text{ m.}$$

Luego :

$$T = \frac{0.09 \times 19.20}{\sqrt{58.8}} = 0.2253 \text{ segundos}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.2253}} = 0.0822 \text{ (8.22\%)}$$

$$H_x = 1.0 \times 0.8 \times 0.0822 \times 5602.083 = 368.393 \text{ Ton.}$$

Cortante en la base del edificio, en la dirección secundaria X-X (dirección de pórticos secundarios) :

$$H_x = 368.393 \text{ Ton.}$$

DISTRIBUCION DE LA CORTANTE POR NIVELES.-

1.- DIRECCION PRINCIPAL Y-Y :

$$H_y = 297.134 \text{ Ton.}$$

El 5% de H_y se considera concentrada en el último nivel :

$$0.05 H_y = 0.05 \times 297.134 = 14.857 \text{ Ton.}$$

El 95% se distribuye en todos los niveles; el cortante en el nivel i es :

$$F_i = 0.95 H_y \times \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}, \quad W_i = \text{peso del nivel considerado } i$$

(Cuadro No. 3)

h_i = altura del nivel considerado a partir del nivel del terreno.

Fig. No. 16.

$$0.95 H_y = 0.95 \times 297.134 = 282.277 \text{ Ton.}$$

$$\begin{aligned} W_i h_i &= 772.904 (2.9 + 5 \times 3.2) + 943.899 (2.9 + 4 \times 3.2) + \\ & 946.789 (2.9 + 3 \times 3.2) + 951.358 (2.9 + 2 \times 3.2) + \\ & 960.464 (2.9 + 1 \times 3.2) + 967.553 (2.9) \\ &= 58,774.323 \text{ Ton-m.} \end{aligned}$$

$$\text{Nivel 6 : } F_6 = 282.277 \times \frac{772.904 (2.9 + 5 \times 3.2)}{58,774.323} = 70.158 \text{ Ton.}$$

$$\text{Nivel 5 : } F_5 = 282.277 \times \frac{943.899 (2.9 + 4 \times 3.2)}{58,774.323} = 71.173 \text{ Ton.}$$

$$\text{Nivel 4 : } F_4 = 282.277 \times \frac{946.789 (2.9 + 3 \times 3.2)}{58,774.323} = 56.840 \text{ "}$$

$$\text{Nivel 3 : } F_3 = 282.277 \times \frac{951.358 (2.9 + 2 \times 3.2)}{58,774.323} = 42.493 \text{ "}$$

$$\text{Nivel 2 : } F_2 = 282.277 \times \frac{960.464 (2.9 + 3.2)}{58,774.323} = 28.138 \text{ "}$$

$$\text{Nivel 1 : } F_1 = 282.277 \times \frac{967.553 (2.9)}{58,774.323} = 13.476 \text{ "}$$

282,278 Ton.

De acuerdo al Art. 8.03 de las Normas, el 20% del peso de todos los elementos situados encima del plano del último techo (caseta de ascensores, prolongación de la caja de escalera, etc.), se considerará que actúa horizontalmente en la parte alta del edificio (último nivel o techo). En la parte de metrado de cargas en la azotea, se determinó que esta es :

$$P_{AZ} = 84.842 \text{ Ton.}, \text{ el } 20\% \text{ es } 0.2 P_{AZ} = 16.97 \text{ Ton.}$$

Luego, en el último nivel o techo actuará una carga horizontal de :

$$F_6 = 70.158 + 14.857 + 16.970 = 101.985 \text{ Ton.}$$

Tabla No. 4 .,- Fuerza cortante que actúa en cada uno de los niveles - Dirección Principal Y-Y.

Nivel	Concentrada (Ton.)	Acumulada (Ton.)
6	101.985	101.985
5	71.173	173.158
4	56.840	229.998
3	42.493	272.491
2	28.138	300.629
1	13.476	314.105

2.- DIRECCION SECUNDARIA X-X

$$H_x = 368.393 \text{ Ton.}$$

5% concentrada en el último nivel: $0.05 H_x = 18.420 \text{ Ton.}$

95% para distribuir en todos los niveles: $0.95 H_x = 349.973 \text{ Ton.}$

Cortante en el nivel i ($i = 1, n; n = \text{No. de pisos}$) :

$$F_i = 0.95 H_x \cdot \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}, \quad i = 1, 2, \dots, 6$$

Utilizando el Cuadro No. 3 y tomando en cuenta que $h_1 = 3.00$, $h_{i+1} = 3.20 \text{ m}$ ($i = 1, n-1; n = 6$), se obtiene (Ver Fig. No. 16) :

$$\sum W_i h_i = 58,871.078 \text{ Ton-m.}$$

Procediendo como en el caso anterior se obtiene la fuerza concentrada en cada nivel :

$$\begin{array}{ll} F_6 = 86.840 \text{ Ton.} & F_3 = 52.462 \text{ Ton.} \\ F_5 = 88.096 \text{ " } & F_2 = 34.829 \text{ " } \\ F_4 = 70.355 \text{ " } & F_1 = 17.256 \text{ " } \end{array}$$

En el último nivel, además, se considera concentrado el 20% de todas las cargas existentes sobre el último techo, que resulta 16.97 Ton.

Luego :

$$F_6 = 86.84 + 18.42 + 16.97 = 122.23 \text{ Ton.}$$

Tabla No. 5.- Fuerza cortante que actúa en cada uno de los niveles-Dirección Secundaria X-X :

Nivel	Concentrada (Ton.)	Acumulada (Ton.)
6	122.230	122.230
5	88.096	210.326
4	70.355	280.681
3	52.462	333.143
2	34.829	367.972
1	17.256	385.228

B.2 CORTANTE POR NIVELES SEGUN ANALISIS MODAL

El Artículo 19.01 de las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, recomienda que las estructuras deben analizarse dinámicamente, es decir por análisis modal. Como se señaló anteriormente, el análisis modal implica la determinación de las frecuencias y formas de modo, las que se relacionan con el espectro UKC de las Normas para luego determinar las cortantes de entrepiso.

Las frecuencias de vibración y formas de modo se determinarán por los Métodos de STODOLA y de HOLZER considerando los tres primeros modos de vibración de la estructura, se obtendrán las cortantes que actúan en cada nivel; por superposición de estos modos se determinará las cortantes finales (criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los mo -

dos más significativos).

Para aplicar los Métodos de Stodola y de Holzer se requiere calcular las constantes de resorte (K) de cada una de las columnas de cada entrepi so. Surge el problema de la caja de ascensor; su constante K no se puede determinar como para una columna, sino que previamente se debe determinar su coeficiente de Distribución "D" lo que se obtiene aplicando el Método del profesor MUTO, para placas o muros de concreto armado.

Se seguirá el siguiente procedimiento :

- 1.- Cálculo de la constante de resorte (K) en columnas.
- 2.- Cálculo del coeficiente de distribución (D) en columnas
- 3.- Cálculo del coeficiente de distribución (D) de las placas (en este caso de la caja de ascensor).
- 4.- Cálculo de la constante de resorte de las placas en base al valor "D"
- 5.- Cálculo de las Frecuencias y formas de Modo de la estructura, en base a (1) y (4) que toma en cuenta la rigidez de los elementos verticales y en base a la masa de la estructura (Cuadro No. 3). Aplicación de los Métodos de Stodola y Holzer.
- 6.- Determinación de la cortante que actúa en cada nivel, superponiendo los tres primeros modos.

1.- CONSTANTE DE RESORTE EN COLUMNAS

La rigidez de una columna (K), llamado también constante de resorte, empotrada en ambos extremos se obtiene por medio de la fórmula :

$$K_C = \frac{12 E I}{h_C^3} \quad (1)$$

Siendo : E : módulo de elasticidad del material de que está hecho la columna. Concreto $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

I : momento de inercia de la sección recta de la columna.

h_c : altura de cálculo de la columna

$$h_c = h_{1c} + \frac{1}{4} (h_{vs} + h_{vt}) \quad (2)$$

h_{1c} : altura libre de la columna

h_{vs} , h_{vt} : altura de las vigas superior e inferior respectivamente.

1.1 DIRECCION PRINCIPAL (Y-Y) :

Concreto : $E = 185,000 \text{ kg/cm}^2 = 185 \text{ Ton/cm}^2$ para $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$, altura de cálculo (Fig. No. 16).

$$h_c = (2.90 - 0.30) + 1/4 (0 + 0.6) = 2.75 \text{ m} - \text{Cols. entrepiso 1.}$$

$$h_c = (3.20 - 0.60) + 1/4 (0.6 + 0.6) = 2.90 \text{ m} - \text{Cols. entrepisos 2 a 6.}$$

- Rigidez de columnas del 1º entrepiso : Cuadro No. 1 :

$$\text{Cols. } 45 \times 60 - K_1 = \frac{12 \times 185 \times 45 \times 60^3}{275^3 \times 12} = 86.47 \text{ Ton/cm} \quad (13 \text{ columnas})$$

$$\text{Cols. } 50 \times 60 - K_2 = \frac{12 \times 185 \times 50 \times 60^3}{275^3 \times 12} = 96.07 \quad " \quad (38 \text{ columnas})$$

$$K_I = \sum K_i = 13 K_1 + 38 K_2 = 4774.77 \text{ Ton/cm.}$$

- Rigidez de columnas de los entrepisos 2 a 6 : procediendo análogicamente se obtiene :

$$K_{II} = 4,071.45 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_{III} = 2,804.92 \quad "$$

$$K_{IV} = 2,294.67 \quad "$$

$$K_V = 2,032.61 \quad "$$

$$K_{VI} = 2,013.65 \quad "$$

1.2 DIRECCION SECUNDARIA (X-X)

Para concreto $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ - $E = 185 \text{ Ton/cm}^2$

Altura de cálculo (Fig. No. 16) :

$$h_c = (3.00 - 0.20) + 1/4 (0 + 0.40) = 2.90 \text{ m., cols. entrepiso 1.}$$

$$h_c = (3.20 - 0.40) + 1/4 (0.40 + 0.40) = 3.00 \text{ m., cols. entrepiso 2 a 6}$$

- Rigidez de columnas del 1er. entrepiso : Cuadro No.2 :

$$\text{Cols. } 60 \times 45 \text{ — } K_1 = \frac{12 \times 185 \times 60 \times 45^3}{290^3 \times 12} = 41.47 \text{ Ton/cm. (13 cols.)}$$

$$\text{Cols. } 60 \times 50 \text{ — } K_2 = \frac{12 \times 185 \times 60 \times 50^3}{290^3 \times 12} = 56.89 \text{ " (38 cols.)}$$

$$K_I = \sum K_i = 13 K_1 + 38 K_2 = 2700.93 \text{ Ton/cm.}$$

- Rigidez de columnas de los entrepisos 2 a 6 : Obtenidos en forma análoga :

$$K_{II} = 2,439.80 \text{ Ton/cm.}$$

$$K_{III} = 2,144.43 \text{ "}$$

$$K_{IV} = 1,912.25 \text{ "}$$

$$K_V = 1,778.15 \text{ "}$$

$$K_{VI} = 1,736.37 \text{ "}$$

Tabla No. 6,- Constantes de resorte de columnas (rigidez) en las dos direcciones de análisis.

Entrepiso	RIGIDEZ DE ENTREPISO (TON/CM)	
	Dirección Y-Y	Dirección X-X
6	2013.65	1736.37
5	2032.61	1778.15
4	2294.67	1912.25
3	2804.92	2144.43
2	4071.45	2439.80
1	4774.77	2700.93

Falta calcular la rigidez de la caja de ascensor, para completar la rigidez total de entrepiso.

2.- COEFICIENTE DE DISTRIBUCION "D" DE COLUMNAS - METODO DE MUTO.

De acuerdo al Método del profesor MUTO, la distribución de cortante en cada entrepiso se hace proporcionalmente al valor "D", que es un coeficiente relativo entre el corte que toma un elemento y la deformación que le produce.

Este coeficiente D, para columnas, se determina con las fórmulas siguientes (para la estructura en estudio) :

a).- Para altura iguales de columnas :

$$D = a \cdot K_C \quad (3)$$

a : Constante que depende de \bar{K}

K_C : Rigidez de la columna considerada (I/h)

a.1) Si en los extremos de la columna existen vigas

$$\bar{K} = \frac{K_{vsi} + K_{vsd} + K_{vji} + K_{vid}}{2 K_C} \quad (4)$$

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (5)$$

Si $(K_{vsi} + K_{vsd})$ es mucho mayor que $(K_{vji} + K_{vid})$ o a la inversa, el valor de a no debe ser mayor que el que resultaría de aplicar la fórmula correspondiente al :

a.2) Existen vigas en el extremo superior y el extremo inferior es empotrado (primer piso) :

$$\bar{K} = \frac{K_{vsi} + K_{vsd}}{K_C} \quad (4')$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (5')$$

Siendo :

K_{vsi}, K_{vsd} : Rigidez de vigas, en el extremo superior de la columna, izquierda y derecha respectivamente (I/L).
En el plano de análisis.

K_{vij} , K_{vijd} : Rigidez de vigas, en el extremo inferior de columnas, izquierda y derecha respectivamente. En el plano de análisis.

2.1 DIRECCION PRINCIPAL (Y-Y).-

- Rigideces relativas (K_v) de vigas (Cuadro No. 1 y Fig. No. 16)

$$30 \times 60 \text{ ---- } K = \frac{I}{L} = \frac{30 \times 60^3}{12 \times 625} = 8.64 \times 10^2 \text{ cm}^3, K_0 = 10^2$$

$$40 \times 20 \text{ ---- } K = \frac{I}{L} = \frac{40 \times 20^3}{12 \times 310} = 0.86 \times 10^2 \text{ cm}^3$$

$$\text{Port. 10, } 30 \times 60 \text{ ---- } K = \frac{I}{L} = \frac{30 \times 60^3}{12 \times 350} = 15.40 \times 10^2 \text{ cm}^3$$

- Rigideces relativas (K_C) de columnas (Cuadro No. 1 y Fig. No. 16)

$$40 \times 40 \text{ ---- } K = \frac{40 \times 40^3}{12 \times 320} = 6.667 \times 10^2 \text{ cm}^3 \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

$$40 \times 50 \text{ ---- } K = \frac{40 \times 50^3}{12 \times 320} = 13.021 \times 10^2 \text{ cm}^3$$

$$45 \times 50 \text{ ---- } K = \frac{45 \times 50^3}{12 \times 320} = 14.648 \times 10^2 \text{ cm}^3$$

$$45 \times 60 \text{ ---- } K = \frac{45 \times 60^3}{12 \times 290} = 27.937 \times 10^2 \text{ cm}^3 \quad \text{Entrepiso 1}$$

$$50 \times 50 \text{ ---- } K = 16.276 \times 10^2, (L = 320 \text{ cm})$$

$$50 \times 60 \text{ ---- } K = 28.125 \times 10^2, (L = 320 \text{ cm})$$

$$50 \times 60 \text{ ---- } K = 31.034 \times 10^2, (L = 290 \text{ cm}) \quad \text{Entrepiso 1}$$

$$40 \times 45 \text{ ---- } K = 9.492 \times 10^2, (L = 320 \text{ cm})$$

$$45 \times 60 \text{ ---- } K = 25.312 \times 10^2, (L = 320 \text{ cm})$$

- Coeficiente de distribución "D" - Columnas.-

a) Pórticos exteriores No. 1 y No. 12A - 6° Entrepiso, cols. A-1 y A-12A
(Ver Cuadro No. 1 y Fig. No. 16).

$$\bar{K} = \frac{8.64 + 8.64}{2 \times 6.667} = 1.296, \quad a = \frac{1.296}{2 + 1.296} = 0.394$$

$$D = aK_C = 0.394 \times 6.667 = 2.630, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. B-1, B-12A, C-1, C-12A :

$$\bar{K} = \frac{8.64 + 0.86 + 8.64 + 0.86}{2 \times 6.667} = 1.425, \quad a = \frac{1.425}{2 + 1.425} = 0.416$$

$$D = aK_c = 0.416 \times 6.667 = 2.775, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. D-1, D-12A :

$$\bar{K} = \frac{8.64 + 8.64}{2 \times 13.021} = 0.663, \quad a = \frac{0.663}{2 + 0.663} = 0.249$$

$$D = aK_c = 0.249 \times 13.021 = 3.250, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Total, Port. No. 1 y 12A - 6° Entrepiso :

$$K_0 = 10^2 \text{ cm}^3, \quad D_{6e} = 2.63 + 2 \times 2.775 + 3.25 = 11.43 \text{ en c/u.}$$

b) Pórticos interiores Nos. 2 a 9, 11 y 12 - 6° Entrepiso

Cols. A-2 (Ver Cuadro No. 1 y Fig. 16).

$$\bar{K} = \frac{8.64 + 8.64}{2 \times 9.492} = 0.912, \quad a = \frac{0.912}{2 + 0.912} = 0.312$$

$$D = aK_c = 0.312 \times 9.492 = 2.960 \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. B-2, C-2 :

$$\bar{K} = \frac{8.64 + 0.86 + 8.64 + 0.86}{2 \times 16.276} = 0.583, \quad a = \frac{0.583}{2 + 0.583} = 0.226$$

$$D = aK_c = 0.226 \times 16.276 = 3.680, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. D-2 :

$$\bar{K} = \frac{8.64 \times 8.64}{2 \times 16.276} = 0.531, \quad a = \frac{0.531}{2 + 0.531} = 0.210$$

$$D = 0.210 \times 16.276 = 3.420, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Total en cada pórtico :

$$D_{6i} = 2.96 + 2 \times 3.68 + 3.42 = 13.74, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

c) Pórticos Interior No. 10 (Caja ascensor) - 6° entrepiso :

Cols. A-10 (Ver Cuadro No. 1 y Fig. 16) :

$$\bar{k} = \frac{8.64 \pm 8.64}{2 \times 9.492} = 0.912, a = \frac{0.912}{2 + 0.912} = 0.312$$

$$D = 0.312 \times 9.492 = 2.960, (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. B-10 :

$$\bar{k} = \frac{8.64 + 0.86 + 8.64 + 0.86}{2 \times 16.276} = 0.583, a = \frac{0.583}{2 + 0.583} = 0.226$$

$$D = 0.226 \times 16.276 = 3.68, (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. D-10 :

$$\bar{k} = \frac{15.40 + 15.40}{2 \times 16.276} = 0.945, a = \frac{0.945}{2 + 0.945} = 0.321$$

$$D = 0.321 \times 16.276 = 5.22, (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Total, pórtico No. 10 :

$$D_{6i} = 2.96 + 3.68 + 5.22 = 11.86, (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Para determinar el coeficiente de distribución "D" de columnas en los demás entresijos (1°, 2°, 3°, 4° y 5°), se procede en forma análoga.

En el siguiente cuadro se hace un resumen de este cálculo.

Tabla No. 7 : Coeficiente de distribución "D_y" de Columnas-Dirección (X-X) 51 columnas por cada entresijo.

PORTICO No.		1 y 12A			2 a 9, 11 y 12			10			Y-Y
COLUMNAS		Pórtico No. 1			Pórtico No. 2			Pórtico No. 10			"D" Total en cada Entresijo
		A-1	B-1 C-1	D-1	A-2	B-2 C-2	D-2	A-10	B-10	D-10	
ENTRESIJO	6	2.63	2.775 11.430	3.25	2.96	3.68 13.74	3.42	2.96	3.68 11.86	5.52	172.12
	5	2.63	2.775 11.600	3.42	2.96	3.68 13.74	3.42	2.96	3.68 11.86	5.22	172.46
	4	3.25	3.680 14.030	3.42	3.25	3.68 14.03	3.42	3.25	3.68 12.15	5.22	180.51
	3	3.34	3.680 14.450	3.75	3.34	3.68 14.45	3.75	3.34	3.68 13.05	6.03	186.45
	2	3.70	4.060 15.570	3.75	3.70	4.06 15.57	3.75	3.70	4.06 13.79	6.03	200.63
	1	9.56	10.600 41.070	10.31	9.56	10.60 41.07	10.31	9.56	10.60 32.14	11.98	524.90

2.2 DIRECCION SECUNDARIA (X-X)

- Rigideces relativas (I/L) de vigas (Ver Cuadro No. 1 y Fig. 16)

$$30 \times 40 \text{ ---- } K = \frac{I}{L} = \frac{30 \times 40^3}{12 \times 480} = 3.333 \times 10^2, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

$$\text{Pórt. "C" --- } 30 \times 40 \text{ --- } K = \frac{30 \times 40^3}{12 \times 180} = 8.9 \times 10^2$$

- Rigideces relativas (I/h) de columnas (Ver Cuadro No. 1 y Fig. 16).

$$40 \times 40 \text{ ---- } K = 6.667 \times 10^2, \quad (h = 320 \text{ cm})$$

$$45 \times 40 \text{ ---- } K = 7.5 \times 10^2, \quad (h = 320 \text{ cm})$$

$$50 \times 45 \text{ ---- } K = 11.865 \times 10^2, \quad (h = 320 \text{ cm})$$

$$50 \times 40 \text{ ---- } K = 8.333 \times 10^2, \quad (\quad " \quad)$$

$$50 \times 50 \text{ ---- } K = 16.276 \times 10^2, \quad (\quad " \quad)$$

$$60 \times 45 \text{ ---- } K = 15.188 \times 10^2, \quad (h = 300 \text{ cm}) \text{ entrepiso 1}$$

$$60 \times 45 \text{ ---- } K = 14.238 \times 10^2, \quad (h = 320 \text{ cm})$$

$$60 \times 50 \text{ ---- } K = 19.531 \times 10^2, \quad (\quad " \quad)$$

$$60 \times 50 \text{ ---- } K = 20.833 \times 10^2, \quad (h = 300 \text{ cm}) \text{ entrepiso 1}$$

- Coeficiente de distribución "D" de columnas

a) Pórtico (A) - 6° Entrepiso :

Cols. 1-A y (12A)-A, Ver Cuadro No. 1 y Fig. 16.

$$\bar{K} = \frac{3.333 + 3.333}{2 \times 6.667} = 0.50, \quad a = \frac{0.50}{2 + 0.50} = 0.20$$

$$D = aK_C = 0.20 \times 6.667 = 1.33, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. 2-A, a (12)-A

$$\bar{K} = \frac{2 \times 3.333 + 2 \times 3.333}{2 \times 7.50} = 0.89, \quad a = \frac{0.89}{2 + 0.89} = 0.307$$

$$D = aK_C = 0.307 \times 7.50 = 2.31, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Total, Pórtico (A) - 6° entrepiso :

$$K_0 = 10^2 \text{ cm}^3, \quad D_{6A} = 2 \times 1.33 + 7 \times 2.31 + (4 \times 2.31) 0.5 = 23.45$$

Las columnas junta a las escaleras se han considerado un valor "D" igual a la mitad del correspondiente a una columna interior, debido a que no existe una viga que las une.

b) Pórtico (B) - 6° entrepiso :

Cols. 1-B y (12A) - B

$$\bar{K} = \frac{2 \times 3.333}{2 \times 6.667} = 0.50, \quad a = \frac{0.50}{2 + 0.50} = 0.20$$

$$D = aK_C = 0.20 \times 6.667 = 1.33, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. 2-B, a 12-B

$$\bar{K} = \frac{2 \times 3.333 + 2 \times 3.333}{2 \times 16.276} = 0.409, \quad a = \frac{0.409}{2 + 0.409} = 0.17$$

$$D = aK_C = 0.17 \times 16.276 = 2.76, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

$$\text{Total : } D_{6B} = 2 \times 1.33 + 11 \times 2.76 = 33.02, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

c) Pórtico (C) - 6° entrepiso (zona de ascensor) :

Cols. 1-C, (12A) - C

$$\bar{K} = \frac{2 \times 3.333}{2 \times 6.667} = 0.50, \quad a = 0.20, \quad D = 2.76$$

Cols. 2-C a 8-C y 11-C, 12-C

$$\bar{K} = \frac{2 \times 3.333 + 2 \times 3.333}{2 \times 16.276} = 0.409, \quad a = 0.17, \quad D = 2.76$$

Cols. 9-C :

$$\bar{K} = \frac{2 \times 3.333 + 2 \times 8.90}{2 \times 16.276} = 0.75, \quad a = \frac{0.75}{2 + 0.75} = 0.273$$

$$D = 0.273 \times 16.276 = 4.44, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

$$\text{Total : } D_{6C} = 2 \times 1.33 + 9 \times 2.76 + 1 \times 4.44 = 31.94, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

d) Pórtico (D) - 6° entrepiso :

Cols. 1-D, (12A) - D :

$$\bar{K} = \frac{2 \times 3,333}{2 \times 8,333} = 0.40, \quad a = 0.166, \quad D = 1.385, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Cols. 2-D a 12-D :

$$\bar{K} = \frac{2 \times 3,333 + 2 \times 3,333}{2 \times 16,276} = 0.41, \quad a = 0.17, \quad D = 2.76, \quad (\quad " \quad)$$

$$\text{Total : } D_{6D} = 2 \times 1.385 + 11 \times 2.76 = 33.13, \quad (K_0 = 10^2 \text{ cm}^3)$$

Para los demás entrepisos, el cálculo se realiza análogamente. En el siguiente cuadro se presenta el resultado.

Tabla No. 8.- Coeficiente de Distribución "D_x" en columnas - Dirección Secundaria (X-X).

51 columnas por cada entrepiso.

PORTICO		(A)			(B)		(C)			(D)		X-X
COLUMNA		1-A	2-A	3-4-A	1-B	2-B	1-C	2-8-C	9-C	1-D	2-D	"D" Total por Entrep.
		12A-A	5-9-A 12-A	10-11-A	12A-B	a 12-A	12A-C	11-12-C		12A-D	a 12-D	
ENTREPISO	6	1.33	2.31 23.45	1.155	1.33	2.76 33.02	1.33	2.76 31.94	4.44	1.385	2.76 33.13	121.54
	5	1.33	2.31 23.45	1.155	1.33	2.76 33.02	1.33	2.76 31.94	4.44	1.513	2.76 33.39	121.80
	4	1.39	2.39 24.29	1.195	1.51	2.76 33.38	1.51	2.76 32.30	4.44	1.513	2.76 33.39	123.36
	3	1.46	2.59 26.33	1.295	1.51	2.76 33.38	1.51	2.76 32.30	4.44	1.535	2.85 34.42	126.15
	2	1.51	2.70 27.33	1.350	1.54	2.85 34.42	1.54	2.85 33.37	4.65	1.535	2.85 34.42	129.36
	1	4.92	5.84 62.40	2.920	6.36	7.36 93.68	6.36	7.36 87.07	8.11	6.370	7.36 93.70	336.85

Nota : En las Tablas No.s 7 y 8, los valores de los coeficientes de distribución "D" poseen el factor común $K_0 = 10^2 \text{ cm}^3$, que resulta del cálculo de las rigideces (I/L) de entrepiso. Estos valores serán considerados en el cálculo de "D" de placas.

3.- COEFICIENTE DE DISTRIBUCION "D" EN PLACA DEL ASCENSOR - METODO DE MUTO

- El coeficiente de distribución "D" en placas se calcula por medio de la fórmula :

$$D = \frac{V_n}{\delta_{sn} + \delta_{fn} + \delta_{\theta n}} \quad (6)$$

Siendo :

- V_n : Fuerza cortante en el nivel n
- δ_{sn} : Deformación por corte en el nivel n
- δ_{fn} : Deformación por flexión en el nivel n
- $\delta_{\theta n}$: Deformación por rotación en el nivel n

Siguiendo un procedimiento iterativo se puede obtener el valor "D", ya que la distribución de fuerza cortante (V_n) no se puede conocer directamente.

a) Determinación de las deformaciones (δ). - Ver Figs. No.18

a.1) Deformación por Corte (δ_{sn}) : Para el piso n se calcula por medio de la fórmula :

$$\delta_{sn} = \frac{R \cdot V_n \cdot h_n}{G \cdot A_{wn}} \cdot \beta \quad (7)$$

Donde : R : Coeficiente de forma (1 a 2 para rectangular)

V_n : Fuerza cortante en el nivel n

h_n : Altura del entrepiso n

G : Módulo elástico al corte del material

β : Coeficiente de deformación plástica (1 a 4 para el concreto).

Tomando la unidad común para deformaciones $\left(\frac{h_n^2}{12 \cdot E \cdot K_0} \right)$

Se tiene :

$$\delta_{sn} = \frac{R \cdot V_n \cdot h_n}{G \cdot A_{wn}} \cdot \beta \times \frac{12 \cdot E K_0}{h_n^2} = \frac{R \cdot V_n}{A_{wn}} \times \frac{12 \cdot E K_0}{G \cdot h_n} \cdot \beta$$

Haciendo $\Delta_{sn} = \frac{R \cdot V_n}{A_{wn}}$; $\frac{E}{G} = 2.3$ para el concreto

$$\delta_{sn} = \Delta_{sn} \times \frac{27.6 K_0}{hn} \times \beta \quad (8)$$

a.2) Deformación por Flexión (δ_{fn}). - Ver fig. N° 19. De acuerdo con la figura, para un piso n, la deformación por flexión es la suma de la rotación de los pisos inferiores, mas la debida a la flexión del entrepiso n.

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

δ' : deformación por flexión de pisos inferiores a n, o sea rotación del punto O de la fig. N° 19.

δ'' : deformación por flexión del entrepiso n, según el diagrama de momentos flectores para ese entrepiso.

Asumiendo diagramas rectangulares en cada entrepiso, lo cual aunque no es exacto pero sí conservador, se tiene:

$$\delta' = \theta \cdot hn$$

$\theta = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i h_i}{E \cdot I_i}$ Area del diagrama de momentos en el entrepiso i.
Los giros se acumulan desde el 1° hasta n-1 entrepiso.

$$\delta' = \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i h_i}{E I_i} \right) hn$$

$$\delta'' = \frac{(M_n h_n)}{E I_n} \times \frac{hn}{2} = \frac{M_n h_n^2}{2 E I_n}$$

Tomando la unidad común $\left(\frac{h_n^2}{12 E K_0} \right)$, Para desplazamientos, y

$$k_{wi} = \frac{I_i}{h_i} \times \frac{1}{K_0}, \quad k_{wn} = \frac{I_n}{hn} \times \frac{1}{K_0} :$$

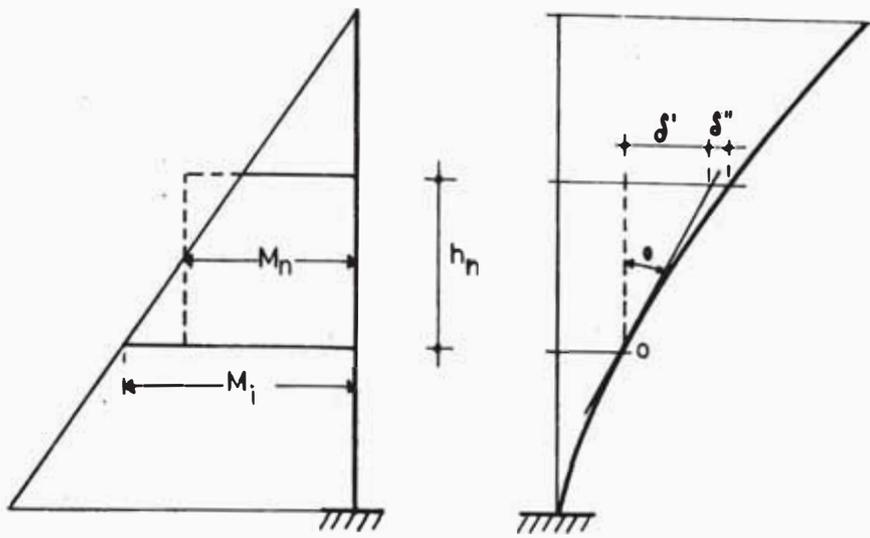


Fig.19: Deformación por flexion de Placas - Análisis

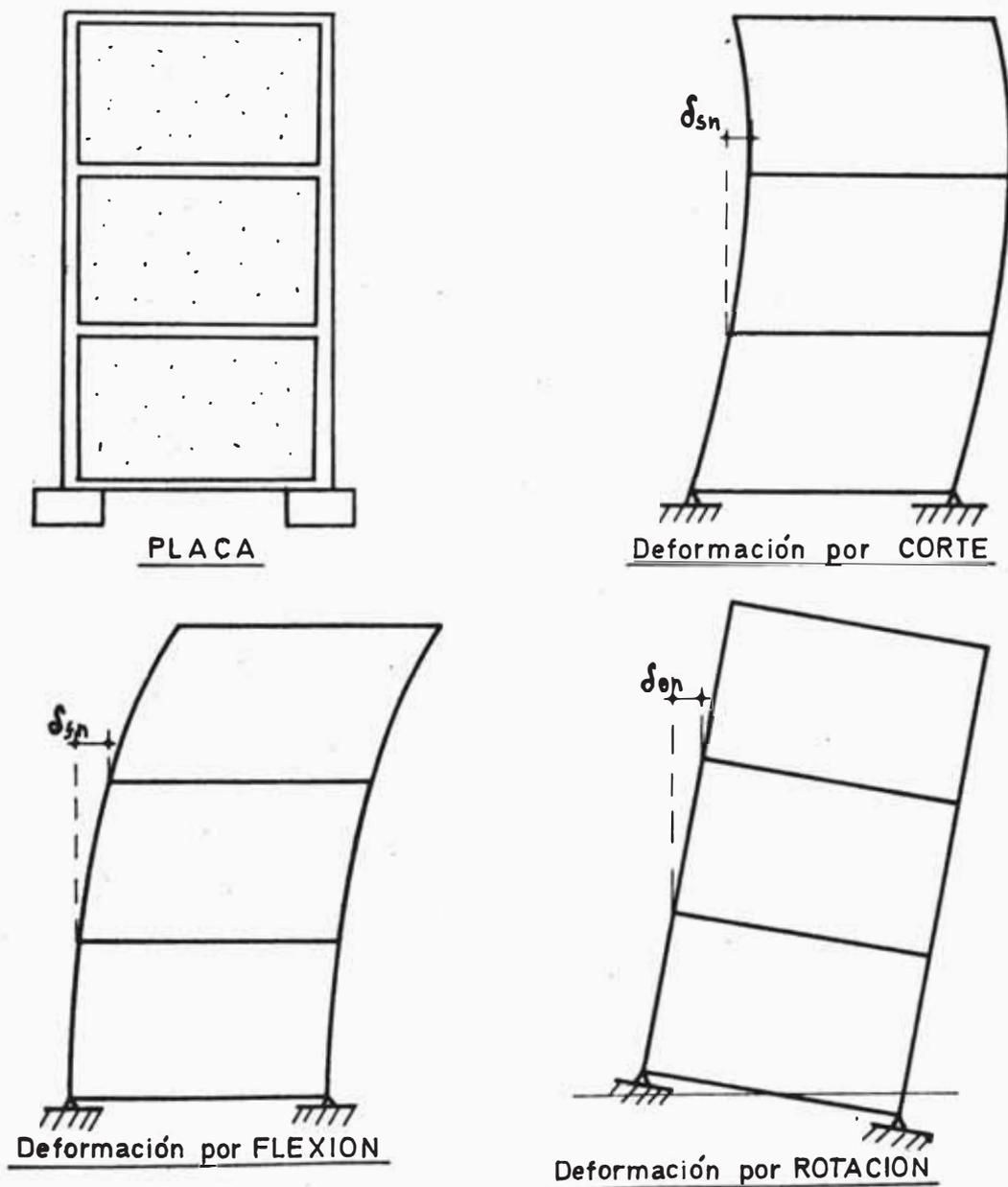


Fig.18: Deformación de PLACAS, originada por la fuerza cortante sísmica.

$$\delta_{fn} = \delta' + \delta'' = \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i h_i h_n}{E I_i} \cdot \frac{12 E K_0}{h_n^2} \right) + \frac{M_n h_n^2}{2 E I_n} \cdot \frac{12 E K_0}{h_n^2}$$

$$\delta_{fn} = 12 \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_{wi}} \right) \cdot \frac{1}{h_n} + 12 \left(\frac{M_n}{K_{wn}} \right) \cdot \frac{1}{h_n}$$

$$= 4 \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_{wi}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{M_n}{K_{wn}} \right) \cdot \frac{3}{h_n}$$

llamando Δ_{fn} la cantidad entre paréntesis:

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \cdot \frac{3}{h_n} \quad (9)$$

a.3) Deformación por Rotación ($\delta_{\theta n}$).- Ver Fig. N° 18. Dejando que la placa gire, como un todo, un ángulo θ , la deflexión, de un piso cualquiera - está dando por la fórmula:

$$\delta_{\theta n} = \theta \cdot h_n$$

Usando la unidad común $\frac{h_n^2}{12 E K_0}$:

$$\delta_{\theta n} = \theta \cdot h_n \cdot \frac{12 E K_0}{h_n^2} = \frac{12 E \cdot K_0 \cdot \theta}{h_n}$$

$$\delta_{\theta n} = \frac{12 E \cdot K_0 \cdot \theta}{h_n} \quad (10)$$

a.4) Deformación Total (δ_{Tn}).-

$$\delta_{Tn} = \delta_{sn} + \delta_{fn} + \delta_{\theta n}$$

Para la determinación de cada una de estas deflexiones, definidas anteriormente, se asume una fuerza cortante (V_n). Al multipli-

car por la unidad común ($\frac{12EK_0}{h_n^2}$), la unidad dimensional de $\int T_n$ es en Ton. ó Kg., según se usen E (Ton/cm² ó Kg/cm²), h_n (cm) y K₀ (cm³). El valor K₀ se obtiene al determinar la rigidez relativa (I/h) de las columnas y vigas, en este caso, K₀ = 10² cm³.

Luego, el coeficiente de distribución "D" de la placa es:

$$D = \frac{V_n}{\int T_n} \quad (11)$$

Si V_n se expresa en Ton ó Kg.; "D" resulta adimensional como en el caso de las columnas.

Luego de haber determinado "D"; la constante de resorte "K_w" de la placa, se obtiene multiplicando "D" por la unidad común utilizada ($\frac{12EK_0}{h_n^2}$)

b) Procedimiento a seguir para determinar "D" de la placa o placas.-

Como se indicó anteriormente, se sigue un procedimiento iterativo.

b.1) Se asume un valor para el cortante V_n, para cada tipo de placas y se calcula los desplazamientos con las fórmulas (8), (9) y (10).

Como la fuerza cortante V_n aumenta de arriba hacia abajo (distribución trapecial), se puede iniciar la iteración con el promedio "D" de las columnas de cada entrepiso y multiplicándolos por el número del entrepiso, en orden ascendente de arriba hacia abajo. Así, si el edificio tiene 10 pisos (10 entrepisos) y D₁₀ es el promedio de las columnas en el entrepiso 10; el "D" de la placa es 1xD₁₀; para el primer entrepiso sería 10xD₁, etc.

b.2) Con el valor V_n asumido, se calcula D por medio de la fórmula (6) u (11). Previamente se habrá determinado el cortante total (H_n) de cada entrepiso por medio de las Normas Peruanas de Diseño antisísmico; esta cortante total se distribuye en forma proporcional a los valores "D"

de las columnas (calculada con anterioridad) y de la o las placas, por medio de la fórmula:

$$V_{in} = \frac{D_{in}}{\sum D_n} \cdot H_n \quad (12)$$

V_i : fuerza cortante tomado por el elemento i del entrepiso n .

D_{in} : coeficiente de distribución del elemento y en el entrepiso n .
(columna (s) o placa (s)).

$\sum D_n$: sumatoria de "D" de todos los elementos del entrepiso n (columnas y placas).

H_n : cortante total tomado por el entrepiso n .

Habiendo determinado el V_i de la (s) placa (s) en cada entrepiso, se compara con el valor asumido V_n .

b.3) Si existe diferencia entre el valor asumido y el distribuido (V_i), se vuelve a calcular "D" utilizando $V_n = V_i$ de las placas hasta que dicha diferencia sea mínima. Es pues un procedimiento iterativo, en que para la siguiente iteración se utiliza el resultado V_n inmediato anterior.

c) Centro de Gravedad y Momento de Inercia de la Placa "Caja de Ascensor".

En la Fig. N° 17. Se observa las características físicas de la caja de ascensor.

Tomando como origen de coordenadas rectangulares al vértice inferior izquierdo de dicha caja se tiene:

c.1) Centro de gravedad (x_0 , y_0):

$$x_0 = \frac{\sum x \cdot A_i}{\sum A_i} \quad , \quad y_0 = \frac{\sum y \cdot A_i}{\sum A_i}$$

$$\underline{x_0 = 128.493 \text{ cm}} \quad , \quad \underline{y_0 = 141.667 \text{ cm.}}$$

c.2) Momento de Inercia con respecto al eje X-X que pasa por el centro de gravedad - Dirección Xg - Xg:

$$I = \frac{bh^3}{12}, (I_g)_{xx} = \sum I - \sum (A_i X_i^2), A_T = 25,500 \text{ cm}^2$$

$$(I_g)_{xx} = 3,344 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

c.3) Momento de inercia con respecto al eje Y-Y que pasa por el centro de gravedad-Dirección Yg-Yg:

$$I = \frac{bh^3}{12}, (I_g)_{yy} = \sum I - \sum (A_i X_i^2), A_T = 25,500 \text{ cm}^2$$

$$(I_g)_{yy} = 4,821 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

d) Calculo del Coeficiente de Distribución "D"- Dirección y-y

d.1) Cálculo de los cortes iniciales (Vn) que se asumiran en función de los "Dc" promedio de columnas en cada entrepiso:

- Del Cuadro N° 7 (Ko = 10² cm³)

Entrepiso 6 : Dc = 172.12 ÷ 51 = 3.37	Placa D = 1 x 3.37 = 3.37
Entrepiso 5 : Dc = 172.46 ÷ 51 = 3.38	Placa D = 2 x 3.38 = 6.76
Entrepiso 4 : Dc = 180.51 ÷ 51 = 3.54	Placa D = 3 x 3.54 = 10.62
Entrepiso 3 : Dc = 186.45 ÷ 51 = 3.65	Placa D = 4 x 3.65 = 14.60
Entrepiso 2 : Dc = 200.63 ÷ 51 = 3.94	Placa D = 5 x 3.94 = 19.70
Entrepiso 1 : Dc = 524.98 ÷ 51 = 10.30	Placa D = 6 x 10.3 = 61.80

- "D" total por entrepiso incluyendo placa asensor:

Entrepiso 6 : $\sum D = 172.12 + 3.37 = 175.49$	(Ko = 10 ² cm ³)
Entrepiso 5 : $\sum D = 172.46 + 6.76 = 179.22$	"
Entrepiso 4 : $\sum D = 180.51 + 10.62 = 191.13$	"
Entrepiso 3 : $\sum D = 186.45 + 14.60 = 201.05$	"
Entrepiso 2 : $\sum D = 200.63 + 19.70 = 220.33$	"
Entrepiso 1 : $\sum D = 524.98 + 61.80 = 586.78$	"

- Cortes iniciales (V_n) para la iteración N° 1 (asumido); utilizando los valores del Cuadro N° 4, los valores "D" iniciales y los ΣD ; así como la fórmula (12):

$$\text{Entrepiso 6: } V_n = (3.37 \div 175.49)101.985 = 1.958 \quad \text{Ton}$$

$$\text{Entrepiso 5: } V_n = (6.76 \div 179.22)173.158 = 6.528 \quad "$$

$$\text{Entrepiso 4: } V_n = (10.62 \div 191.13)229.998 = 12.788 \quad "$$

$$\text{Entrepiso 3: } V_n = (14.60 \div 201.05)272.491 = 19.783 \quad "$$

$$\text{Entrepiso 2: } V_n = (19.70 \div 220.33)300.629 = 26.876 \quad "$$

$$\text{Entrepiso 1: } V_n = (61.80 \div 586.78)314.105 = 33.075 \quad "$$

- d.2) Cálculo de las tres deformaciones: utilizando las fórmulas (8), (9) y (10); material concreto:

- Por Corte:
$$\delta_{sn} = \Delta_{sn} \times \frac{27.6 \text{ ko}}{hn} \times \beta ; \quad \Delta_{sn} = \frac{R \times V_n}{A_{wn}}$$

Tomando $\beta = 1$, $R = 1$ y $Ko = 10^2 \text{ cm}^3$

$$\delta_{sn} = \frac{27.6 \times V_n \times Ko}{hn \times A_{wn}} \quad (8')$$

- Por Flexión:
$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{hn} ; \quad \Delta_{fn} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{k_i} + \frac{1}{2} \times \frac{M_n}{K_n}$$

- Por Rotación:
$$\delta_{\theta n} = \frac{12 E \cdot \theta \cdot Ko}{hn}$$

Considerando que la caja de asensor sufre una rotación de 1 mm en su base, lo que implica que toda la estructura del edificio en estudio sufre un giro θ como un conjunto, ya que una cimentación de zapatas aisladas no asegura que dicho giro no ocurra (para impedir giros debería amarrarse convenientemente la cimentación, a pesar de que el suelo sea bueno, sobre todo en los edificios altos; además se impide así la vibración desordenada de las zapatas en caso de sismos).

Según la figura N° 18: $S = 1 \text{ mm} = 0.1 \text{ cm}$, $L = 300 \text{ cm}$ en la dirección y-y (Fig. N° 17); el ángulo de giro θ es:

$$\theta = \frac{25}{L} = \frac{2 \times 0.10}{300} = \frac{1}{1500} \text{ radianes}$$

Luego :

$$\delta'_{\theta n} = \frac{12 E \cdot \theta \cdot K_o}{h_n} = \frac{12 \times 185}{1500} \cdot \frac{K_o}{h_n} = 1.48 \frac{K_o}{h_n}$$

$$\delta'_{\theta n} = 1.48 \frac{k_o}{h_n} \quad , \quad (10') \quad K_o = 10^2 \text{ cm}^3$$

$$\delta_{\theta n} = \sum_{i=1}^n \delta'_{\theta n}$$

donde para $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ concreto de la caja de ascensor, $E = 185 \text{ - Ton/cm}^2$ (Mod. elasticidad)

d.3) Coeficiente de distribución "D" - Dirección Y-Y con las fórmulas (8'), (9) y (10'), las características de la placa (I_{xx} , A_{xx}), h_n de la fig. N° 17, y cortes iniciales obtenido en (d.1), se realiza las iteraciones hasta conseguir la convergencia de los $\forall n$.

Por razones de espacio, a continuación se muestra en los cuadros siguientes la 1era, penúltima y última iteraciones, luego de 14 iteraciones.

Tabla N° 9: cálculo de coeficiente de distribución "D"- Dirección, Y-Y Placa "Caja de Ascensor"

	1	2	3	4	5	6
Entrep. n		A_{wn} 10^3 cm^2	h_n 10^2 cm	I_{xx} 10^8 cm^4	K_o cm^3	K_{wn} 10^3
6		25.5	3.2	3.344	10^2	10.45
5		25.5	3.2	3.344	10^2	10.45
4		25.5	3.2	3.344	10^2	10.45
3		25.5	3.2	3.344	10^2	10.45
2		25.5	3.2	3.344	10^2	10.45
1		25.5	2.9	3.344	10^2	11.53

PRIMERA ITERACION

Cont. -----

7	8	9	10	11	12	13	14	15
V_n (Ton)	δ_{sn}	$V_n \cdot h_n$ 10^2	M_n 10^2	$2M_n$ 10^2	$2M_n/K_{yn}$ 10^{-1}	$4\Delta_{fn}$ 10^{-1}	$3/h_n$ 10^{-1}	δ_{fn}
1.958	0.0007	6.266	6.266	6.266	0.600	222.200	0.937	0.2082
6.528	0.0022	20.890	27.156	33.422	3.198	218.402	0.937	0.2046
12.788	0.0043	40.922	68.078	95.234	9.113	206.091	0.937	0.1931
19.783	0.0067	63.306	131.384	199.462	19.087	177.891	0.937	0.1667
26.876	0.0091	86.003	217.387	348.771	33.375	125.429	0.937	0.1175
33.075	0.0123	95.917	313.304	530.691	46.027	46.027	1.034	0.0476

16	17	18	19	20	21	22	23	24
$\delta_{\theta n}$	$\delta_{\theta n}$	δ_{Tn}	D_n	ΣD_{col}	D_{Tn}	D_n/D_{Tn}	H_n (Ton)	V_n (Ton)
0.4625	2.8228	3.0317	0.650	172.120	172.770	0.0038	101.985	0.388
0.4625	2.3603	2.5671	2.540	172.460	175.000	0.0145	173.158	2.511
0.4625	1.8978	2.0952	6.100	180.510	186.610	0.0327	229.998	7.521
0.4625	1.4353	1.6083	12.300	186.450	198.750	0.0619	272.491	16.867
0.4625	0.9728	1.0994	24.450	200.630	225.080	0.1086	300.629	32.648
0.5103	0.5103	0.5702	58.010	524.980	582.990	0.0995	314.105	31.253

PENULTIMA ITERACION

7	8	9	10	11	12	13	14	15
0.000	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.320	0.937	0.1446
0.017	0.0000	0.054	0.054	0.054	0.005	154.315	0.937	0.1446
0.023	0.0000	0.074	0.128	0.182	0.017	154.293	0.937	0.1446
5.068	0.0017	16.218	16.346	16.474	1.576	152.700	0.937	0.1431
74.376	0.0252	238.003	254.349	270.695	25.904	125.220	0.937	0.1173
22.019	0.0082	63.855	318.204	572.553	49.658	49.658	1.034	0.0513

16	17	18	19	20	21	22	23	24
0.4625	2.8228	2.9674	0.000	172.120	172.120	0.0000	101.985	0.000
0.4625	2.3603	2.5049	0.010	172.460	172.470	0.0001	173.158	0.017
0.4625	1.8978	2.0424	1.010	180.510	180.520	0.0001	229.998	0.023
0.4625	1.4353	1.5801	3.210	186.450	189.660	0.0169	272.491	4.605
0.4625	0.9728	1.1153	66.690	200.630	267.320	0.2496	300.629	75.007
0.5103	0.5103	0.5698	38.640	524.980	563.620	0.0696	314.105	21.548

ULTIMA ITERACION

7	8	9	10	11	12	13	14	15
0.000	-----	-----	-----	-----	-----	153.804	0.937	0.1441
0.017	-----	0.054	0.054	0.054	0.005	153.799	0.937	0.1441
0.023	-----	0.074	0.128	0.182	0.017	153.777	0.937	0.1441
4.605	0.0016	14.736	14.864	14.992	1.435	152.325	0.937	0.1427
75.007	0.0254	240.022	254.886	269.750	25.813	125.077	0.937	0.1172
21.548	0.0080	62.489	317.375	572.261	49.632	49.632	1.034	0.0513

16	17	18	19	20	21	22	23	24
0.4625	2.8228	2.9669	0.000	172.120	172.120	0.0000	101.985	0.000
0.4625	2.3603	2.5044	0.010	172.460	172.470	0.0001	172.158	0.017
0.4625	1.8978	2.0419	0.010	180.510	180.520	0.0001	229.998	0.023
0.4625	1.4353	1.5796	2.910	186.450	189.360	0.0154	272.491	4.196
0.4625	0.9728	1.1154	67.250	200.630	267.880	0.2510	300.629	75.458
0.5103	0.5103	0.5606	37.830	524.980	562.810	0.0672	314.105	21.108

Nota : Se comparan los valores de las columnas 7 y 24. Para este caso de placa (Tipo cajón), los valores iniciales de V_n no han facilitado la rápida convergencia ya que fué necesario realizar 14 iteraciones; en otros estudios se ha observado que la convergencia es más rápida (3 ó 4 iteraciones), para los casos de placas angostas y considerando sólo dos deformaciones (Flexión y Corte).

d.4) Coeficiente de distribución "D" - Dirección X-X.

Se procede en forma semejante al caso anterior. Se considerará la misma deformación por rotación. Los valores V_n iniciales se han asumido en forma semejante a los resultados del caso anterior.

Tabla No. 10 : Cálculo del coeficiente de distribución "D" - Dirección X-X
Placa "Caja de Ascensor".

1	2	3	4	5	6
Entrep. n.	A_{wn} 10 ³ cm ²	h_n 10 ² cm.	I_{yy} 10 ⁸ cm ⁴	K_o 10 ³ cm ³	K_{wn} 10 ²
6	25.5	3.2	4.821	1	15.07
5	25.5	3.2	4.821	1	15.07
4	25.5	3.2	4.821	1	15.07
3	25.5	3.2	4.821	1	15.07
2	25.5	3.2	4.821	1	15.07
1	25.5	3.0	4.821	1	16.07

PRIMERA ITERACION

7	8	9	10	11	12	13	14	15
V_n (Ton)	δ_{sn}	$V_n \cdot h_n$ 10 ²	M'_n 10 ²	$2M_n$ 10 ²	$2M_n/K_{wn}$	$4\Delta_{fn}$	$3/h_n$ 10 ⁻²	δ_{fn}
1.000	0.0034	3.200	3.200	3.200	0.212	100.330	0.937	0.9401
1.000	0.0034	3.200	6.400	9.600	0.637	99.481	0.937	0.9321
1.000	0.0034	3.200	9.600	16.000	1.062	97.782	0.937	0.9162
10.000	0.0338	32.000	41.600	51.200	3.398	93.322	0.937	0.8744
50.000	0.1691	160.000	201.600	243.200	16.138	73.786	0.937	0.6914
20.000	0.0722	60.000	261.600	463.200	28.824	28.824	1.000	0.2882

16	17	18	19	20	21	22	23	24
$\delta'_{\theta n}$	$\delta_{\theta n}$	δ_{Tn}	D_n	$\sum D_{col}$	D_{Tn}	D_n/D_{Tn}	H_n (Ton)	V_n (Ton)
4.625	28.058	29.0015	0.035	12.154	12.189	0.0029	122.230	0.354
4.625	23.433	24.3685	0.041	12.180	12.221	0.0034	210.326	0.715
4.625	18.808	19.7276	0.051	12.336	12.387	0.0041	280.681	1.151
4.625	14.183	15.0912	0.663	12.615	13.278	0.0499	333.143	16.624
4.625	9.558	10.4185	4.799	12.936	17.735	0.2706	367.972	99.573
4.933	4.933	5.2934	3.778	33.685	37.463	0.1008	385.228	38.831

PENULTIMA ITERACION

7	8	9	10	11	12	13	14	15
0.000	-----	-----	-----	-----	-----	479.352	0.937	4.4915
0.021	0.0001	0.067	0.067	0.067	0.004	479.348	0.937	4.4915
1.235	0.0042	3.952	4.019	4.086	0.271	479.073	0.937	4.4889
88.283	0.2986	282.506	286.525	290.544	19.280	459.522	0.937	4.3057
193.112	0.6532	617.958	904.483	1191.008	79.032	361.210	0.937	3.3845
152.781	0.5512	458.343	1362.826	2267.309	141.089	141.089	1.000	1.4109

16	17	18	19	20	21	22	23	24
4.625	28.058	32.5495	0.000	12.154	12.154	0.0000	122.230	0.000
4.625	23.433	27.9246	0.001	12.180	12.181	0.0001	210.326	0.021
4.625	18.808	23.3011	0.053	12.336	12.389	0.0043	280.681	1.207
4.625	14.183	18.7873	4.699	12.615	17.314	0.2714	333.143	90.415
4.625	9.558	13.5957	14.204	12.936	27.140	0.5234	367.972	192.596
4.933	4.933	6.8951	22.158	33.685	55.843	0.3968	385.228	152.859

ULTIMA ITERACION

7	8	9	10	11	12	13	14	15
0.000	-----	-----	-----	-----	-----	482.564	0.937	4.5216
0.021	0.0001	0.067	0.067	0.067	0.004	482.560	0.937	4.5216
1.207	0.0041	3.862	3.929	3.996	0.265	482.291	0.937	4.5191
90.415	0.3058	289.328	293.257	293.257	19.460	462.566	0.937	4.3342
192.596	0.6514	616.307	909.564	1202.821	79.816	363.290	0.937	3.4040
152.859	0.5515	458.577	1368.141	2277.705	141.737	141.737	1.000	1.4174

16	17	18	19	20	21	22	23	24
4.625	28.058	32.5796	0.000	12.154	12.154	0.0000	122.230	0.000
4.625	23.433	27.9547	0.001	12.180	12.181	0.0001	210.326	0.021
4.625	18.808	23.3312	0.052	12.336	12.388	0.0042	280.681	1.179
4.625	14.183	18.8230	4.803	12.615	17.418	0.2757	333.143	91.848
4.625	9.558	13.6134	14.147	12.936	27.083	0.5224	367.972	192.228
4.933	4.933	6.9019	22.147	33.685	55.832	0.3967	385.228	152.820

d.5) Resultado del cálculo de los coeficientes de distribución "D" - Placa Caja de Ascensor. - De las Tablas No. 9 y 10, la columna 19 de las últimas iteraciones se obtiene el siguiente cuadro.

Tabla No. 11 : Resultado del cálculo de los coeficientes de distribución "D" Placa de Ascensor.

Entrepiso n.	Dirección Y-Y $K_0 = 10^2 \text{ cm}^3$	Dirección X-X $K_0 = 10^3 \text{ cm}^3$
6	0.000	0.000
5	0.010	0.001
4	0.010	0.052
3	2.910	4.803
2	67.250	14.147
1	37.830	22.147

4.- CONSTANTE DE RESORTE DE LA PLACA "CAJA DE ASCENSOR" EN BASE AL VALOR "D"

En la Tabla No. 11 aparecen los valores "D" de la placa "Caja de Ascensor". Este coeficiente se definió por medio de la fórmula No. 11 :

$$D = \frac{V_n}{\delta_T^*} \quad (11)$$

Es adimensional, ya que al utilizar la unidad común $(12 EK_0/h_n^2)$ las deformaciones dimensionalmente resultan Ton. ó Kg. siendo V_n una carga. Como debe cumplirse la Ley de Hooke, la fuerza (V_n) es proporcional al desplazamiento (δ_T); la constante de proporcionalidad es la constante de resorte o rigidez del elemento sometido a dicha fuerza, o sea :

$$K_p = \frac{V_n}{\delta_T} \quad (13)$$

que se expresa en Ton/cm. ó Kg/cm.

La fórmula (13) es semejante a la (11), resultando iguales si la (11) se multiplica por la unidad común utilizada, ya que se la dividió para obtener $\frac{*}{T}$. O sea :

$$K_p = D \cdot \frac{12 EK_0}{h_n^2} \quad (14)$$

Con esta fórmula se calculará la constante de rigidez de la placa, utilizando la Tabla No. 11 y el módulo de elasticidad del concreto $E = 185 \text{ Ton/cm}^2$ para $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$, así como los otros valores ya conocidos.

Tabla No. 12 .- Constante de resorte de la Placa "Caja de Ascensor" -
Direcciones Y-Y, X-X.

ENTREPISO n	DIRECCION Y-Y K_{py} (Ton/cm)	DIRECCION X-X K_{px} (Ton/cm)
6	0.000	0.000
5	0.022	0.022
4	0.022	1.127
3	6.309	104.128
2	145.798	306.703
1	99.860	546.293

Sumando los valores de las Tablas No. 6 (de columnas) y No. 12 (de Placa) se tiene la constante de resorte total de entrepiso (Pabellón Izquierdo).

5.- FRECUENCIAS Y FORMAS DE MODO

- Conociendo las constantes de resorte (rigidez) de todos los elementos ver ticales (columnas y placas), así como la masa concentrada en cada nivel , ya es posible determinar las frecuencias y formas de modo de vibración de la estructura en estudio.
- Para determinar las frecuencias de vibración se utilizarán los métodos de STODOLA para el primer modo y de HOLZER para el segundo y tercer modos ; para ellos se ha preparado un Programa para Computadoras Electrónicas 360, que se adjunta en el Anexo.
- Son datos de entrada para el Programa los valores siguientes :

Tabla No. 3 : Carga concentrada en cada nivel, para análisis sísmico.

Tabla No. 6 : Constantes de resorte (rigidez) de columnas.

Tabla No. 12 : Constantes de resorte de (rigidez) de placa
Caja de Ascensor.

Además son datos :

$n = 6$: número de entrepisos

$UK = 1.0 \times 0.8 = 0.8$: factores de modificación, que toma en cuenta la Región Sísmica (U) y el tipo de estructura (K), según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

Asimismo el Programa en mención, toma en cuenta el espectro de aceleraciones :

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

a) Tarjetas de datos para el Programa :

a.1) Vibración en la dirección principal Y-Y :

1ra. Tarjeta : $n = 6$, $UK = 0.80$

2da. Tarjeta : (cargas concentradas en cada nivel, Tabla No. 3)

$W_1 = 967.553$ Ton. $W_3 = 951.358$ Ton. $W_5 = 943.899$ Ton.

$W_2 = 960.464$ Ton. $W_4 = 946.789$ Ton. $W_6 = 773.904$ Ton.

3ra. Tarjeta : (constante de resorte, Tablas Nos. 6 y 12)

$CKE_1 = 4,874.63$ Ton/cm. $CKE_4 = 2,294.69$ Ton/cm.

$CKE_2 = 4,217.25$ Ton/cm. $CKE_5 = 2,032.93$ Ton/cm.

$CKE_3 = 2,811.23$ Ton/cm $CKE_6 = 2,013.65$ Ton/cm.

a.2) Vibración en la dirección secundaria (X-X) :

La 1ra. y 2da. tarjetas son las mismas

3ra. tarjeta (constante de resorte, CKE, Tablas Nos. 6 y 12) :

$$\begin{array}{ll} \text{CKE}_1 = 3247.22 \text{ Ton/cm.} & \text{CKE}_4 = 1913.38 \text{ Ton/cm.} \\ \text{CKE}_2 = 2746.50 \quad " & \text{CKE}_5 = 1778.17 \quad " \\ \text{CKE}_3 = 2248.56 \quad " & \text{CKE}_6 = 1736.37 \quad " \end{array}$$

b) Resultados del Programa de Computadora.-

Con los datos mencionados, el Programa sigue un proceso iterativo para encontrar la frecuencia de vibración. Para cada modo de vibración, el Programa concluye cuando la fuerza de resorte ($F_r = K \cdot \Delta x$) se iguala a la fuerza de inercia ($F_i = x \cdot m \cdot w^2$) en el último entrepiso. A continuación se adjunta un resumen del resultado de cálculo para los tres primeros modos de vibración de la estructura.

Tabla No. 13 : Resumen de cálculo de las Frecuencias de Vibración de la estructura - Método de Stodola y Holzer - Dirección Y-Y, X-X.

Dirección de Vibración,	No. Iteraciones,	Modo	Frecuencia (Vib/Seg.)	Periodo (Seg/Vib.)
Y-Y	12	1	14.54	0.432
	28	2	39.04	0.161
	38	3	60.88	0.103
X-X	11	1	12.59	0.499
	26	2	34.54	0.182
	32	3	54.55	0.115

6.- DESPLAZAMIENTOS Y CORTANTES DE ENTREPISO.-

- Conociendo las frecuencias de cada modo de vibración, ya es posible deter-

minar los desplazamientos y cortantes de entrepiso. Superponiendo los tres primeros modos, ya que ellos abarcan mas del 90% del cortante de entrepiso, se logra determinar el corte actuante en cada entrepiso; para ello se toma rá el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los mo - dos mas significativos (3) :

$$V_i = \sqrt{\sum (V_{ij}^*)^2} \quad (15)$$

V = Cortante

i = 1, 2 6; entrepiso

j = 1, 2, 3; modos

- Para este fin, se ha preparado un Programa adicional para Computadora en Lenguaje FORTRAN IV, adjunto al Programa anterior (Stodola y Holzer).
- Se sigue el método de las Copias de "Ingeniería Antisísmica" del Ing^o Julio Kuroiwa H.
- Se toma en cuenta el espectro de aceleraciones, así como los factores UK de las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico,
- Para simplificar, a continuación se presenta un resumen de cálculo efectuado por la Computadora 360 de la UNI.

Tabla 14 : Desplazamientos y Cortantes de Entrepiso - Direcciones Y-Y, X-X.

Dirección de Vibración	Modo	Entrepiso	1	2	3	4	5	6
Y-Y	1	Desplazam. (cm.)	0.047	0.100	0.171	0.243	0.299	0.326
		Cortante (Ton)	230.486	220.621	199.993	164.965	115.428	54.484
	2	Desplazam. (cm.)	0.011	0.020	0.023	0.011	-0.010	-0.024
		Cortante (Ton)	54.402	37.629	7.668	-26.040	-42.897	-28.760
	3	Desplazam. (cm.)	0.004	0.006	0.000	-0.007	-0.003	0.006
		Cortante (Ton)	21.125	5.282	-14.990	-15.903	7.980	17.789
Ton.	Superposición de los 3 Modos.		237.760	223.869	200.700	167.764	123.400	64.126

Cont.,.....

Tabla No. 14 :

Cont. -----

X-X	1	Desplazam. (cm.)	0.071	0.150	0.236	0.319	0.380	0.410
		Cortante (Ton)	228.656	217.018	194.258	158.229	109.208	51.174
	2	Desplazam. (cm.)	0.014	0.025	0.025	0.010	-0.012	-0.027
		Cortante (Ton)	45.817	29.216	0.313	-28.477	-39.994	-25.660
	3	Desplazam. (cm.)	0.005	0.006	-0.001	-0.007	-0.002	0.007
		Cortante (Ton)	16.682	1.605	-15.064	-12.242	8.940	15.663
Ton.	Superposición de los 3 Modos.		233.797	218.982	194.841	161.237	116.644	59.351

B.3 CORTANTE POR NIVELES SEGUN ANALISIS MODAL Y NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISISMICO.

Las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, en su Art. No. 19.03, indica :
 "Si el Análisis Dinámico (Modal) da fuerzas horizontales menores que el análisis según las Normas, las estructuras pueden ser diseñadas con los resultados del análisis dinámicos (modal), pero las fuerzas no podrán ser inferiores al 80% de las consideradas según las Normas".

En las Tablas Nos. 4 y 5, y Tabla No. 14 se muestra el resultado de ambos análisis.

Tabla No. 15,- Fuerza Cortante por niveles según los dos métodos de análisis : Modal (dinámico) y Normas Peruanas - Cortante para diseño (Sin corrección por torsión sísmica)-Direcciones Y-Y, X-X.

Nivel	DIRECCION Y - Y			DIRECCION X - X		
	Análisis Modal (Ton)	Análisis según Normas	80% según Normas (Ton)	Análisis Modal (Ton)	Análisis según Normas.	80% según Norm
6	64.126	101.985	81.588	59.351	122.230	97.784
5	123.400	173.158	138.526	116.644	210.326	168.261
4	167.764	229.998	183.998	161.237	280.681	224.545
3	200.700	272.491	217.993	194.841	333.143	266.514
2	223.869	300.629	240.503	218.982	367.972	294.378
1	237.760	314.105	251.284	233.797	385.228	308.182

En ambas direcciones de análisis, el análisis modal da fuerzas horizontales menores que el de las Normas; aún son menores que el 80% de éstas, por lo que para el diseño de los elementos estructurales se tomará en cuenta el 80% de las fuerzas horizontales de las Normas Peruanas, faltando corregir por torsión sísmica.

B.4 DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE SIN CORRECCION POR TORSION SISMICA ENTRE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES DE ENTREPISO.

Habiendo determinado los coeficientes de distribución "D" de columnas y placas "Caja de Ascensor", que figura en las Tablas Nos. 7, 8 y 11, así como la fuerza cortante que actúa en cada entrepiso, Tabla No. 15 (80% del análisis según las Normas), ya es posible determinar el cortante tomado por cada uno de los elementos verticales de entrepiso, por medio de la fórmula (12), faltando hacer la corrección por torsión sísmica.

Para simplificar los cálculos, la distribución se realizará para las columnas en conjunto de cada pórtico. Ello es posible porque todas las columnas de cada pórtico están en un mismo plano vertical y cada pórtico es paralelo entre sí; esto facilitará hacer la corrección sísmica y el análisis de pórticos por la acción de la fuerza cortante final.

Tabla No.15,a : Distribución de la Fuerza Cortante entre cada uno de los elementos verticales de entrepiso - Distribución en columnas de pórticos - Dirección Y-Y.

Entrepiso n	Cortante de entrepiso Hy (Ton).	Pórticos →	1 y 12A	2-9,11,12	10	Placa "Caja de ascensor"	Total
			1	2	10		
6	81,588	Dy	11.430	13.740	11.860	0.000	172.120
		Vin	5.417	6.511	5.621	0.000	81.588
5	138,526	Dy	11.600	13.740	11.860	0.010	172.460
		Vin	9.323	11.041	9.531	0.014	138.526
4	183,998	Dy	14.030	14.030	12.150	0.010	180.520
		Vin	14.297	14.297	12.383	0.018	183.998
3	217,993	Dy	14.450	14.450	13.050	2.910	189.360
		Vin	16.633	16.633	15.020	3.357	217.993
2	240,503	Dy	15.570	15.570	13.790	67.250	267.880
		Vin	13.973	13.973	12.386	60.366	240.503
1	251,284	Dy	41.070	41.070	32.140	37.830	562.810
		Vin	18.344	18.344	14.348	16.886	251.284

Tabla No. 16 : Distribución de la Fuerza Cortante entre cada uno de los elementos verticales de entrepiso - Distribución en columnas de pórticos - Dirección X-X.

Entre piso n	Cortante de Entre piso H_x (Ton)	Pórticos,	A	B	C	D	Placa "Caja de Ascensor"	Total
6	97.784	Dx	23.450	33.020	31.940	33.130	0.000	121.540
		V _{in}	18.863	26.568	25.698	26.656	0.000	97.784
5	168.261	Dx	23.450	33.020	31.940	33.390	0.010	121.810
		V _{in}	32.390	45.616	44.118	46.120	0.017	168.261
4	224.545	Dx	24.290	33.380	32.300	33.390	0.520	123.880
		V _{in}	44.033	60.515	58.539	60.515	0.943	224.545
3	266.514	Dx	26.230	33.380	32.300	34.240	48.030	174.180
		V _{in}	40.137	51.064	49.412	52.397	73.478	266.514
2	294.378	Dx	27.330	34.420	33.370	34.240	141.470	270.830
		V _{in}	29.703	37.415	36.267	37.209	153.783	294.378
1	308.182	Dx	62.400	93.680	87.070	93.700	221.470	558.320
		V _{in}	34.455	51.713	48.046	51.713	122.256	308.182

D_x, D_y : Coeficientes de distribución "D" - Tablas No. 7, 8, 11.

V_{in} : Fuerza Cortante tomado por todas las columnas del pórtico i en el entrepiso n. No incluye corrección por torsión sísmica.

H_n : Fuerza Cortante total en el entrepiso n, Tabla No. 15.

C.- CORRECCION POR TORSION SISMICA - CORTANTE FINAL DE DISEÑO

Las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, en su Art. 11, considera el efecto de la torsión sísmica, el que ocurre al no coincidir el centro de masa y el centro de rigideces de los elementos verticales. El Art. 11.01 señala: "Se considerará que la fuerza sísmica actúa horizontalmente a través del centro de gravedad de la estructura, y si dicho centro no coincide con el centro de rigidez, se producirá torsión. Se entiende por centro de rigidez al centro estático de las rigideces de los elementos resistentes verticales. La distancia en planta entre la línea de acción de la fuerza horizontal y el centro de rigidez, se llama excentricidad"

- Art. 11.02 : " La fuerza horizontal se distribuirá proporcionalmente a las rigideces relativas de los elementos resistentes verticales (esto equivale a suponer una deflexión uniforme del edificio en la dirección considerada), y luego se corregirá por torsión, considerando el aumento producido pero no las disminuciones". La primera parte de este artículo ya se realizó y figuran en las tablas N° 15.a y 16 faltando la corrección por torsión sísmica.
- Art. 11.03: "El momento de torsión en cada entre piso, se determinará de acuerdo a las siguientes fórmulas": (considerando la dirección - X-X),

$$M_{tx} = H_x \cdot (1.5 e_y + 0.05 b_y) = H_x \cdot E_y , (16)$$

$$M'_{tx} = H_x \cdot (e_y - 0.05 b_y) = H_x \cdot E'_y , (16')$$

Y la fuerza cortante adicional debido a torsión sísmica es:

$$V_t = \frac{M_{tx}}{M_{px}} \cdot D_x \cdot Y \quad (17)$$

donde:

M_{tx} , M'_{tx} : momentos de torsión en la dirección X, en cada piso.

H_x : fuerza cortante en la dirección X, en cada piso.

E_y : excentricidad = $Y_m - y_r$, (18)

Y_m , Y_r : Centros de masa y de rigidez respectivamente, en el eje Y

b_y : ancho efectivo del edificio, eje Y

V_t : fuerza cortante debido a la torsión

M_{px} : momento polar

Y: distancia del elemento considerando al eje X

Tanto el momento polar como la distancia Y estan referidos a un sistema cartesiano cuyo origen coincide con el centro de rigidez.

El corte debido a la torsión, en la otra dirección Y-Y se determina en forma similar.

Ver Fig. N° 20 (centros de masa y de rigidez).

- La fuerza cortante final para el diseño es la suma de la cortante, sin considerar torsión (tablas N° 15.a y 16), mas la cortante de torsión sísmica.

C.1 CENTRO DE MASA .-

- Es el centro de todas las cargas permanentes mas el porcentaje correspondiente de la carga viva, por encima del plano considerado. Se considera que la masa de todos los pisos por encima del plano considerado se encuentra concentrada en este punto, y en consecuencia, la cortante de entrepiso que simula el efecto sísmico de dos ejes perpendiculares en el plano:

$$X_m = \frac{\sum(W.X)}{\sum W} ; Y_m = \frac{\sum(W.y)}{\sum W} \quad (19)$$

- En edificios regulares se considera que el centro de masa coincide con el centro geométrico (intersiccción de las diagonales en caso de plantas rectangulares). En los irregulares se determina desde la azotea hasta el segundo piso.
- El edificio en estudio (Pabellón Izquierdo) es de planta regular (trapecio) y el centro de masa coincide con el centro geométrico; como no

hay reducciones en planta en ningún nivel, dicho centro de masa es el mismo en todos los niveles. Para su determinación ver la Fig. N° 21. Cada planta se divide en un área triangular y otro rectangular:

$$X_m = \frac{\sum(Ax)}{\sum(A)} = \frac{\frac{1}{2} (17.8 \times 1.2) \cdot \frac{2}{3} \times 1.2 + (57.6 \times 17.8) \left(1.2 + \frac{57.6}{2}\right)}{\frac{1}{2} (17.8 \times 1.2) + (17.8 \times 57.6)}$$

$$Y_m = \frac{\sum(Ay)}{\sum(A)} = \frac{\frac{1}{2} (17.8 \times 1.2) \times \frac{1}{3} \times 17.8 + (57.6 \times 17.8) \times \frac{17.8}{2}}{\frac{1}{2} (17.8 \times 1.2) + (17.8 \times 57.6)}$$

Luego:

$$X_m = 29.699 \text{ m.}$$

$$Y_m = 8.869 \text{ m.}$$

Se refieren a un sistema de coordenadas rectangulares cuyo origen coincide con el vértice inferior e izquierdo de la Fig. 21.

Haciendo coincidir el eje Y con la dirección del pórtico N° 1 (a 1.20 m de origen inicial), el centro de masa se define así ($X_m = 29.699$ 1.20 = 28.499 m.):

$$X_m = \underline{28.499 \text{ m.}}$$

Centro de Masa

$$Y_m = \underline{8.869 \text{ m.}}$$

C.2 CENTRO DE RIGIDEZ.-

Es el centro estático (centroide) de las rigideces de los elementos verticales resistentes. Es el punto en torno del cual se produce la rotación por torsión del edificio.

- En el método de Muto las rigideces están dadas por el coeficiente "D", que llevará el subíndice correspondiente a la dirección de análisis. Las

fórmulas para determinar el centro de rigidez son :

$$x_r = \frac{\sum(X \cdot D_y)}{\sum(D_y)} ; \quad y_r = \frac{\sum(Y \cdot D_x)}{\sum(D_x)} \quad (20)$$

En las Tablas No. 17 y 18 se calcula el centro de rigidez en cada nivel y para cada dirección de análisis.

C.3 MOMENTO POLAR DE INERCIA

Es la resistencia que la estructura ofrece como un todo a la rotación. Es igual a la suma de los momentos de inercia en las dos direcciones perpendiculares. Para la corrección por torsión se considera el momento polar con respecto a los ejes que pasan por el centro de torsión.

$$M_p = I_x + I_y \quad (21)$$

$$I_x = \sum(y^2 \cdot D_x) - y_r^2 \cdot \sum D_x \quad (21')$$

$$I_y = \sum(x^2 \cdot D_y) - x_r^2 \cdot \sum D_y \quad (21'')$$

En las Tablas Nos. 17 y 18 se calcula el centro de rigidez y los momentos de inercia.

En la Tabla No. 19 se calcula el momento polar de inercia considerando el resultado del cálculo de los momentos de inercia de las dos tablas anteriores.

Tabla No. 17 .- Centro de rigidez (y_r) y Momento de Inercia (I_x) calculado con los valores D_x de las Tablas Nos. 8 y 11, y según Fig. No. 21.

TABLA No. 17

Entrepiso	Pórtico	A	B	C	D	Placa Caja Ascensor	Total
6	D_x	23.45	33.020	31.940	33.130	0.000	121.540
	Y (m)	0.00	6.250	9.350	15.600	10.770	-
	$Y \cdot D_x$	0.00	206.375	298.639	516.828	0.000	1021.842
	$Y^2 \cdot D_x$	0.00	1289.844	2792.275	8062.517	0.000	12144.636
	Y_r	8.407 m.					
	$Y_r^2 \cdot D_x$ I_x	8590.204 3554.432					
5	D_x	23.45	33.020	31.940	33.390	0.010	121.810
	Y (m)	0.00	6.250	9.350	15.600	10.770	-
	$Y \cdot D_x$	0.00	206.375	298.639	520.884	0.108	1026.006
	$Y^2 \cdot D_x$	0.00	1289.844	2792.275	8125.790	1.163	12209.072
	Y_r	8.423 m.					
	$Y_r^2 \cdot D_x$ I_x	8642.054 3567.018					
4	D_x	24.29	23.380	32.300	33.390	0.520	123.880
	Y (m)	0.00	6.250	9.350	15.600	10.770	-
	$Y \cdot D_x$	0.00	208.625	302.005	520.884	5.600	1037.114
	$Y^2 \cdot D_x$	0.00	1303.906	2823.747	8125.790	60.312	12313.755
	Y_r	8.372 m.					
	$Y_r^2 \cdot D_x$ I_x	8682.749 3631.006					
3	D_x	23.23	33.80	32.300	34.240	48.030	174.180
	Y (m)	0.00	6.250	9.350	15.600	10.770	-
	$Y \cdot D_x$	0.00	208.625	302.005	534.144	517.283	1562.057
	$Y^2 \cdot D_x$	0.00	1303.906	2823.747	8332.646	5571.138	18031.437
	Y_r	8.968 m.					
	$Y_r^2 \cdot D_x$ I_x	14008.427 4023.010					

Cont. -----

Tabla No. 17 :

Cont. -----

2	D_x	23.33	34.420	33.370	34.240	141.470	270.830
	Y (m)	0.00	6.250	9.350	15.600	10.770	-
	Y.D _x	0.00	215.125	312.010	534.144	1523.632	2584.911
	Y ² .D _x	0.00	1344.531	2917.294	8332.646	16409.517	29003.988
	Y _r	9.544 m.					
	Y _r ² . D _x	24669.363					
I _x	4334.625						
1	D_x	62.40	93.680	87.070	93.700	221.470	558.320
	Y (m)	0.00	6.250	9.350	15.600	10.770	-
	Y.D _x	0.00	585.500	814.105	1461.720	2385.232	5246.557
	Y ² .D _x	0.00	3659.375	7611.882	22802.832	25688.949	59763.038
	Y _r	9.397 m.					
	Y _r ² . D _x	49301.889					
I _x	10461.149						

Tabla No. 18.- Centro de Rigidez (x_r) y Momento de Inercia (I_y) calculado con los Valores "D_y" de las Tablas Nos. 7 y 11, y según la Figura No. 21.

Entrep. n	Pórticos	D _y	X (m)	X.D _y	X ² .D _y	x _r	X _r ² .ΣD _y	I _y
6	1	11.43	0.00	0.000	0.000	28.643 m.	141210.863	53386.820
	2	13.74	4.80	65.952	316.570			
	3	13.74	9.60	131.904	1266.278			
	4	13.74	14.40	197.856	2849.126			
	5	13.74	19.20	263.808	5065.114			
	6	13.74	24.00	329.760	7914.240			
	7	13.74	28.80	395.712	11396.506			
	8	13.74	33.60	461.664	15511.910			
	9	13.74	38.40	527.616	20260.454			
	10	11.86	43.20	512.352	22133.606			
	11	13.74	48.00	659.520	31656.960			
	12	13.74	52.80	725.472	38304.922			
	12A	11.43	57.60	658.368	37921.997			
Caja Asc	0.00	41.38	0.000	0.000				
		172.12	-	4929.984	194597.683			

Cont. -----

Tabla No. 18 :

Cont. -----

Entrep. n	Pórticos	D _y	X (m)	X.D _y	X ² .D _y	X _r	X _r ² .ΣD _y	I _y
5	1	11.60	0.000	0.000	0.000	28.645 m.	141509.639	53669.627
	2	13.74	4.800	65.952	316.570			
	3	13.74	9.600	131.904	1266.278			
	4	13.74	14.400	197.856	2849.126			
	5	13.74	19.200	263.808	5065.114			
	6	13.74	24.000	329.760	7914.240			
	7	13.74	28.800	395.712	11396.506			
	8	13.74	33.600	461.664	15511.910			
	9	13.74	38.400	527.616	20260.454			
	10	11.86	43.200	512.352	22133.606			
	11	13.74	48.000	659.520	31656.960			
	12	13.74	52.800	725.472	38304.922			
	12A	11.60	57.600	668.160	38486.016			
Caja Asc.	0.01	41.380	0.419	17.564				
	172.46	-	4940.195	195179.266				
4	1	14.03	0.000	0.000	0.000	28.651 m.	148185.258	58437.055
	2	14.03	4.800	67.344	323.251			
	3	14.03	9.600	134.688	1293.005			
	4	14.03	14.400	202.032	2909.261			
	5	14.03	19.200	269.376	5172.019			
	6	14.03	24.000	336.720	8081.280			
	7	14.03	28.800	404.064	11637.043			
	8	14.03	33.600	471.408	15839.309			
	9	14.03	38.400	538.752	20688.077			
	10	12.15	43.200	524.880	22674.816			
	11	14.03	48.000	673.440	32325.120			
	12	14.03	52.800	740.784	39113.395			
	12A	14.03	57.600	808.128	46548.173			
Caja Asc.	0.01	41.380	0.419	17.564				
	180.52	-	5172.035	206622.313				
3	1	14.45	0.000	0.000	0.000	28.895 m.	158100.641	60803.518
	2	14.45	4.800	69.360	332.928			
	3	14.45	9.600	138.720	1331.712			
	4	14.45	14.400	208.080	2996.352			
	5	14.45	19.200	277.440	5326.848			
	6	14.45	24.000	346.800	8323.200			
	7	14.45	28.800	416.160	11985.408			
	8	14.45	33.600	485.520	16313.472			
	9	14.45	38.400	554.880	21307.392			
	10	13.05	43.200	563.760	24354.432			
	11	14.45	48.000	693.600	33292.800			
	12	14.45	52.800	762.960	40284.288			
	12A	14.45	57.600	832.320	47941.632			
Caja Asc.	2.91	41.380	121.987	5113.695				
	189.36	-	5471.587	218904.159				

Cont. -----

Tabla No. 18 :

Cont. -----

Entrep. n	Pórticos	D _y	X (m)	X.D _y	X ² .D _y	X _r	X _r ² .ΣD _y	I _y
5	1	11.60	0.000	0.000	0.000	28.645 m.	141509.639	53669.627
	2	13.74	4.800	65.952	316.570			
	3	13.74	9.600	131.904	1266.278			
	4	13.74	14.400	197.856	2849.126			
	5	13.74	19.200	263.808	5065.114			
	6	13.74	24.000	329.760	7914.240			
	7	13.74	28.800	395.712	11396.506			
	8	13.74	33.600	461.664	15511.910			
	9	13.74	38.400	527.616	20260.454			
	10	11.86	43.200	512.352	22133.606			
	11	13.74	48.000	659.520	31656.960			
	12	13.74	52.800	725.472	38304.922			
	12A	11.60	57.600	668.160	38486.016			
Caja Asc.	0.01	41.380	0.419	17.564				
	172.46	-	4940.195	195179.266				
4	1	14.03	0.000	0.000	0.000	28.651 m.	148185.258	58437.055
	2	14.03	4.800	67.344	323.251			
	3	14.03	9.600	134.688	1293.005			
	4	14.03	14.400	202.032	2909.261			
	5	14.03	19.200	269.376	5172.019			
	6	14.03	24.000	336.720	8081.280			
	7	14.03	28.800	404.064	11637.043			
	8	14.03	33.600	471.408	15839.309			
	9	14.03	38.400	538.752	20688.077			
	10	12.15	43.200	524.880	22674.816			
	11	14.03	48.000	673.440	32325.120			
	12	14.03	52.800	740.784	39113.395			
	12A	14.03	57.600	808.128	46548.173			
Caja Asc.	0.01	41.380	0.419	17.564				
	180.52	-	5172.035	206622.313				
3	1	14.45	0.000	0.000	0.000	28.895 m.	158100.641	60803.518
	2	14.45	4.800	69.360	332.928			
	3	14.45	9.600	138.720	1331.712			
	4	14.45	14.400	208.080	2996.352			
	5	14.45	19.200	277.440	5326.848			
	6	14.45	24.000	346.800	8323.200			
	7	14.45	28.800	416.160	11985.408			
	8	14.45	33.600	485.520	16313.472			
	9	14.45	38.400	554.880	21307.392			
	10	13.05	43.200	563.760	24354.432			
	11	14.45	48.000	693.600	33292.800			
	12	14.45	52.800	762.960	40284.288			
	12A	14.45	57.600	832.320	47941.632			
Caja Asc.	2.91	41.380	121.987	5113.695				
	189.36	-	5471.587	218904.159				

Cont. -----

Tabla No. 18 :

Cont. -----

Entrep.	Pórticos	D _y	X (m)	X.D _y	X ² .D _y	X _r	X _r ² .ΣD _y	I _y
2	1	15.57	0.00	0.000	0.000	31.998 m.	274274.831	73757.092
	2	15.57	4.80	74.736	358.733			
	3	15.57	9.60	149.472	1434.931			
	4	15.57	14.40	224.208	3228.595			
	5	15.57	19.20	298.944	5739.725			
	6	15.57	24.00	373.680	8968.320			
	7	15.57	28.80	448.416	12914.381			
	8	15.57	33.60	523.152	17577.907			
	9	15.57	38.40	597.888	22958.899			
	10	13.79	43.20	595.728	25735.450			
	11	15.57	48.00	747.360	35873.280			
	12	15.57	52.80	822.096	43406.669			
	12A	15.57	57.60	896.832	51657.523			
Caja Asc.	67.25	41.38	2819.120	118177.510				
	267.88	-	8571.632	348031.923				
1	1	41.07	0.00	0.000	0.000	29.453 m.	488225.856	176651.102
	2	41.07	4.80	197.136	946.253			
	3	41.07	9.60	394.272	3785.011			
	4	41.07	14.40	591.408	8516.275			
	5	41.07	19.20	788.544	15140.045			
	6	41.07	24.00	985.680	23656.320			
	7	41.07	28.80	1182.816	34065.101			
	8	41.07	33.60	1379.952	46366.387			
	9	41.07	38.40	1577.088	60560.179			
	10	32.14	43.20	1388.448	59980.954			
	11	41.07	48.00	1971.360	94625.280			
	12	41.07	52.80	2168.496	114496.589			
	12A	41.07	57.60	2365.632	136260.403			
Caja Asc.	37.83	41.38	1585.834	66478.161				
	562.81	-	16576.666	664876.958				

Tabla No. 19 .- Momento Polar de Inercia, calculado en base a la fórmula (21) y las Tablas Nos. 17 y 18.

Entrepiso n	I _x	I _y	M _p = I _x +I _y
6	3554.432	53386.829	56941.252
5	3567.018	53669.629	57236.647
4	3631.006	58437.055	62068.061
3	4023.010	60803.518	64826.528
2	4334.625	73757.092	78091.717
1	10461.149	176651.102	187112.251

C.4 CORTE DEBIDO A TORSION (V_t) - CORTE FINAL (V)

El corte debido a la torsión sísmica se definió con las fórmulas (dirección Y-Y) :

$$V_t = \frac{M_{ty}}{M_p} \cdot X \cdot D_y ; \quad V'_t = \frac{M'_{ty}}{M_p} \cdot X \cdot D_y$$

M_{ty} , M'_{ty} calculadas con las fórmulas (16) y (16')

X : Distancia medida en el eje X que pasa por el centro de rigidez.

A continuación se ha tabulado el cálculo del corte debido a torsión más el corte obtenido sin considerar torsión.

- Dirección Y-Y : Los valores H_y , M_p , X_m , X_r , D_y se obtiene de las tablas 15, 19, parte C.1, tablas 18 y 15 respectivamente.
- Dirección X-X : Los valores H_x , M_p , Y_m , Y_r , D_x se obtiene de las tablas 16, 19, parte C.1, tablas 17 y 16 respectivamente.

Los valores b_x y b_y se obtienen de la figura 21 y los X, Y de la planta del edificio (Fig. 16).

- . Los valores del corte sin considerar torsión sísmica (V_f) se toman de las tablas 15.a y 16, para las direcciones Y-Y, X-X respectivamente.
- . Los cortes negativos de torsión no se consideran.
- . Para cada dirección de análisis, se calcula en una tabla de la expresión del corte debido a torsión (V_t , V_f) y en otra tabla, en base a la primera, se calcula el Corte Final (V).
- En las tablas en donde se calculan los cortes debido a torsión sísmica, se observan que éstos poseen signo positivo en unos casos y negativos en otros; se considerará como corte debido a torsión solamente los primeros valores (positivos).

Tablas Nos. 20.a y 20.b.- Corte debido a torsión sísmica (V_t , V'_t) y Corte Final de Diseño (V) - Dirección Y-Y

20.a

Entrep. N°	6	5	4	3	2	1
H_y	81.588	138.526	183.998	217.993	240.503	251.284
M_p	56941.252	57236.647	62068.061	64826.528	78091.717	187112.251
X_m	28.499	28.499	28.499	28.499	28.499	28.499
X_r	28.643	28.645	28.651	28.895	31.998	29.453
e_x	-0.144	-0.146	-0.152	-0.396	-3.499	-0.954
b_x	57.600	57.600	57.600	57.600	57.600	57.600
E_x	2.664	2.661	2.652	2.286	-2.369	1.449
E'_x	-3.024	-3.026	-3.032	-3.276	-6.379	-3.834
M_{ty}	217.350	368.618	487.963	498.332	-569.752	364.111
M'_{ty}	-246.722	-419.180	-557.882	-714.145	-1534.169	-963.423
V_t	0.0038X.D _y	0.0064X.D _y	0.0079X.D _y	0.0077X.D _y	-0.0073X.D _y	0.0019X.D _y
V'_t	-0.0043X.D _y	-0.0073X.D _y	-0.0090X.D _y	-0.0110X.D _y	-0.0196X.D _y	-0.0051X.D _y

Entrep. n	Pórtico No.	D _y	X (m)	X.D _y	V_t (Ton.)	V'_t (Ton)	V_f (Ton)	V (Ton.)
6	1	11.43	-28.643	-327.390	----	1.41	5.42	6.83
	2	13.74	-23.843	-327.600	----	1.41	6.51	7.92
	3	13.74	-19.043	-261.650	----	1.12	6.51	7.63
	4	13.74	-14.243	-195.700	----	0.84	6.51	7.35
	5	13.74	- 9.443	-129.750	----	0.56	6.51	7.07
	6	13.74	- 4.643	- 63.79	----	0.27	6.51	6.78
	7	13.74	0.157	2.160	0.01	----	6.51	6.52
	8	13.74	4.957	68.110	0.26	----	6.51	6.77
	9	13.74	9.757	134.060	0.51	----	6.51	7.02
	Caja Asc.	0.00	12.737	0.000	0.00	----	0.00	0.00
	10	11.86	14.557	172.650	0.66	----	5.63	6.29
	11	13.74	19.357	265.970	1.01	----	6.51	7.52
	12	13.74	24.157	331.920	1.26	----	6.51	7.77
12A	11.43	28.957	330.980	1.26	----	5.42	6.68	

Cont. -----

20.b

Cont. -----

Entrep. n	Pórtico No.	D _y	X (m)	X.D _y	V _t (Ton)	V' _t (Ton)	V _f (Ton)	V (Ton)
5	1	11.60	-28.645	-332.280	----	2.42	9.33	11.75
	2	13.74	-23.845	-327.630	----	2.39	11.04	13.43
	3	13.74	-19.045	-261.680	----	1.91	11.04	12.95
	4	13.74	-14.245	-195.730	----	1.43	11.04	12.47
	5	13.74	- 9.445	-129.770	----	0.95	11.04	11.99
	6	13.74	- 4.645	- 63.820	----	0.46	11.04	11.50
	7	13.74	0.155	2.130	0.01	----	11.04	11.05
	8	13.74	4.955	68.080	0.43	----	11.04	11.47
	9	13.74	9.755	134.030	0.86	----	11.04	11.90
	Caja Asc.	0.01	12.735	0.130	0.00	----	0.02	0.02
	10	11.86	14.555	172.620	1.10	----	9.53	10.63
	11	13.74	19.355	265.940	1.70	----	11.04	12.74
12	13.74	24.155	331.890	2.12	----	11.04	13.16	
12A	11.60	28.955	335.880	2.15	----	9.33	11.48	
4	1	14.03	-28.651	-401.970	----	3.62	14.30	17.92
	2	14.03	-23.851	-334.630	----	3.01	14.30	17.31
	3	14.03	-19.051	-267.290	----	2.40	14.30	16.70
	4	14.03	-14.251	-199.940	----	1.80	14.30	16.10
	5	14.03	- 9.451	-132.600	----	1.19	14.30	15.49
	6	14.03	- 4.651	- 65.250	----	0.59	14.30	14.89
	7	14.03	0.149	2.090	0.02	----	14.30	14.32
	8	14.03	4.949	59.430	0.55	----	14.30	14.85
	9	14.03	9.749	136.780	1.08	----	14.30	15.38
	Caja Asc.	0.01	12.729	0.130	0.00	----	0.02	0.02
	10	12.15	14.149	176.770	1.40	----	12.38	13.78
	11	14.03	19.349	271.470	2.14	----	14.30	16.44
12	14.03	24.149	338.810	2.78	----	14.30	16.98	
12A	14.03	28.949	406.150	3.21	----	14.30	17.51	
3	1	14.45	-28.895	-417.530	----	4.59	16.63	21.22
	2	14.45	-24.095	-348.170	----	3.83	16.63	20.46
	3	14.45	-19.295	-278.810	----	3.07	16.63	19.70
	4	14.45	-14.495	-209.450	----	2.30	16.63	18.93
	5	14.45	- 9.695	-140.090	----	1.54	16.63	18.17
	6	14.45	- 4.895	- 70.730	----	0.78	16.63	17.41
	7	14.45	- 0.095	- 1.370	----	0.01	16.63	16.64
	8	14.45	4.705	67.990	0.52	----	16.63	17.15
	9	14.45	9.505	137.350	1.06	----	16.63	17.69
	Caja Asc.	2.91	12.485	36.330	0.28	----	3.36	3.64
	10	13.05	14.305	186.680	1.44	----	15.02	16.46
	11	14.45	19.105	276.070	2.12	----	16.63	18.75
12	14.45	23.905	345.430	2.66	----	16.63	19.29	
12A	14.45	28.705	414.790	3.19	----	16.63	19.82	

Cont. -----

20.b

Cont. -----

Entrep. n	Pórtico No.	D _y	X (m)	X.D _y	V _t (Ton)	V _t ⁱ (Ton)	V _f (Ton)	V (Ton)
2	1	15.57	-31.998	-498.210	----	9.76	13.97	23.77
	2	15.57	-27.198	-423.470	----	8.30	13.97	22.27
	3	15.57	-22.398	-348.740	----	6.83	13.97	20.80
	4	15.57	-17.598	-274.000	----	5.37	13.97	19.34
	5	15.57	-12.798	-199.260	----	3.90	13.97	17.87
	6	15.57	- 7.998	-124.530	----	2.44	13.97	16.41
	7	15.57	- 3.198	- 49.790	----	0.97	13.97	14.94
	8	15.57	1.602	24.940	----	----	13.97	13.97
	9	15.57	6.402	99.680	----	----	13.97	13.97
	Caja Asc.	67.25	9.382	630.940	----	----	60.37	60.37
	10	13.79	11.202	154.480	----	----	12.39	12.39
	11	15.57	16.002	249.150	----	----	13.97	13.97
12	15.57	20.802	323.890	----	----	13.97	13.97	
12A	15.57	25.602	398.620	----	----	13.97	13.97	
1	1	41.07	-29.453	-1209.630	----	6.17	18.34	24.51
	2	41.07	-24.653	-1012.500	----	5.16	18.34	23.50
	3	41.07	-19.853	- 815.360	----	4.16	18.34	22.50
	4	41.07	-15.053	- 618.230	----	3.15	18.34	21.49
	5	41.07	-10.253	- 421.090	----	2.15	18.34	20.49
	6	41.07	- 5.453	- 223.950	----	1.14	18.34	19.48
	7	41.07	- 0.653	- 26.820	----	0.14	18.34	18.48
	8	41.07	4.147	170.320	0.32	----	18.34	18.66
	9	41.07	8.947	367.450	0.70	----	18.34	19.04
	Caja Asc.	37.83	11.927	451.200	0.86	----	16.89	17.75
	10	32.14	13.747	441.830	0.84	----	14.35	15.19
	11	41.07	18.547	761.730	1.45	----	18.34	19.79
12	41.07	23.347	958.850	1.82	----	18.34	20.16	
12A	41.07	28.147	1156.000	2.20	----	18.34	20.54	

En el último cuadro se observa que la Torsión Sísmica afecta, en mayor grado, a las columnas extremas más alejadas de los pórticos Nos. 1 y 2, en todos los entresijos, como se preveía en la evaluación de daños.

Tablas Nos. 21.a y 21.b,- Corte debido a Torsión Sísmica (V_t, V_tⁱ) y Corte Ficticio (V) - Dirección X-X.

21.a

Entrep. Nº	6	5	4	3	2	1
H _x	97,784	168,261	224,545	266,514	294,378	308.182
M _p	56941.252	57236.647	62068.061	64826.528	78091.717	187112.251

Cont. -----

21.a

Cont. -----

Entrep Nº	6	5	4	3	2	1
Y_m	8.869	8.869	9.869	8.869	8.869	8.869
Y_r	8.407	8.423	8.372	8.968	9.544	9.397
e_y	0.462	0.446	0.497	- 0.099	- 0.675	- 0.528
b_y	15.600	15.600	15.600	15.600	15.600	15.600
E_y	1.473	1.449	1.526	0.631	- 0.233	- 0.012
E'_y	- 0.318	- 0.334	- 0.283	- 0.879	- 1.455	- 1.308
M_{tx}	144.036	243.810	342.656	168.170	-68.590	- 3.698
M'_{tx}	-31.095	-56.199	-63.546	- 234.266	- 428.320	- 403.102
V_t	$0.0025Y.D_x$	$0.0043Y.D_x$	$0.0055Y.D_x$	$-0.0026Y.D_x$	$-0.0009Y.D_x$	$-0.0001Y.D_x$
V'_t	$-0.0006Y.D_x$	$-0.0010Y.D_x$	$-0.0010Y.D_x$	$-0.0036Y.D_x$	$-0.0055Y.D_x$	$-0.0022Y.D_x$

21.b

Entrep n	Pórtico	D_x	Y (m)	$Y.D_x$	V_t (Ton)	V'_t (Ton)	V_f (Ton)	V (Ton)
6	A	23.45	- 8.407	-197.144	----	0.11	18.86	18.97
	B	33.02	- 2.157	- 71.224	----	0.04	26.57	26.61
	C	31.94	0.943	30.119	0.08	----	25.70	25.78
	Caja Asc	0.00	2.363	0.000	0.00	----	0.00	0.00
	D	33.13	7.193	238.304	0.61	----	26.66	27.26
5	A	23.45	- 8.423	-197.519	----	0.20	32.39	32.59
	B	33.02	- 2.173	- 71.752	----	0.07	45.62	45.69
	C	31.94	0.927	29.608	0.13	----	44.12	44.25
	Caja Asc	0.01	2.347	0.023	0.00	----	0.02	0.02
	D	33.39	7.177	239.640	1.02	----	46.12	47.14
4	A	24.29	- 8.372	-203.356	----	0.21	44.03	44.24
	B	33.38	- 2.122	- 70.832	----	0.07	60.52	60.59
	C	32.30	0.978	31.589	0.18	----	58.54	58.72
	Caja Asc	0.52	2.398	1.247	0.01	----	0.94	0.95
	D	33.39	7.228	241.343	1.33	----	60.52	61.85
3	A	26.23	- 8.968	-235.231	----	0.85	40.14	40.99
	B	33.38	- 2.718	- 90.727	----	0.33	51.06	51.39
	C	32.30	0.382	12.339	0.03	----	49.41	49.44
	Caja Asc	48.03	1.802	86.550	0.23	----	73.48	73.71
	D	34.24	6.632	227.080	0.59	----	52.40	52.99

Cont. -----

Cont. -----

21.b

Entrep n	Pórtico	D_x	Y (m)	$Y \cdot D_x$	V_t (Ton)	V'_t (Ton)	V_f (Ton)	V (Ton)
2	A	27.33	- 9.544	-260.838	----	1.43	29.70	31.13
	B	34.42	- 3.294	-113.379	----	0.62	37.42	38.04
	C	33.37	- 0.194	- 6.474	----	0.04	36.27	36.31
	Caja Asc	141.47	1.226	173.442	----	----	153.78	153.78
	D	34.24	6.056	270.357	----	----	37.21	37.21
1	A	62.40	- 9.397	-586.373	----	1.26	34.46	35.72
	B	93.68	- 2.897	-271.391	----	0.58	51.71	52.29
	C	87.07	0.203	17.675	----	----	48.05	48.05
	Caja Asc	221.47	1.623	359.446	----	----	122.26	122.26
	D	93.70	6.453	603.646	----	----	51.71	51.71

Con las Tablas Nos. 20.b y 21.b se ha determinado el Corte Final (V) de diseño que toma en cuenta además la torsión sísmica originada por la ubicación asimétrica de la caja de ascensor, comprobándose que los pórticos más alejados del centro de torsión son los más afectados.

Los valores que figuran en las Tablas mencionadas, corresponden al conjunto de columnas que forma parte de cada uno de los pórticos; conociendo el corte que toma el conjunto de columnas de cada pórtico, es fácil determinar el corte tomado por cada columna, la que se determina en función de los coeficientes de distribución (D) correspondientes.

C.5 FUERZA CORTANTE EN CADA COLUMNA DE LOS PORTICOS PRINCIPALES (1) y (2) Y SECUNDARIO (D)

En las Tablas Nos. 20.b y 21.b figuran las fuerzas cortantes finales (V) que actúan en todas las columnas de cada pórtico. A continuación se determinarán los cortes tomados por cada columna de los pórticos exterior (1) e interior (2) y del pórtico (D), siendo los dos primeros pórticos principales en las dirección Y-Y, y el último es un pórtico secundario (llamado también de arriostre) en la dirección de análisis X-X. Estos tres pórticos son elegidos debido a que por la torsión sísmica han tomado el mayor corte en comparación con los demás pórticos. La distribución del corte V se efectuará en forma proporcional al coeficiente de distribución "D" (Fórmula 12), utilizando al mismo tiempo las Tablas Nos. 7 y 8 para los valores "D" en columnas (en ambas direcciones de análisis), y las Tablas Nos. 20.b y 21.b para los valores del corte final en la Fórmula 12, V reemplaza al valor H_n).

Estos cortes actuantes en cada columna, servirá para la posterior verificación del esfuerzo cortante admisible.

Tabla No. 22.- Fuerza cortante tomado por cada columna del Pórtico Principal exterior No. 1 - Dirección Y-Y.

ENTREP n	V ₁ (Ton)	D ₁	"D" EN COLUMNAS			CORTE EN COLUM. (Ton)		
			A-1	B-1 C-1	D-1	A-1	B-1 C-1	D-1
6	6.83	11.43	2.63	2.775	3.25	1.572	1.658	1.942
5	11.75	11.60	2.63	2.775	3.42	2.664	2.811	3.464
4	17.92	14.03	3.25	3.680	3.42	4.151	4.700	4.368
3	21.22	14.45	3.34	3.680	3.75	4.905	5.404	5.507
2	23.77	15.57	3.70	4.060	3.75	5.649	6.198	5.725
1	24.51	41.07	9.56	10.600	10.31	5.705	6.326	6.153

Tabla No. 23.- Fuerza Cortante tomado por cada columna del Pórtico No.2
Dirección Y-Y

ENTREP. n.	V ₂ (Ton)	D ₂	"D" EN COLUMNAS			CORTE EN COLUM. (TON)		
			A-2	B-2 C-2	D-2	A-2	B-2 C-2	D-2
6	7.92	13.74	2.96	3.68	3.42	1.706	2.121	1.972
5	13.43	13.74	2.96	3.68	3.42	2.893	3.596	3.343
4	17.31	14.03	3.25	3.68	3.42	4.010	4.540	4.220
3	20.46	14.45	3.34	3.68	3.75	4.729	5.211	5.310
2	22.27	15.57	3.70	4.06	3.75	5.292	5.807	5.364
1	23.50	41.07	9.56	10.60	10.31	5.470	6.065	5.900

Tabla No. 24.- Fuerza Cortante tomado por cada columna del Pórtico Secun-
dario (D)

Dirección X-X

ENTREP. n.	V _D (Ton)	D _D	"D" COLUMNAS		CORTE COLUM. (Ton)	
			1-D 12A-D	2-D ^a 12-D	1-D 12A-D	2-D ^a 12-D
6	27,26	33,13	1.385	2.76	1.140	2.271
5	47,14	33.39	1.513	2.76	2.136	3.897
4	61,85	33.39	1.513	2.76	2.803	5.113
3	52.99	34,42	1.535	2.85	2.363	4.388
2	37,21	34,42	1.535	2.85	1.660	3.081
1	51,71	93,70	6,37	7.36	3.515	4.062

En estas tablas se ha usado la siguiente nomenclatura :

V_i , D_i : Fuerza cortante y coeficiente de distribución "D" en todas las columnas del Pórtico i.

A-1, B-1, D-1, etc.: Columna existente en la intersección de los ejes de construcción A y 1, B y 1, D y 1, etc.

En la Tabla No. 24 : 2-D a 12-D significa que corresponde a las columnas existentes en la intersección de los ejes 2,3,4,5,---12 con eje D (o sea 11 columnas).

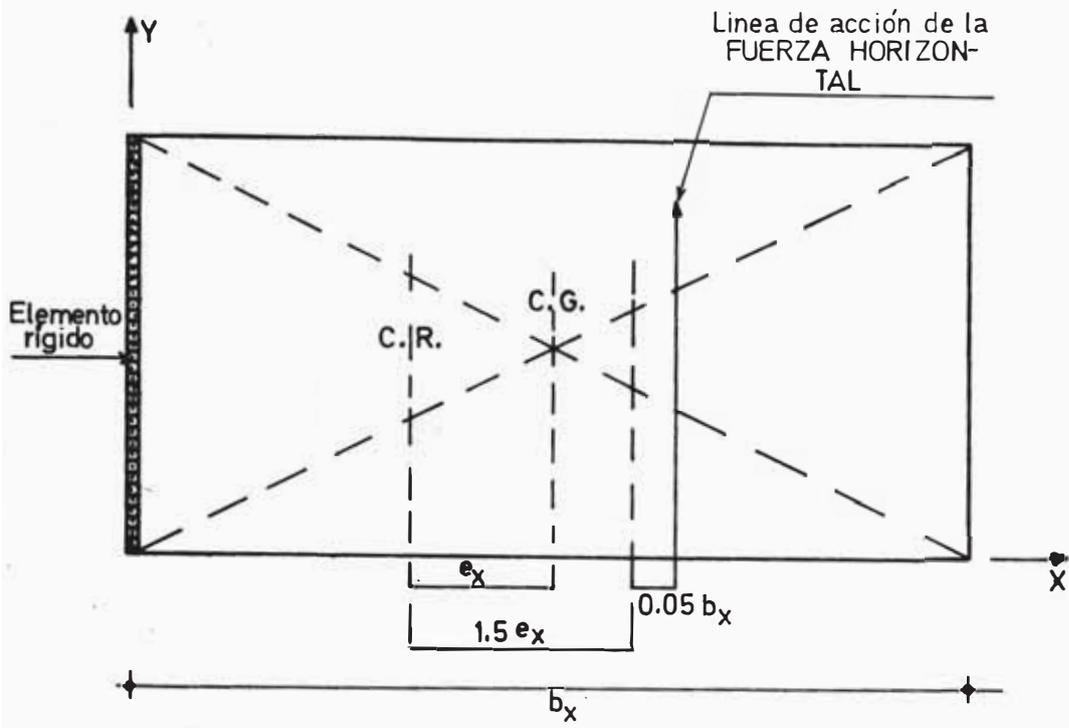


Fig.20: Ubicacion de la fuerza sismica para el cálculo del Momento de Torsión -centros de rigidez (CR) y masa (CG)-

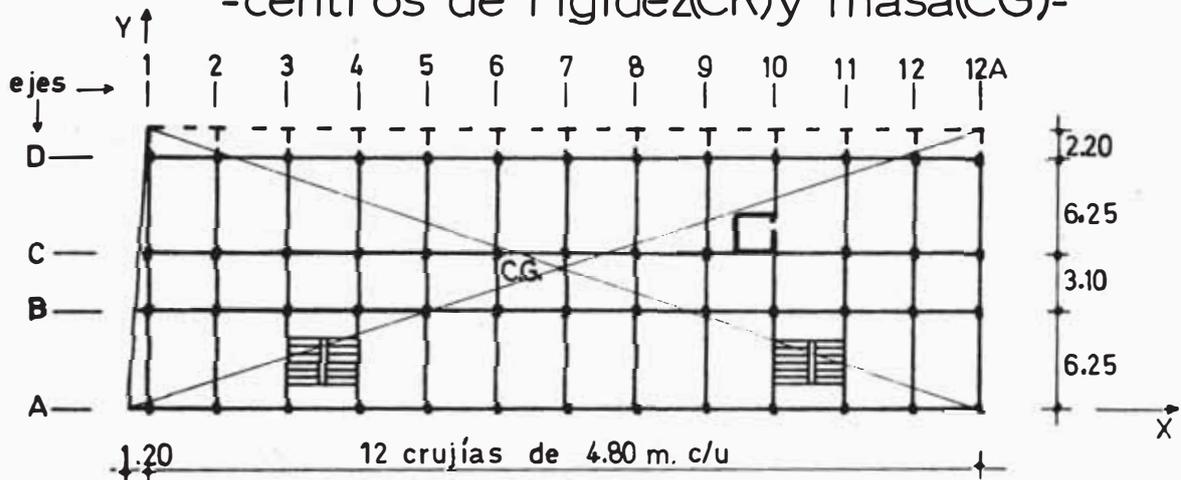


Fig.21: Planta típica Pab. Izquierdo-centro de masa.

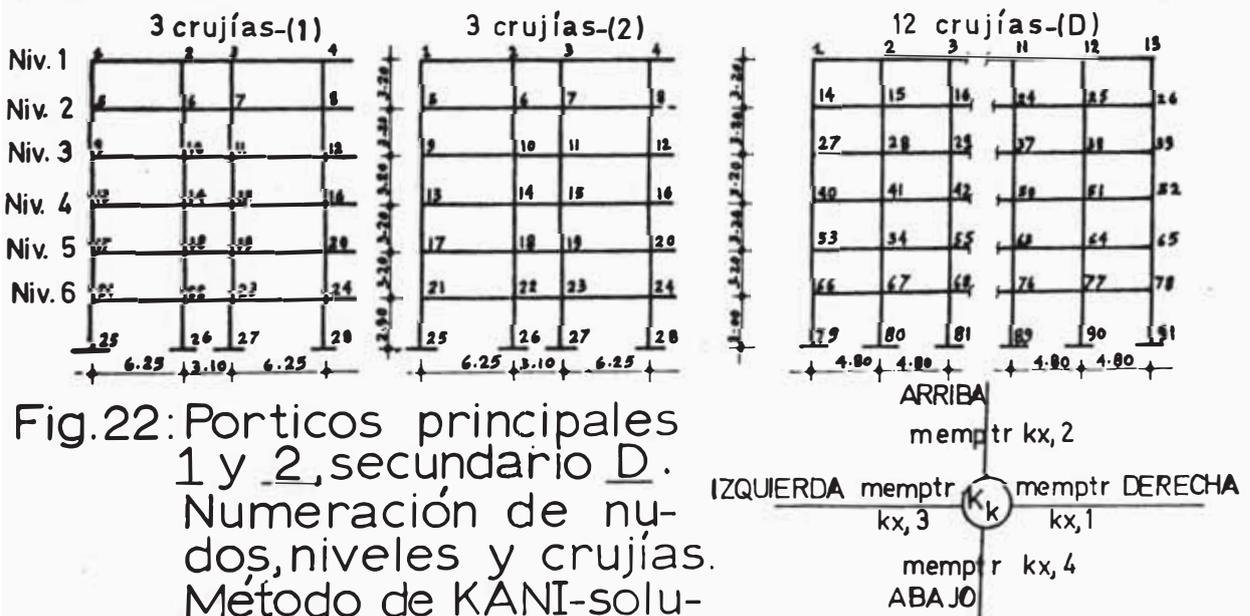


Fig.22: Porticos principales 1 y 2, secundario D. Numeración de nudos, niveles y crujiás. Método de KANI-solución por computadoras.

D. MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS PROVOCADOS POR LAS VIBRACIONES SISMICAS - PORTICOS PRINCIPALES Nos. 1, 2 Y SECUNDARIO D.

Habiendo determinado la fuerza cortante final con corrección por torsión, tomado por las columnas de cada pórtico así como por cada columna, ya es posible determinar los momentos flectores en vigas y columnas por cualquier método de análisis estructural ó por el método aproximado de MUTO.

- El Método MUTO, luego de haber determinado el corte en cada columna (Tablas 22, 23 y 24), requiere conocer el punto de inflexión de cada columna donde se considera que actúa dicha fuerza cortante, lo cual se obtiene por medio de las Tablas 1A, 2 y 3 de las copias de "Ingeniería Antisísmica" del Ing^o. Julio Kuroiwa. Este punto de inflexión (Y) depende del valor \bar{K} , que a su vez depende de las rigideces relativas de las vigas superior e inferior que concurren en los extremos de cada columna y de la rigidez de ésta, (Y₀), de la variación de rigideces de dichas vigas (Y₁) y de la variación de altura del piso adyacente superior e inferior a cada columna (Y₂, Y₃).

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

Si h es la altura de la columna é Yh está medido del extremo inferior de dicha columna al punto de inflexión, el momento flector es :

$$M_i = YhV \quad , \quad M_s = (1 - Y)h.V$$

Siendo M_i, M_s : Momento flector en el extremo inferior y superior de la columna respectivamente.

V : Fuerza cortante en cada columna.

El momento flector en las vigas se determina en función de las rigideces relativas de dichas vigas y por equilibrio de nudos.

- Por razones de exactitud de los resultados, se ha preferido utilizar el Método de KANI en el presente proyecto. En el Anexo se adjunta el Programa

para Computadoras 360, denominado "Método de KANI" y que a su vez se utilizará para el análisis por cargas de gravedad. La utilización de este Programa simplifica los cálculos y es rápido, así como da resultados más exactos que el Método aproximado de MUTO.

Los datos de entrada para dicho programa son :

- 1) Para vigas : Longitud, Momento de Inercia y Momentos de empotramiento perfecto en caso de cargas de gravedad.
- 2) Para columnas : Altura, Momento de Inercia y Momentos de empotramiento perfecto si los hubiera.
- 3) Fuerza cortante acumulada en cada nivel de cada pórtico plano y rectangular.

Cada nudo se enumera de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo. En caso de existir momentos de empotramiento perfecto, dichos datos se dan para cada elemento que concurre en cada nudo y en el orden siguiente :

Ejemplo : Nudo 1 - Momento Derecho (viga derecha), Momento arriba (columna de arriba), Momento Izquierdo (viga izquierda) y Momento abajo (columna de abajo).

Cuando existe fuerza horizontal (corte) que actúa en cada nivel de cada pórtico plano, dichos datos se dan de arriba hacia abajo.

- . Los resultados (salida) se obtienen en forma similar a los datos de entrada. Los momentos flectores en cada extremo que concurre en cada nudo, salen impresos de la siguiente manera :

<u>Nudo No.</u>	<u>Momento Derecho</u>	<u>Momento Arriba</u>	<u>Momento Izq.</u>	<u>Momento Abajo</u>
----	----	----	----	----

y se debe verificar el equilibrio de cada nudo sumando dichos momentos algebraicamente ($\sum M = 0$).

- En el subcapítulo anterior, al obtener el corte final con corrección por torsión, se determinó que los pórticos más críticos (con mayor corte) son

los Pórticos Principales : Exterior No. 1 é interior No. 2, y el Pórtico Secundario D, según se observa en las Tablas Nos. 20.b y 21.b. Como de - ben verificarse un pórtico principal exterior y otro interior, así como un pórtico secundario, se eligen los Pórticos Nos. 1, 2 y D por ser los más críticos; los demás pórticos están en mejor condición y el efecto de las cargas será menor que en los nombrados.

D.1 MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS - PORTICO PRINCIPAL No. 1

Los datos de entrada para el Programa "Método de KANI" correspondiente al Pórtico Principal Exterior No. 1 son :

- Número de crujeas ----- 3 (Ver figura No. 22)
- Número de niveles ----- 6
- Número de estados de carga ---- 1 (Fuerza horizontal en este caso).
- Longitud de crujeas (de izquierda a derecha) :
6.25 3.10 6.25 (mts.)
- Longitud de entrepisos (de arriba hacia abajo) :
3.20, 3.20, 3.20, 3.20, 3.20, 2.90 (mts.)
- Inercia de vigas y columnas (de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo, Tabla No. 1 y figura No. 22, cm⁴).

54.00	2.667	54.00		(Vigas 6to. nivel)
21.33	21.33	21.33	41.68	(Columnas 6to. entreciso)
54.00	2.667	54.00		(Vigas 5to. nivel), etc.
21.33	21.33	21.33	52.08	(Columnas 5to. entreciso)
54.00	2.667	54.00		etc.
41.68	52.08	52.08	52.08	
54.00	2.667	54.00		
46.88	52.08	52.08	90.00	
54.00	2.667	54.00		
81.00	90.00	90.00	90.00	
54.00	2.667	54.00		
81.00	90.00	90.00	90.00	

- Fuerza cortante acumulada en cada nivel (ver Tabla N° 20.b ,Ton):

6.83	(6° nivel)
11.75	(5° nivel)
17.92	(4° nivel)
21.22	(3° nivel)
23.77	(2° nivel)
24.51	(1° nivel)

Con estos datos se corrió el Programa por las computadoras de la UNI.

La convención de signos de momentos, en el Método de KANI, es positivo en sentido horario y negativo en sentido antihorario.

El resultado de cálculo de momentos se presenta en el siguiente cuadro.

Tabla N° 25 .- Momentos flectores en extremos de vigas y columnas debido a la fuerza cortante provocada por el sismo (CS) - Pórtico Principal Exterior N° 1.

NIVEL	MOMENTOS FLECTORES (Ton-m.)				
	C S NUDO	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
6 Azotea	1	3.424	0.000	0.000	- 3.424
	2	0.320	0.000	3.353	- 3.672
	3	3.595	0.000	0.312	- 3.907
	4	0.000	0.000	4.125	- 4.124
5	5	7.460	- 2.359	0.000	- 5.100
	6	0.691	- 2.689	7.283	- 5.284
	7	7.890	- 2.994	0.675	- 5.570
	8	0.000	- 1.221	9.160	- 7.937
4	9	12.100	- 3.983	0.000	- 8.111
	10	1.224	- 3.939	12.218	- 9.496
	11	12.661	- 4.135	1.219	- 9.738
	12	0.000	- 5.953	13.126	- 7.166
3	13	14.433	- 6.933	0.000	- 7.487
	14	1.454	- 8.046	14.538	- 7.936
	15	14.970	- 8.271	1.451	- 8.135
	16	0.000	- 5.752	15.406	- 9.634
2	17	12.602	- 8.459	0.000	- 4.123
	18	1.250	- 9.226	12.595	- 4.601
	19	12.977	- 9.417	1.247	- 4.183
	20	0.000	- 11.689	13.463	- 1.756
1	21	9.671	- 7.001	0.000	- 2.666
	22	0.966	- 7.746	9.680	- 2.899
	23	9.672	- 7.795	0.967	- 2.838
	24	0.000	- 6.488	9.630	- 3.142
0	25	0.000	- 13.078	0.000	0.000
	26	0.000	- 12.500	0.000	0.000
	27	0.000	- 14.469	0.000	0.000
	28	0.000	- 14.621	0.000	0.000

D.2 MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS - PORT. PRINC. N° 2

Los datos de entrada para el Programa "Método de KANI" para el pórtico Principal Interior N° 2 son:

- Los 5 primeros datos correspondientes al Port. N° 1
- Inercia de Vigas y columnas (Tabla N° 1 y fig. N° 22):

54.00	2.667	54.00		6° nivel- vigas
30.38	52.08	52.08	52.08	6° entrep.- columna
54.00	2.667	54.00		etc.
30.38	52.08	52.08	52.08	
54.00	2.667	54.00		
41.68	52.08	52.08	52.08	
54.00	2.667	54.00		
46.88	52.08	52.08	90.00	
54.00	2.667	54.00		
81.00	90.00	90.00	90.00	
54.00	2.667	54.00		1er nivel vigas
81.00	90.00	90.00	90.00	1er entrep - cols.

- Fuerza Cortante acumulada en cada nivel (Ver Tabla No. 20.b, Ton):

7.92	6° nivel
13.43	5° "
17.31	4° "
20.46	3° "
22.27	2° "
23.50	1 "

Tabla N° 26.- Momentos Flectores en extremos de vigas y columnas debido a la fuerza cortante provocada por el sismo (CS)-Pórtico Principal Interior N° 2.

		C S	MOMENTOS FLECTORES (Ton-m)			
NIVEL	NUDO	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO	
6 Azotea	1	4.076	0.000	0.000	- 4.075	
	2	0.469	0.000	4.416	- 4.883	
	3	4.674	0.000	0.464	- 5.136	
	4	0.000	0.000	4.737	- 4.735	
5	5	8.211	- 2.595	0.000	- 5.613	
	6	0.901	- 2.168	8.646	- 7.375	
	7	9.057	- 2.400	0.897	- 7.549	
	8	0.000	- 1.952	9.144	- 7.188	
4	9	12.025	- 4.175	0.000	- 7.843	
	10	1.260	- 5.121	12.348	- 8.479	
	11	12.635	- 5.257	1.258	- 8.628	
	12	0.000	- 5.030	12.652	- 7.613	
3	13	13.925	- 6.754	0.000	- 7.158	
	14	1.393	- 7.622	13.981	- 7.741	
	15	14.409	- 7.822	1.389	- 7.962	
	16	0.000	- 5.885	14.915	- 9.011	
2	17	12.260	- 8.068	0.000	- 4.171	
	18	1.218	- 8.855	12.261	- 4.607	
	19	12.623	- 9.046	1.215	- 4.769	
	20	0.000	-11.077	13.070	- 1.975	
1	21	9.439	- 6.932	0.000	- 2.501	
	22	0.942	- 7.656	9.445	- 2.731	
	23	9.440	- 7.700	0.943	- 2.677	
	24	0.000	- 6.475	9.404	- 2.930	
0	25	0.000	-12.665	0.000	0.000	
	26	0.000	-14.048	0.000	0.000	
	27	0.000	-14.021	0.000	0.000	
	28	0.000	-14.147	0.000	0.000	

D.3 MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS - PORT. SECUND. D

Datos para utilizar el Programa de computadora "Método de KANI", para el Pórtico Secundario D:

- Número de Crujías ----- 12 (fig. 22)
- Número de niveles ----- 6
- Número de estados de carga -----1 (fza. horizontal)
- Longitud de crujías (fig. 22) : mts.
4.8, 4.8, 4.8, 4.8, 4.8, 4.8, 4.8, 4.8, 4.8, 4.8, 4.8,4.8
- Longitud de entrepisos (fig. 22) : mts.
3.2, 3.2, 3.2, 3.2, 3.2, 3.00
- Inercia de Vigas y columnas (tabla N° 2, fig. N° 22): cm⁴
 - 12 veces 16.00 (vigas del 6° nivel)
 - 26.67, 11 veces 52.08, 26.67 (cols. 6° entrepiso)
 - 12 veces 16.00 (vigas 5° nivel)
 - 13 veces 52.08 (cols. 5° entrepiso) etc.
 - 12 veces 16.00
 - 13 veces 52.08
 - 12 veces 16.00
 - 13 veces 62.50
 - 12 veces 16.00
 - 13 veces 62.50
 - 12 veces 16.00 (vigas del 1er nivel)
 - 13 veces 62.50 (cols. del 1er entrepiso)
- Fuerza cortante acumulada en cada nivel
(ver tabla N° 21.b, ton):
 - 27.26 (nivel 6)
 - 47.14 (nivel 5)
 - 61.85 (nivel 4)

52.99 (nivel 3)
 37.21 (nivel 2)
 51.71 (nivel 1)

Tabla N° 27.- Momentos Flectores en extremos de Vigas y Columnas debido a la fuerza cortante provocada por el sismo (CS)-Pórtico Secundario D.

C S		MOMENTOS FLECTORES (Ton-m.)			
NIVEL	NUDO No.	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
6 Azotea	1	2.931	0.000	0.000	- 2.931
	2 a 12	2.877	0.000	2.877	- 5.754
	13	0,000	0,000	2.931	- 2.931
5	14	5,824	- 0.733	0.000	- 5.091
	15 a 25	4,812	- 1.485	4.812	- 8.138
	26	0,000	- 0.733	5.824	- 5.091
4	27	7.485	- 1.696	0.000	- 5.789
	28 a 38	7.079	- 4.384	7.079	- 9.773
	39	0.000	- 1.696	7.485	- 5.789
3	40	6.925	- 3.117	0.000	- 3.808
	41 a 51	7.197	- 6.653	7.197	- 7.741
	52	0.000	- 3.117	6.925	- 3.808
2	53	4.838	- 3.312	0.000	- 1.526
	54 a 64	5.391	- 6.333	5.391	- 4.448
	65	0,000	- 3.312	4.838	- 1.526
1	66	2.209	- 3.475	0.000	1.266
	67 a 77	3.698	- 5.434	3.698	- 1.962
	78	0.000	- 3.475	2.209	1.266
0	79	0.000	-11.814	0.000	0.000
	80 a 90	0,000	-10.293	0.000	0.000
	91	0.000	-11.814	0.000	0.000

NOTA.- Las tablas 25,26, y 27 serán utilizadas posteriormente para la verificación del refuerzo de cada elemento, conjuntamente con las cargas de gravedad. Son momentos de servicio.

ANÁLISIS DE CARGAS DE GRAVEDAD

Al efectuar el análisis sísmico, se determinó que los Pórticos N° 1, 2 y D son los mas críticos.

Para el análisis por cargas de gravedad, cargas muerta y viva, se considerarán los mismos pórticos ya que son representativos; los pórticos principales N° 1 y 12 A tienen comportamiento similar lo mismo que los Pórticos principales interiores N° 2 a N° 12; los pórticos secundarios igualmente.

A.- METRADOS DE CARGA

Para la determinación de la carga distribuida sobre los pórticos se tienen los siguientes datos:

- Peso del concreto -----2400 Kg/m³
- Peso del aligerado de 20 cm ----- 300 Kg/ m²
- Cargas en pisos típicos :
 - Acabados -----100 Kg/m²
 - Tabiquería -----150 Kg/m²
 - Carga Viva (s/c) -----350 Kg/m²
- Cargas en Azotea:
 - Acabados ----- 100 Kg/ m²
 - Carga viva (S/C)-----150 Kg/ m²

Las dimensiones de vigas y anchos de influencia sobre cada una de éstas se tomarán de las tablas N° 1 y 2, y de la Fig. N° 16.

A.1 PORTICO PRINCIPAL EXTERIOR N° 1

Según se observa en la Fig. N° 16, este pórtico tiene un pequeño volado (aligerado triangular de 1.20 m. en su base), se considerará como longi-

tud adicional de influencia la mitad de 1.20 m. ya que no es uniforme a lo largo de las vigas.

a) En pisos típicos.-

- Carga muerta (peso propio) - CM :

Tramos AB y CD

$$\begin{array}{l r r r} \text{Viga } 30 \times 60 & \text{-----} & 0.3 \times 0.6 \times 2.40 & = 0.432 \text{ T/m.} \\ \text{Aligerado } 20 & \text{-----} & [(2.4 + 0.6) - 0.3] 0.30 & = 0.810 \text{ " } \\ \text{Acabados y Tabiquería} & \text{-----} & (2.4 + 0.6) 0.25 & = \frac{0.750 \text{ "}}{1.992 \text{ T/m.}} \end{array}$$

Tramo BC

$$\begin{array}{l r r r} \text{Viga chata } 40 \times 20 & \text{-----} & 0.4 \times 0.2 \times 2.40 & = 0.192 \text{ T/m.} \\ \text{Aligerado } 20 & \text{-----} & [(2.4 + 0.6) - 0.4] 0.30 & = 0.780 \text{ " } \\ \text{Acabados} & \text{-----} & (2.4 + 0.6) \times 0.10 & = \frac{0.300 \text{ "}}{1.272 \text{ T/m.}} \end{array}$$

Voladizo (DE)

$$\begin{array}{l r r r} \text{Viga Trapecial } 30 \times 60 - 30 \times 30 & \text{----} & 0.3 \times 0.3 \times 2.40 & = 0.216 \text{ T/m (Ext. Dercho)} \\ \text{Aligerado } 20 & \text{-----} & [(2.4 + 0.6) - 0.3] 0.30 & = 0.810 \text{ " } \\ \text{Acabados y Tabiquería} & \text{-----} & (2.4 + 0.6) 0.25 & = \frac{0.750 \text{ "}}{1.776 \text{ T/m.}} \end{array}$$

- Carga viva (sobrecarga) en todos los tramos ó crujeías y voladizo - CV :

$$(2.4 + 0.6) \times 0.35 = 1.050 \text{ T/m.}$$

b) En la Azotea.-

- Carga muerta (peso propio) - CM :

Tramos AB y CD

$$\begin{array}{l r r r} \text{Viga } 30 \times 60 & \text{-----} & 0.3 \times 0.6 \times 2.40 & = 0.432 \text{ T/m.} \\ \text{Aligerado } 20 & \text{-----} & [(2.4 + 0.6) - 0.3] 0.30 & = 0.810 \text{ " } \\ \text{Acabados} & \text{-----} & (2.4 + 0.6) \times 0.10 & = \frac{0.300 \text{ "}}{1.542 \text{ T/m.}} \end{array}$$

Tramo BC

$$\begin{aligned} \text{Viga chata } 40 \times 20 & \text{ ----- } 0.4 \times 0.2 \times 2.40 & = & 0.192 \text{ T-m.} \\ \text{Aligerado } 20 & \text{ ----- } [(2.4+0.6)-0.4] \times 0.30 & = & 0.780 \text{ " } \\ \text{Acabados} & \text{ ----- } (2.4 + 0.6) \times 0.10 & = & 0.300 \text{ " } \\ & & & \underline{1.272 \text{ T/m.}} \end{aligned}$$

Voladizo (DE)

$$\begin{aligned} \text{Viga trapecial } 30 \times 60 - 30 \times 30 & \text{ ---- } 0.3 \times 0.3 \times 2.40 & = & 0.216 \text{ T/m. (Ext. Der.)} \\ \text{Aligerado } 20 & \text{ ---- } [(2.4 + 0.6) - 0.3] \times 0.30 & = & 0.810 \text{ " } \\ \text{Acabado} & \text{ ---- } (2.4 + 0.6) \times 0.10 & = & 0.300 \text{ " } \\ & & & \underline{1.326 \text{ T/m.}} \end{aligned}$$

- Carga viva (sobrecarga) en todos los tramos ó cruñas y voladizo - CV.

$$(2.4 + 0.6) \times 0.15 = 0.450 \text{ T/m.}$$

Tabla No. 28.- Carga distribuída en vigas del Pórtico Principal Exterior No. 1

VIGAS		PISO TIPICO (T/m)		AZOTEA (T/m)	
TRAMO	LONG. (m)	CM	CV	CM	CV
AB y CD	6.25	1.992	1.050	1.542	0.450
BC	3.10	1.272	1.050	1.272	0.450
VOLADO (DE)	2.20	1.776	1.050	1.326	0.450

La carga distribuída en la viga en voladizo es trapecial comienza con la carga del tramo 3 y termina con al valor indicado en la Tabla (extremo - derecho),

Tabla No. 29.- Momento de empotramiento perfecto en cada extremo de Vigas del Pórtico Principal Exterior No. 1.

$$(M = \frac{w l^2}{12})$$

Tabla No. 29 :

VIGAS		EN PISO TIPICO (T-m)		EN AZOTEA (T-m)	
TRAMO	LONG. (m)	CM	CV	CM	CV
AB y CD	6.25	6.485	3.418	5.020	1.465
BC	3.10	1.019	0.841	1.019	0.361
VOLADO (DE)	2.20	4.472	2.541	3.383	1.089

El momento de empotramiento en la viga en voladizo se ha determinado para una distribución de carga trapecial y corresponde al extremo izquierdo. Se ha utilizado la Tabla No. 28.

A.2 PORTICO PRINCIPAL INTERIOR No. 2

a) En Pisos Típicos (niveles 1 a 5) :

- Carga Muerta (CM : Peso propio)

Tramos AB y CD

Viga 30 x 60	----- 0,3 x 0,6 x 2.4	= 0.432 T/m.
Aligerado 20	----- (4.8 - 0,3) x 0.30	= 1.350 "
Acabado y Tabiquería	----- 4.8 x 0.25	= 1.200 "
		<u>2.982 T/m.</u>

Tramo BC

Viga chata 40 x 20	----- 0.4 x 0.2 x 2.4	= 0.192 T/m.
Aligerado 20	----- (4.8 - 0.4) x 0.30	= 1.320 "
Acabados	----- 4.8 x 0.10	= 0.480 "
		<u>1.992 T/m.</u>

Voladizo (DE)

Viga trapecial 30x60-30x30	----- 0.3x0.3x2.40	= 0.216 T/m.
Aligerado 20	----- (4.8 - 0.3) x 0.30	= 1.350 "
Acabado y Tabiquería	----- 4.8 x 0.25	= 1.200 "
		<u>2.766 T/m.</u>

- Carga Viva (CV : Sobrecarga) en todos los tramos o crujiás y voladizo:

$$4.8 \times 0.35 \text{ -----} = 1.680 \text{ T/m.}$$

b) En Azotea (6° nivel) :

- Carga Muerta (CM : Peso propio)

Tramos AB y CD

$$\begin{aligned} \text{Viga } 30 \times 60 \text{ ----- } 0.3 \times 0.6 \times 2.4 &= 0.432 \text{ T/m.} \\ \text{Aligerado de } 20 \text{ -- } (4.8 - 0.3) \times 0.30 &= 1.350 \text{ " } \\ \text{Acabados \text{ ----- } } 4.8 \times 0.10 &= \underline{0.480 \text{ "}} \\ &= 2.262 \text{ T/m.} \end{aligned}$$

Tramo BC

$$\begin{aligned} \text{Viga chata } 40 \times 20 \text{ ----- } 0.4 \times 0.2 \times 2.4 &= 0.192 \text{ T/m.} \\ \text{Aligerado de } 20 \text{ ----- } (4.8 - 0.4) \times 0.30 &= 1.320 \text{ " } \\ \text{Acabados \text{ ----- } } 4.8 \times 0.10 &= \underline{0.480 \text{ "}} \\ &= 1.992 \text{ T/m.} \end{aligned}$$

Voladizo (DE)

$$\begin{aligned} \text{Viga Tropical } 30 \times 60 \text{ - } 30 \times 30 \text{ ---- } 0.3 \times 0.3 \times 2.4 &= 0.216 \text{ T/m.} \\ \text{Aligerado de } 20 \text{ ----- } (4.8 - 0.3) \times 0.30 &= 1.350 \text{ " } \\ \text{Acabados \text{ ----- } } 4.8 \times 0.10 &= \underline{0.480 \text{ "}} \\ &= 2.046 \text{ T/m.} \end{aligned}$$

- Carga Viva (CV : Sobrecarga) en todos los tramos o crujiás y voladizo:

$$4.8 \times 0.15 \text{ -----} = 0.720 \text{ T/m.}$$

Tabla No. 30.- Carga distribuída en Vigas del Pórtico Principal Interior No. 2.

VIGAS		EN PISO TIPICO (T/m)		EN AZOTEA (T/m)	
TRAMO	LONG. (m)	CM	CV	CM	CV
AB y CD	6.25	2.982	1.680	2.262	0.770
BC	3.10	1.992	1.680	1.992	0.720
VOLADO (DE)	2.20	2.766	1.680	2.046	0.720

Voladizo : Carga distribuida trapecial.

Tabla No. 31.- Momentos de empotramiento perfecto en cada extremo de Vigas del Pórtico Principal Interior No. 2

$$(M = \frac{w l^2}{12})$$

VIGAS		EN PISO TIPICO (T-m)		EN AZOTEA (T-m)	
TRAMO	LONG. (m)	CM	CV	CM	CV
AB y CD	6.25	9,707	5,469	7.363	2.344
DC	3.10	1.575	1.346	1,595	0.577
VOLADO (DE)	2.20	6.868	4.066	5.126	1.743

Se ha utilizado la Tabla No. 30 y la fórmula correspondiente. Para el voladizo se ha considerado carga distribuida trapecial.

A.3 PORTICO SECUNDARIO (D)

Las vigas secundarias o de arriostre son de 30 x 40 y longitud 4.80 m. (ejes de columnas).

La carga muerta y viva se considerará el correspondiente a un ancho de influencia de 0,50 m. a cada lado de la viga (peso de la viga, tabiquería, acabados, peso de ventanas, influencia del aligerado y de la carga viva).

a) En Pisos Típicos (niveles 1 a 5) en todos los tramos.

- Carga Muerta (CM : Peso propio) en todos los tramos (12) :

Viga 30 x 40 -----	0.3 x 0.4 x 2.4	=	0.288 T/m.
Aligerado de 20 -----	1.0 x 0.30	=	0.300 "
Acabado y Tabiquería ---	(1.0 + 0.3) x 0.25	=	0.325 "
			<u>0.913 T/m.</u>

- Carga Viva (CV : Sobrecarga) en todos los tramos o crujiás :

$$1.0 \times 0.35 \text{ -----} = 0.350 \text{ T/m.}$$

b) En Azotea (nivel 6°) en todos los tramos (12) :

- Carga Muerta (CM : Peso propio) :

$$\text{Vigas } 30 \times 40 \text{ -----} 0.3 \times 0.4 \times 2.4 = 0.288 \text{ T/m.}$$

$$\text{Aligerado de } 20 \text{ -----} 1.0 \times 0.30 = 0.300 \text{ "}$$

$$\text{Acabados -----} 1.3 \times 0.10 = 0.130 \text{ "}$$

$$\underline{\hspace{10em}} = 0.718 \text{ T/m.}$$

- Carga Viva (CV : Sobrecarga) en todos los tramos o crujiás :

$$1.0 \times 0.15 \text{ -----} = 0.150 \text{ T/m.}$$

Tabla No. 32.- Carga distribuída (w) y Momentos de EMPotramiento Perfecto en vigas del Pórtico Secundario D.

$$(M = \frac{wL^2}{12})$$

VIGAS			EN PISOS TÍPICOS		EN AZOTEA	
TRAMOS	LONG. (m)		CM	CV	CM	CV
TODOS	4.8	W (T/m)	0.913	0.350	0.718	0.150
		M (T/m)	1.753	0.672	1.379	0.288

B. MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS Y COLUMNAS DEBIDOS A LAS CARGAS DE GRAVEDAD PORTICOS PRINCIPALES No. 1 y 2, SECUNDARIO D.

Con este fin se ha elaborado un Programa de Computadora para el Método de KANI. En el análisis Sísmico ya se utilizó este Programa para la determinación de los momentos flectores y se ha explicado la forma de utilizarlo. La Fig. No. 22 muestra la numeración de los nudos, niveles y crujiás; así

mismo la entrada de datos y salida de resultados.

Se utilizarán las Tablas No. 29, 31 y 32 para introducir los datos en el Programa; también se utilizarán los 6 primeros datos señalados al realizar el análisis sísmico.

La carga viva se colocará en forma de daderos para obtener los momentos y cortes máximos (Hipótesis de CV).

B.1 PORTICO PRINCIPAL EXTERIOR No. 1

Los datos de entrada para el Programa de Computadora "Método de KANI" son :

- Los 6 primeros datos señados en la parte correspondiente al Pórtico No. 1 del Análisis Sísmico.
- Momentos de empotramiento perfecto en vigas, de la Tabla No. 29. Estos momentos se dan para cada nudo según se explicó anteriormente (Ver Fig. No. 22).

Tabla No. 33.- Momentos flectores en extremos de Vigas y Columnas debidos a la Carga Muerta (CM) - Pórtico No. 1.

NIVEL	CM.	MOMENTOS FLECTORES (t-m)			
	NUDO	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
6 Azotea	1	- 2.644	0.000	0.000	2.144
	2	- 1.259	0.000	3.951	- 2.692
	3	- 2.839	0.000	1.231	1.608
	4	0.000	0.000	5.147	- 1.706
5	5	- 3.915	2.243	0.000	- 1.673
	6	- 1.369	- 2.267	5.314	- 1.678
	7	- 3.856	1.393	1.423	1.040
	8	0.000	- 1.223	1.291	- 1.046
4	9	- 3.936	1.557	0.000	2.377
	10	- 1.324	- 1.461	5.726	- 2.940
	11	- 4.074	0.954	1.429	1.692
	12	0.000	- 1.037	6.190	- 1.131

Cont. -----

Tabla No. 33 :

Cont. -----

3	13	- 4.096	2.123	0.000	1.974
	14	- 1.300	- 2.610	5.908	- 1.998
	15	- 4.212	1.497	1.426	1.290
	16	0.000	- 1.001	6.223	- 1.199
2	17	- 4.293	1.736	0.000	2.558
	18	- 1.290	- 1.840	5.935	- 2.804
	19	- 4.326	1.155	1.420	1.753
	20	0.000	- 1.103	6.210	- 1.084
1	21	- 4.472	2.342	0.000	2.131
	22	- 1.303	- 2.908	5.798	- 1.586
	23	- 4.545	1.538	1.403	1.604
	24	0.000	- 1.366	5.971	- 0.583
0	25	0.000	0.527	0.000	0.000
	26	0.000	1.391	0.000	0.000
	27	0.000	0.204	0.000	0.000
	28	0.000	- 0.890	0.000	0.000

(Cargas de Servicio)

Para la Carga Viva (CV) se ha colocado dicha carga en forma de daderos (en tramos intercalados para momentos máximos positivos y cada dos tramos para momentos negativos máximos en vigas).

En la siguiente tabla se indica los máximos negativos en vigas y los máximos en columnas. Posteriormente se obtendrán los máximos positivos en vigas, debidos a las cargas viva y muerta.

Tabla No. 34.- Momentos Flectores máximos en extremos de Vigas y Columnas debidos a la Carga Viva (CV) - Pórtico No. 1.

NIVEL	NUDO	MOMENTOS FLECTORES (T-m)			
		DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
6 Azotea	1	- 0.728	0.000	0.000	0.728
	2	- 0.304	0.000	1.100	- 0.801
	2	- 0.750	0.000	0.313	0.437
	4	0.000	0.000	1.360	- 0.459

Cont. -----

Tabla No. 34 :

Cont. -----

Nivel	NUDO	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
5	5	- 1.909	0.943	0.000	0.966
	6	- 0.705	- 0.936	2.596	- 0.956
	7	- 1.905	0.590	0.719	0.596
	8	0.000	- 0.472	3.141	- 0.636
4	9	- 2.006	0.838	0.000	1.168
	10	- 0.669	- 0.776	2.898	- 1.454
	11	- 2.069	0.515	0.722	0.832
	12	0.000	- 0.547	3.131	- 0.550
3	13	- 2.068	1.063	0.000	1.006
	14	- 0.658	- 1.308	2.983	- 1.017
	15	- 2.128	0.750	0.721	0.657
	16	0.000	- 0.498	3.143	- 0.612
2	17	- 2.170	0.881	0.000	1.290
	18	- 0.652	- 0.932	3.000	- 1.415
	19	- 2.187	0.586	0.718	0.884
	20	0.000	- 0.559	3.139	- 0.546
1	21	- 2.260	1.183	0.000	1.077
	22	- 0.659	- 1.469	2.930	- 0.802
	23	- 2.297	0.777	0.710	0.811
	24	0.000	- 0.690	3.017	- 0.295
0	25	0.000	0.267	0.000	0.000
	26	0.000	- 0.703	0.000	0.000
	27	0.000	0.103	0.000	0.000
	28	0.000	- 0.450	0.000	0.000

(Cargas de Servicio)

B.2 PORTICO PRINCIPAL INTERIOR No. 2

Los datos para el Programa "Método de KANI" :

- Los 6 primeros datos señalados en la parte respectiva del Análisis Sísmico.
- Momentos de empotramiento perfecto en vigas de la Tabla No. 31, dados para cada extremo que concurre en cada nudo. (Ver Fig. No. 22).

La carga viva se colocará en forma de daderos para obtener los momentos y cortes máximos.

La carga muerta requiere un solo KANI por ser carga permanente.

En las siguientes tablas se indican los resultados del KANI para cada caso. Se adjunta el resultado final para la carga viva, luego de realizar las hipótesis de carga. Los momentos positivos y cortes máximos se obtendrán posteriormente.

Tabla No. 35.- Momentos flectores en los extremos de Vigas y Columnas debido a la Carga Muerta (CM) - Pórtico No. 2.

CM,		MOMENTOS FLECTORES (T-m)			
NIVEL	NUDO	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
6	1	- 4.862	0.000	0.000	- 4.863
	2	- 2.078	0.000	8.325	- 6.247
	3	- 5.965	0.000	2.148	3.818
	4	0.000	0.000	8.877	- 2.822
5	5	- 7.109	4.038	0.000	3.072
	6	- 2.338	- 4.710	10.768	- 3.719
	7	- 7.882	3.082	2.535	2.266
	8	0.000	- 2.017	10.903	- 1.669
4	9	- 7.064	3.147	0.000	3.918
	10	- 2.341	- 3.893	10.653	- 4.418
	11	- 7.616	2.559	2.557	2.501
	12	0.000	- 1.754	10.968	- 1.997
3	13	- 7.342	3.705	0.000	3.639
	14	- 2.339	- 4.409	10.501	- 3.772
	15	- 7.497	2.511	2.559	2.430
	16	0.000	- 1.795	11.189	- 2.175
2	17	- 7.705	3.149	0.000	4.559
	18	- 2.313	- 3.368	10.661	- 4.978
	19	- 7.773	2.115	2.547	3.115
	20	0.000	- 1.984	11.139	- 1.937
1	21	- 8.024	4.193	0.000	3.832
	22	- 2.338	- 5.201	10.399	- 2.861
	23	- 8.154	2.751	2.518	2.886
	24	0.000	- 2.449	10.713	- 1.048
0	25	0.000	0.950	0.000	0.000
	26	0.000	- 2.503	0.000	0.000
	27	0.000	0.370	0.000	0.000
	28	0.000	- 1.597	0.000	0.000

{Cargas de Servicio}

Tabla No. 36.- Momentos flectores máximos en los extremos de Vigas y Columnas debidos a la Carga Viva (CV) - Pórtico No. 2.

NIVEL	CV.	MOMENTOS FLECTORES (T-m)			
	NUDO	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
6 Azotea	1	- 1.476	0.000	0.000	1.477
	2	- 0.574	0.000	2.565	- 1.991
	3	- 1.711	0.000	0.625	1.087
	4	0.000	0.000	2.677	- 0.935
5	5	- 3.896	1.904	0.000	1.992
	6	- 1.337	- 2.128	5.934	- 2.468
	7	- 4.400	1.471	1.426	1.503
	8	0.000	- 0.882	6.064	- 1.116
4	9	- 4.014	1.876	0.000	2.139
	10	- 1.316	- 2.290	6.017	- 2.410
	11	- 4.321	1.530	1.439	1.353
	12	0.000	- 1.022	6.177	- 1.089
3	13	- 4.133	2.068	0.000	2.066
	14	- 1.319	- 2.457	5.920	- 2.144
	15	- 4.221	1.400	1.441	1.381
	16	0.000	- 0.996	6.301	- 1.238
2	17	- 4.343	1.781	0.000	2.564
	18	- 1.303	- 1.904	6.007	- 2.799
	19	- 4.380	1.197	1.434	1.751
	20	0.000	- 1.120	6.276	- 1.088
1	21	- 4.521	2.361	0.000	2.160
	22	- 1.317	- 2.929	5.859	- 1.613
	23	- 4.594	1.549	1.418	1.627
	24	0.000	- 1.378	6.036	- 0.591
0	25	0.000	0.536	0.000	0.000
	26	0.000	- 1.411	0.000	0.000
	27	0.000	0.209	0.000	0.000
	28	0.000	- 0.900	0.000	0.000

B.3 PORTICO SECUNDARIO (D)

Para el Programa "Método de KANI" se tienen los siguientes datos :

- Los 6 primeros datos dados en la parte de análisis sísmico.

- Los momentos de empotramiento perfecto de la Tabla No. 32. se dan por nudos. (Ver Fig. No. 22).

Para la carga muerta (CM) se tiene un solo Kani y para la carga viva, ésta se coloca en forma de daderos para obtener los máximos momentos y cortes; por ser pequeña la influencia de la CV, Se desarrollará un solo Kani. El Pórtico Secundario D tiene 12 tramos iguales y para una carga uniforme en todos dichos tramos, posee un eje de simetría sobre la séptima columna donde se considerará empotrada las vigas.

Tabla No. 37.- Momentos Flectores en los extremos de Vigas y Columnas debidos a la Carga Muerta (CM) - Pórtico Secundario D.

NIVEL	CM.	MOMENTOS FLECTORES (T-m)			
	NUDO	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
6 Azotea	1, 13	- 1.126	0.000	0.000	1.126
	2, 12	- 1.532	0.000	1.669	- 0.139
	3, 11	- 1.501	0.000	1.490	0.010
	4 a 10	- 1.503	0.000	1.503	0.000
5	14, 26	- 1.634	0.783	0.000	0.850
	15, 25	- 1.751	- 0.062	1.814	- 0.001
	16, 24	- 1.753	0.002	1.754	- 0.003
	17 a 23	- 1.753	0.000	1.753	0.000
4	27, 39	- 1.643	0.839	0.000	0.806
	28, 38	- 1.757	- 0.017	1.805	- 0.029
	29, 37	- 1.753	0.000	1.751	0.002
	30 a 36	- 1.753	0.000	1.753	0.000
3	40, 52	- 1.648	0.784	0.000	0.864
	41, 51	- 1.755	- 0.025	1.804	- 0.022
	42, 50	- 1.753	0.001	1.752	0.000
	43 a 49	- 1.753	0.000	1.753	0.000
2	53, 65	- 1.664	0.816	0.000	0.848
	54, 64	- 1.775	- 0.020	1.796	- 0.023
	55 a 63	- 1.753	0.000	1.753	0.000
1	66, 78	- 1.641	0.928	0.000	0.714
	67, 77	- 1.757	- 0.028	1.806	- 0.022
	68 a 76	- 1.753	0.000	1.753	0.000
0	79, 91	0.000	0.357	0.000	0.000
	80, 90	0.000	- 0.011	0.000	0.000
	81 a 89	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla No. 38.- Momentos Flectores máximos en extremos de Columnas y Vigas debidos a la Carga Viva (CV) - Pftico Secundario D.

NIVEL	CV	MOMENTOS FLECTORES (T-m)			
	NUDO	DERECHA	ARRIBA	IZQUIERDA	ABAJO
6 Azotea	1, 13	- 0.297	0.000	0.000	0.296
	2, 12	- 0.380	0.000	0.408	- 0.029
	3 a 11	- 0.374	0.000	0.374	0.000
5	14, 26	- 0.797	0.292	0.000	0.503
	15, 25	- 0.876	- 0.022	0.911	- 0.014
	16 a 24	- 0.874	0.000	0.874	0.000
4	27, 39	- 0.876	0.442	0.000	0.383
	28, 38	- 0.876	- 0.013	0.898	- 0.012
	29 a 37	- 0.874	0.000	0.874	0.000
3	40, 52	- 0.821	0.385	0.000	0.435
	41, 51	- 0.876	- 0.012	0.899	- 0.013
	42 a 50	- 0.874	0.000	0.874	0.000
2	53, 65	- 0.830	0.408	0.000	0.422
	54, 64	- 0.874	- 0.011	0.896	- 0.011
	55, 63	- 0.874	0.000	0.874	0.000
1	66, 78	- 0.819	0.463	0.000	0.356
	67, 77	- 0.876	- 0.013	0.900	- 0.012
	68 a 76	- 0.874	0.000	0.874	0.000
0	79, 91	0.000	0.178	0.000	0.000
	80, 90	0.000	- 0.006	0.000	0.000
	81 a 89	0.000	0.000	0.000	0.000

Los momentos máximos positivos, así como los cortes máximos (que equivalen a las cargas axiales máximas en columnas) en vigas, se mostrarán en el análisis de cargas últimas de diseño, luego de superponer las cargas de sismo, muerta y viva.

ANÁLISIS DE CARGAS ULTIMAS DE DISEÑO

Cada uno de los elementos estructurales que componen el Pabellón Izquierdo del CINPIP, que son similares a los otros, se verificarán (rediseño)

por el Método a Rotura que implica considerar los efectos de las cargas últimas : muerta, viva y sismo.

El Reglamento de Concreto Armado (Reglamento ACI-318-63), para el diseño por el Método a Rotura, da tres sistemas de cargas últimas e indica que debe tomarse el mayor valor que resulte; además, las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico indica que para la acción conjunta de las cargas muerta, viva y sismo deberá multiplicarse por 1.33, y, para el caso de inestabilidad o inversión de esfuerzos la carga última será : 0.9 la CM y 1.1 la CS.

- Sistemas de cargas últimas (ACI-318-63 y Normas Peruanas de Diseño Antisísmico) :

$$\text{Sistema I : } CU = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$\text{Sistema II : } CU = 1.33 (\text{CM} + \text{CV} + \text{CS})$$

$$\text{Sistema III: } CU = 0.9 \text{ CM} + 1.1 \text{ CS}$$

CU, CM, CV, CS : Cargas : última, muerta, viva y de sismo, respectivamente.

Para el diseño se tomará el mayor valor de los Sistemas I y II, mientras que el Sistema III no se considerará ya que da valores más pequeños.

- La envolvente de efectos máximos en vigas y columnas, debido a la acción combinada de las cargas viva, muerta y sismo, aplicando cada uno de los Sistemas de cargas últimas, se determinará analíticamente mediante las siguientes fórmulas y la Fig. No. 23 :

Elemento i-j de longitud l_{ij} :

a) Reacciones de apoyos

$$R_i = \frac{W_u \cdot l_{ij}}{2} - \frac{1}{l_{ij}} (M_i + M_j)$$

$$R_j = \frac{W_u \cdot l_{ij}}{2} + \frac{1}{l_{ij}} (M_i + M_j)$$

b) Momento flector a la distancia x del apoyo i (M_{ix})

$$M_{ix} = R_i \cdot x - \frac{W_u \cdot x^2}{2} + M_i$$

c) Corte a la distancia X del apoyo i (V_{iX})

$$V_{iX} = R_i - W_U \cdot X$$

d) Momento máximo positivo ($M_{m\acute{a}x.}^+$) :

Corte nulo $V_{iX} = R_i - W_U \cdot X_m = 0$

Ocurre en $X_m = \frac{R_i}{W_U}$

Reemplazando en b) y simplificando

$$M_{m\acute{a}x.}^+ = \frac{R_i^2}{2 W_U} + M_i$$

e) Momento flector nulo :

La expresi3n b) se iguala a cero y resulta nulo a una distancia

X_0 (dos valores) :

$$X_0 = \frac{R_i \pm \sqrt{R_i^2 + 2 W_U \cdot M_i}}{W_U}$$

Nomenclatura :

R_i, R_j : Reacci3n 3ltima de los apoyos i y j respectivamente (corte m3ximo en vigas y/o columnas).

$M_i = M_{CMi} + M_{CVi} \pm M_{CSi}$: Momentos 3ltimos en el extremo j

$M_j = M_{CMj} + M_{CVj} \pm M_{CSj}$: Momentos 3ltimos en el extremo j

M_{CMi}, M_{CMj} : Momentos 3ltimos debido a la carga muerta, en extremo i y j .

M_{CVi}, M_{CVj} : Momentos 3ltimos debido a la carga viva, en el extremo i y j .

M_{CSi}, M_{CSj} : Momentos 3ltimos debido a la carga del sismo, en el extremo i y j . Se usar3 el signo (+) cuando el sismo incide de derecha a izquierda y (-) si es de izquierda a derecha.

Todos estos momentos, en extremos de vigas columnas, se reemplazar3n con su propio signo tal como result3 al aplicar el M3todo de KANI y que figuran en las Tablas Nos. 25, 26, 27 (para el sismo), Nos. 33, 35 y 37 (para carga muerta) y Nos. 34, 36 y 38 (para carga viva). Adem3s, para momentos positivos m3ximos y

c) Corte a la distancia X del apoyo i (V_{iX})

$$V_{iX} = R_i - W_U \cdot X$$

d) Momento máximo positivo ($M_{m\acute{a}x.}^+$) :

$$\text{Corte nulo } V_{iX} = R_i - W_U \cdot X_m = 0$$

$$\text{Ocurre en } X_m = \frac{R_i}{W_U}$$

Reemplazando en b) y simplificando

$$M_{m\acute{a}x.}^+ = \frac{R_i^2}{2 W_U} + M_i$$

e) Momento flector nulo :

La expresi3n b) se iguala a cero y resulta nulo a una distancia

X_0 (dos valores) :

$$X_0 = \frac{R_i \pm \sqrt{R_i^2 + 2 W_U \cdot M_i}}{W_U}$$

Nomenclatura :

R_i, R_j : Reacci3n 3ltima de los apoyos i y j respectivamente (corte m3ximo en vigas y/o columnas).

$M_i = M_{CM_i} + M_{CV_i} \pm M_{CS_i}$: Momentos 3ltimos en el extremo j

$M_j = M_{CM_j} + M_{CV_j} \pm M_{CS_j}$: Momentos 3ltimos en el extremo j

M_{CM_i}, M_{CM_j} : Momentos 3ltimos debido a la carga muerta, en extremo i y j .

M_{CV_i}, M_{CV_j} : Momentos 3ltimos debido a la carga viva, en el extremo i y j .

M_{CS_i}, M_{CS_j} : Momentos 3ltimos debido a la carga del sismo, en el extremo i y j . Se usar3 el signo (+) cuando el sismo incide de derecha a izquierda y (-) si es de izquierda a derecha.

Todos estos momentos, en extremos de vigas columnas, se reemplazar3n con su propio signo tal como result3 al aplicar el M3todo de KANI y que figuran en las Tablas Nos. 25, 26, 27 (para el sismo), Nos. 33, 35 y 37 (para carga muerta) y Nos. 34, 36 y 38 (para carga viva). Adem3s, para momentos positivos m3ximos y

cortes máximos, se considerarán las diferentes distribuciones (dameros) de la carga viva, permaneciendo constante las de carga de sismo y carga muerta; para este caso no se considerarán las cargas de sismo sino solamente para los momentos negativos, por ser cargas instantáneas.

x_m : Ubicación de la sección de máximo momento positivo (sin considerar carga de sismo) a partir del apoyo i .

x_0 : Ubicación de la sección de momento nulo o punto de inflexión (considerando sismo).

w_u : Carga distribuida última (de carga muerta y carga viva, según las hipótesis de carga viva). Serán obtenidas en función de las Tablas No. 28, 30, 32.

l_{ij} : Longitud del elemento ij :

- . Las fórmulas a), b), c), d) y e) se aplican para cada uno de los sistemas de cargas últimas señalados anteriormente, independientemente.

Estas fórmulas se aplicarán según se quiera momentos máximos negativos, positivos, cortes máximos y ubicación de secciones claves.

El momento máximo negativo de diseño se obtendrá en la cara de la columna, para vigas, de acuerdo con la fórmula b) y los cortes críticos en vigas (a una distancia d de la cara de la columna, (peralte). Se calcularán con la fórmula c).

- . La máxima reacción de columnas se obtendrá con las fórmulas a). La fórmula e) puede utilizarse para considerar la longitud del refuerzo negativo (a partir de esa sección debe prolongarse aún una distancia de por lo menos la longitud de anclaje del fierro).

- . Las Tablas No. 25, 26, 27, 28, 30, 32, 33, 34, 35, 36, 37 y 38 dan valores correspondientes a las cargas de servicio y para aplicar las fórmulas a), b), c), d) y e) se deben multiplicar por los coeficientes señalados por cada uno de los Sistemas I, II y III y separadamente para cada caso. Dichas fórmulas son aplicables también para las cargas de servicio (para diseño

por el Método de las Cargas de Servicio). Los momentos flectores de las Tablas mencionadas corresponden a ejes de columnas y vigas. El momento último de diseño en viga se determinará en la cara de las columnas y los cortes críticos a una distancia igual al peralte de la viga a partir de la cara de la columna, la longitud estribada será la necesaria más el peralte de la viga.

A continuación, por razones de espacio y simplificación, se presentarán los resultados finales de los efectos de las cargas últimas en las vigas y columnas para su diseño, luego de haber aplicado los sistemas de cargas últimas y las fórmulas deducidas anteriormente para la acción conjunta de las cargas muerta, viva y efectos sísmicos.

La nomenclatura de vigas y columnas se referirá a la Fig. No. 16.

A.- MOMENTOS Y CORTES ULTIMOS DE DISEÑO EN VIGAS.

Aplicando los tres sistemas de cargas últimas se ha observado :

- Para momentos negativos en la cara de las columnas manda el Sistema II.
- Para momentos positivos, manda el Sistema I, y ocurre aproximadamente cerca del centro de cada viga.
- Para los cortes críticos, se han considerado los Sistemas I y II.

Tabla No. 39.- Momentos flectores y cortes últimos de diseño en Vigas - Pórtico No. 1.

NIVEL	VIGA	DIMENSIONES		MOMENTO NEGATIVO (T-m).		MOMENTO POSITIVO (T-m).		CORTE CRITICO (T)			
		Luz m.	Sección	IZQ.	DER.	MAX.	UBIC. m.	IZQ.	Le m.	DER.	Le m.
6 Azotea	AB	5.85	30x60	7.581	9.391	7.015	2.973	6.210	3.513	7.453	4.425
	BC	2.70	40x20	1.761	1.726	0.918	1.553	3.318	1.713	3.317	1.707
	CD	5.80	30x60	7.917	11.795	5.786	2.863	6.675	4.097	7.916	4.620
	VOL.	1.95	30x60 30x30	5.288	-	-	-	4.338	1.560	-	-

Cont. -----

Tabla No. 39 :

Cont. -----

5	AB	5.85	30x60	15.117	16.474	9.158	2.049	10.628	4.474	11.516	4.741
	BC	2.70	40x40	2.602	2.658	1.436	1.542	4.732	1.702	4.800	1.718
	CD	5.80	30x60	15.574	21.132	8.219	1.800	10.782	4.521	12.178	4.990
	VOL.	1.95	30x60 30x30	7.615	-	-	-	6.248	1.560	-	-
4	AB	5.75	30x60	20.347	23.787	11.444	1.398	12.373	5.049	13.514	5.392
	BC	2.60	40x20	2.849	3.018	1.495	1.530	4.773	2.005	4.647	1.730
	CD	5.75	30x60	21.311	25.819	11.362	1.272	12.581	5.111	13.932	5.518
	VOL.	1.95	30x60 30x30	7.615	-	-	-	6.248	1.560	-	-
3	AB	5.75	30x60	23.502	26.976	13.003	1.098	13.354	5.344	14.513	5.692
	BC	2.60	40x20	3.061	3.269	1.533	1.151	4.958	2.060	5.121	2.109
	CD	5.70	30x60	24.392	27.845	13.104	0.989	13.589	5.414	14.710	5.801
	VOL.	1.90	30x60 30x30	7.610	-	-	-	6.048	1.510	-	-
2	AB	5.65	30x60	20.937	23.903	11.219	1.354	12.437	5.117	13.491	5.436
	BC	2.50	40x20	2.553	2.759	1.546	1.524	4.613	2.006	4.782	2.058
	CD	5.65	30x60	21.446	25.501	11.205	1.252	12.625	5.174	13.832	5.538
	VOL.	1.90	30x60 30x30	7.610	-	-	-	6.048	1.510	-	-
1	AB	5.65	30x60	17.739	20.151	9.057	1.759	11.295	4.774	12.145	5.031
	BC	2.50	40x20	2.267	2.429	1.548	1.530	4.287	1.690	1.444	1.730
	CD	5.65	30x60	17.900	20.426	8.875	1.752	11.252	4.761	12.167	5.038
	VOL.	1.90	30x60 30x30	7.610	-	-	-	6.048	1.510	-	-

L_e : Longitud estribada

VOL. : Viga en Voladizo (trapezial longitudinalmente).

Tabla No. 40.- Momentos Flectores y cortes últimos de diseño en Vigas - Pórtico No. 2.

NIVEL	VIGA	DIMENSIONES		MOMENTO NEGATIVO (T-m)		MOMENTO POSITIVO		CORTE CRITICO			
		LUZ LIBRE (m)	SECC.	IZQ.	DER.	MAX. (T-m)	UBIC. (m)	IZQ. (T)	L_e (m)	DER. (T)	L_e (m)
6 Azotea	AB	5.775	30x60	10.757	16.448	11.255	2.898	13.061	3.892	12.784	4.313
	BC	2.600	40x20	2.537	2.534	1.817	1.537	5.692	1.697	5.820	1.723
	CD	5.750	30x60	12.916	17.745	9.666	2.931	10.812	3.471	12.767	3.859
	VOL.	1.950	30x60 30x30	9.600	-	-	-	7.877	1.560	-	-

Cont. -----

Tabla No. 40 :

Cont. -----

5	AB	5.775	30x60	20.821	27.860	14.494	2.930	16.228	3.470	18.971	3.860
	BC	2.600	40x20	3.714	4.028	2.867	1.530	8.931	2.010	5.205	1.410
	CD	5.750	30x60	23.011	28.858	13.196	2.964	17.353	4.129	18.711	3.826
	VOL.	1.950	30x60 30x30	14.254	-	-	-	11.695	1.560	-	-
4	AB	5.750	30x60	25.078	32.347	14.886	2.097	18.474	4.310	20.853	4.693
	BC	2.600	40x20	4.098	4.471	2.857	1.527	8.372	1.687	8.721	1.733
	CD	5.750	30x60	26.842	33.510	14.375	2.071	18.702	4.346	21.014	4.719
	VOL.	1.950	30x60 30x30	14.254	-	-	-	11.695	1.560	-	-
3	AB	5.750	30x60	27.912	34.062	15.618	1.997	19.359	4.452	21.472	4.793
	BC	2.600	40x20	4.247	4.624	2.852	1.526	8.369	1.686	8.724	1.734
	CD	5.700	30x60	28.846	35.322	15.013	1.920	19.489	4.473	21.635	4.870
	VOL.	1.900	30x60 30x30	13.532	-	-	-	11.320	1.510	-	-
2	AB	5.650	30x60	25.526	31.081	14.278	2.125	18.402	4.348	20.368	4.595
	BC	2.500	40x20	3.559	3.948	2.901	1.525	7.983	1.685	8.360	1.735
	CD	5.650	30x60	26.113	33.010	13.822	2.063	18.519	4.367	20.750	4.727
	VOL.	1.900	30x60 30x30	13.532	-	-	-	11.320	1.510	-	-
1	AB	5.650	30x60	22.737	27.211	13.509	2.998	17.395	4.186	18.086	3.792
	BC	2.500	40x20	3.304	3.612	2.906	1.531	8.027	1.691	8.316	1.729
	CD	5.650	30x60	23.029	27.790	12.958	2.988	17.326	4.175	18.161	3.802
	VOL.	1.900	30x60 30x30	13.532	-	-	-	11.320	1.510	-	-

Le : Longitud estribada

VOL. : Viga en Voladizo (trapezial longitudinalmente).

Tabla No. 41.- Momentos Flectores y cortes últimos de diseño en Vigas - Pórtico Secundario D.

NIVEL	VIGA	DIMENSIONES		MOMENTO NEGATIVO (T-m)		MOMENTO POSITIVO		CORTE CRITICO			
		LUZ LIBRE (m)	SECC.	IZQ.	DER.	MAX. (T-m)	UBIC. (m)	IZQ. (T)	Le (m)	DER. (T)	Le (m)
6 Azotea	1-2	4.35	30x40	4.908	5.400	2.685	1.023	3.832	3.847	4.130	4.127
	2-3	4.30	30x40	5.227	5.166	2.227	3.636	3.948	3.986	3.920	3.966
	INT.	4.30	30x40	5.227	5.166	2.227	3.636	3.948	3.986	3.920	3.966

Cont. -----

Tabla No. 41 :

Cont. -----

5	1-2	4.30	30x40	9.228	8.231	5.003	0.735	6.139	4.324	6.302	4.415
	2-3	4.30	30x40	8.193	8.191	3.699	0.934	5.940	4.215	5.940	4.216
	INT.	4.30	30x40	8.193	8.191	3.699	0.934	5.940	4.215	5.940	4.216
4	1-2	4.30	30x40	11.208	10.951	6.693	0.145	7.243	4.800	7.375	4.800
	2-3	4.30	30x40	10.901	10.890	5.973	4.557	7.199	4.800	7.194	4.800
	INT.	4.30	30x40	10.901	10.890	5.973	4.557	7.199	4.800	7.194	4.800
3	1-2	4.30	30x40	10.504	11.136	5.967	0.213	7.093	4.800	7.251	4.800
	2-3	4.30	30x40	11.039	11.030	6.112	4.592	7.263	4.800	7.260	4.800
	INT.	4.30	30x40	11.039	11.030	6.112	4.592	7.263	4.800	7.260	4.800
2	1-2	4.30	30x40	8.022	8.994	4.276	3.927	6.053	4.277	6.163	4.339
	2-3	4.30	30x40	8.910	8.883	4.188	4.045	6.267	4.935	6.255	4.390
	INT.	4.30	30x40	8.910	8.883	4.188	4.045	6.267	4.395	6.255	4.390
1	1-2	4.30	30x40	4.783	7.054	3.465	3.261	4.842	3.611	4.978	3.688
	2-3	4.30	30x40	6.872	6.860	2.895	3.527	5.325	3.877	5.320	3.876
	INT.	4.30	30x40	6.872	6.860	2.895	3.527	5.325	3.877	5.320	3.876

L_e : Longitud estribada

Ver Fig. No. 16 para la nomenclatura de vigas. Este pórtico, de doce crujeas (12 vigas y 13 columnas), tiene un comportamiento similar en todas sus vigas interiores (INT.) diferenciándose de las exteriores como se observa en la tabla, aunque esta diferencia sea mínima.

B.- MOMENTOS Y CARGA AXIAL ULTIMOS EN COLUMNAS.

Al aplicar los Sistemas de cargas últimas se ha observado :

- Los Momentos en los extremos de las columnas son mayores con el Sistema II.
- Para la carga axial última se aplica el Sistema I.

En los siguientes cuadros se mostrarán, para cada columna, la carga axial de servicio, la carga axial última y los momentos flectores últimos de cada uno de los extremos de la columna. Como cada columna estará sometida a flexo-compresión bi-axial, las tablas mostrarán los momentos de flexión M_{ux} , M_{uy} , es decir flexión alrededor de los ejes X e Y respectivamente; la flexión

alrededor del eje Y será debido a los pórticos secundarios que se considerarán similares al Pórtico D.

Tabla No. 42.- Carga axial última y de servicio, momentos flectores últimos, en columnas - Pórtico No. 1.

ENTRE- PISO	COLS.	MOMENTOS FLECTORES (T-m)				CARGA AXIAL (T)		DIMENSION COLS.	
		ARRIBA		ABAJO		SERV. (P _S)	ULTIMA (P _U)	ALT. (m)	SECC.
		M _{ux}	M _{uy}	M _{ux}	M _{uy}				
6	A-1	9.038	5.788	7.374	2.404	8.945	14.312	3.20	40x40
	B-1	9.529	5.788	7.836	2.404	12.232	19.571	3.20	40x40
	C-1	7.916	5.788	6.619	2.404	11.735	18.776	3.20	40x40
	D-1	8.402	5.788	3.878	2.404	13.880	22.208	3.20	40x50
5	A-1	10.291	8.570	4.882	3.959	22.581	36.129	3.20	40x40
	B-1	10.529	8.570	8.214	3.959	30.281	48.450	3.20	40x40
	C-1	9.582	8.570	7.453	3.959	29.365	46.984	3.20	40x40
	D-1	12.793	8.570	10.024	3.959	34.623	55.396	3.20	50x50
4	A-1	15.502	9.280	13.456	5.700	38.335	61.336	3.20	40x50
	B-1	18.473	9.280	15.912	5.700	50.858	81.404	3.20	50x50
	C-1	16.308	9.280	13.988	5.700	49.476	79.162	3.20	50x50
	D-1	11.765	9.280	9.642	5.700	57.151	91.442	3.20	50x50
3	A-1	13.918	6.792	14.729	6.032	54.755	87.608	3.20	45x50
	B-1	14.564	6.792	15.957	6.032	72.120	115.392	3.20	50x50
	C-1	13.409	6.792	14.840	6.032	70.243	112.388	3.20	50x50
	D-1	15.221	6.792	7.756	6.032	80.469	128.750	3.20	50x60
2	A-1	10.601	3.718	13.998	6.471	70.318	112.509	3.20	45x60
	B-1	11.729	3.718	16.123	6.471	92.357	147.771	3.20	50x60
	C-1	9.868	3.718	13.446	6.471	90.044	144.070	3.20	50x60
	D-1	4.503	3.718	11.363	6.471	102.586	164.138	3.20	50x60
1	A-1	7.811	3.106	18.448	16.424	84.411	135.057	2.90	45x60
	B-1	7.031	3.106	22.070	16.424	110.987	177.579	2.90	50x60
	C-1	6.986	3.106	19.653	16.424	108.214	173.142	2.90	50x60
	D-1	5.346	3.106	21.228	16.424	122.906	196.650	2.90	50x60

Tabla No. 43.- Carga axial última y de servicio, momentos flectores últimos, en columnas - Pórtico No. 2.

Tabla No. 43 :

ENTRE- PISO	COLS.	MOMENTOS FLECTORES (T-m)				CARGA AXIAL (T)		DIMENSION COLS.	
		ARRIBA		ABAJO		SERV. (P _s)	ULTIMA (P _u)	ALT. (m)	SECC.
		M _{ux}	M _{uy}	M _{ux}	M _{uy}				
6	A-2	13.850	7.876	11.354	2.086	16.223	25.956	3.20	40x45
	B-2	17.450	7.876	11.977	2.086	22.444	35.910	3.20	50x50
	C-2	13.354	7.876	9.246	2.086	21.668	34.669	3.20	50x50
	D-2	11.294	7.876	6.451	2.086	24.901	39.841	3.20	50x50
5	A-2	14.200	10.843	12.232	5.870	40.018	64.028	3.20	40x45
	B-2	18.037	10.843	15.034	5.870	55.650	89.040	3.20	50x50
	C-2	15.050	10.843	12.430	5.870	53.404	85.453	3.20	50x50
	D-2	13.265	10.843	10.381	5.870	61.082	97.731	3.20	50x50
4	A-2	18.487	13.052	16.660	8.897	66.268	106.028	3.20	40x50
	B-2	20.358	13.052	19.266	8.897	90.833	145.333	3.20	50x50
	C-2	16.601	13.052	15.603	8.897	87.466	139.945	3.20	50x50
	D-2	14.228	13.052	11.537	8.897	99.520	159.232	3.20	50x50
3	A-2	17.106	10.342	17.287	8.464	93.179	149.087	3.20	45x50
	B-2	18.163	10.342	18.788	8.464	126.364	202.182	3.20	50x50
	C-2	15.658	10.342	16.436	8.464	121.979	195.167	3.20	50x50
	D-2	16.522	10.342	18.860	8.464	138.796	222.072	3.20	50x60
2	A-2	15.019	5.961	17.936	7.281	118.647	189.836	3.20	45x60
	B-2	16.470	5.961	20.994	7.281	160.381	256.610	3.20	50x60
	C-2	12.814	5.961	15.960	7.281	155.078	248.124	3.20	50x60
	D-2	6.650	5.961	13.700	7.281	176.272	282.035	3.20	50x60
1	A-2	11.294	2.654	18.820	13.712	142.156	227.450	2.90	45x60
	B-2	9.581	2.654	23.889	13.712	192.351	307.762	2.90	50x60
	C-2	9.562	2.654	19.418	13.712	186.073	297.717	2.90	50x60
	D-2	6.075	2.654	22.136	13.712	211.638	338.621	2.90	50x60

C A P I T U L O IV

VERIFICACION DEL DISEÑO DE ELEMENTOS

ESTRUCTURALES

Habiendo determinado los efectos máximos y últimos en cada uno de los elementos estructurales, considerando las cargas debido a sismo y cargas de gravedad, se procederá a verificar dichos elementos por el Método de Rotura : Cimentación, columnas, vigas principales y de arriostre, así como también el techo aligerado, la escalera y las placas de la caja de ascensor.

Las Tablas Nos. 22, 23 y 24 que dan cargas de servicio debido a sismo en columnas, serán utilizadas para verificar el esfuerzo cortante admisible último en dichas columnas. Mientras que las Tablas Nos. 39, 40, 41, 42 y 43 muestran los efectos del conjunto de cargas de sismo y de gravedad, serán utilizadas para rediseñar (verificación del diseño) la cimentación, columnas y vigas. Para la verificación del aligerado, escalera y placas de la caja de ascensor se determinaron los esfuerzos últimos debido a cargas de gravedad; además, para la caja de ascensor ya se conoce la carga sísmica (horizontal) de servicio que se muestra en las Tablas No. 20.b y 21.b.

El procedimiento de verificación será siguiendo las reglas usuales de diseño y de acuerdo al Reglamento de Concreto Armado.

Debe recordarse que se han elegido tres pórticos para la verificación, dos de ellas principales en la dirección Y-Y (Pórticos No. 1 y 2) y uno secundario o de arriostre en la dirección X-X (Pórticos Secundarios D); estos pórticos reciben los mayores efectos de las cargas sobre todo debido al efecto del sismo (por el efecto de torsión), de manera que deberá tenerse en cuenta que

los demás pórticos similares estarán sometidos a cargas menores y por tanto requerirán menor refuerzo de armadura.

Además debe recordarse que se ha elegido el Pabellón Izquierdo para el análisis y verificación, debido a que según se muestra en la parte de Evaluación de da ños éste Pabellón ha sido más afectado por el sismo, que se produce mayor efec to debido a Torsión Sísmica, y también porque estructuralmente es similar a los otros pabellones.

A.- VÉRIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS DEBIDO A EFECTOS SISMICOS

El Reglamento de Concreto Armado considera que el esfuerzo de corte último de rotura de un alma de concreto sin refuerzo está dado por :

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

Siendo : \bar{v}_u : esfuerzo de corte último (kg/cm²)

ϕ : coeficiente de reducción (0.85)

f'_c : esfuerzo máximo de compresión del concreto (kg/cm)

El esfuerzo de corte último actuante en una columna se determina por el cocien te de la fuerza cortante actuante última y el área de la sección recta de dicha columna; que debe ser comparado con el esfuerzo de corte último que señala el Método a Rotura (fórmula anterior).

Por lo general las columnas de una edificación deben ser satisfactorias sin re fuerzo de alma (estribos), es decir deben tomar por lo menos el esfuerzo de cor te último dado por el Método a Rotura. Para ello, en principio, debe verificarse este esfuerzo para cargas de sismo ya que las fuerzas cortantes debido a car gas de gravedad son pequeñas.

Para el edificio que se está estudiando, el esfuerzo máximo de compre sión del concreto de columnas es de 175 kg/cm² en el primer entepiso y de 140 en los demás; por lo tanto el esfuerzo de corte último de rotura (admisible) se ra :

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

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{v}_u = 0.5 \times 0.85 \sqrt{140} = 5.029 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{v}_u = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.623 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante último se obtendrá por medio de la siguiente fórmula :

$$v_u = \frac{V_u}{A}$$

La fuerza actuante V_u (última actuante) se determinará de las Tablas Nos. 22, 23 y 24 multiplicándolos por 1.33. El valor $A = a \times b$ de las Tablas Nos. 1 y 2.

Tabla No. 44.- Verificación del esfuerzo cortante último en columnas, debido a la acción sísmica - columnas del Pórtico No. 1.

Entrep n.	Columnas	Sección (cm ²)	f'_c (Kg/cm ²)	V_u (Kg)	v_u (Kg/cm ²)	\bar{v}_u (Kg/cm ²)
6	A-1	40x40	140	2090.76	1.308	5.029
	B-1, C-1	40x40	140	2205.14	1.378	5.029
	D-1	40x50	140	2582.86	1.292	5.029
5	A-1	40x40	140	3543.12	2.215	5.029
	B-1, C-1	40x40	140	3738.63	2.337	5.029
	D-1	50x50	140	4607.12	1.843	5.029
4	A-1	40x50	140	5520.83	2.761	5.029
	B-1, C-1	50x50	140	6251.00	2.500	5.029
	D-1	50x50	140	5809.44	2.324	5.029
3	A-1	45x50	140	6523.65	2.899	5.029
	B-1, C-1	50x50	140	7187.32	2.875	5.029
	D-1	50x60	140	7324.31	2.442	5.029
2	A-1	45x60	140	7513.17	2.783	5.029
	B-1, C-1	50x60	140	8243.34	2.748	5.029
	D-1	50x60	140	7614.25	2.538	5.029
1	A-1	45x60	175	7587.65	2.810	5.623
	B-1, C-1	50x60	175	8409.59	2.803	5.623
	D-1	50x60	175	8183.49	2.728	5.623

Tabla No. 45.- Verificación del esfuerzo cortante último en columnas, debido a la acción sísmica - Columnas del Pórtico No. 2.

Entrep. n.	Columnas	Sección (cm ²)	f' _C (Kg/cm ²)	V _u (Kg)	v _u (Kg/cm ²)	\bar{v}_u (Kg/cm ²)
6	A-2	40x45	140	2268.98	1.261	5.029
	B-2, C-2	50x50	140	2820.93	1.128	5.029
	D-2	50x50	140	2622.76	1.049	5.029
5	A-2	40x45	140	3847.69	2.138	5.029
	B-2, C-2	50x50	140	4782.68	1.913	5.029
	D-2	50x50	140	4446.19	1.779	5.029
4	A-2	40x50	140	5333.30	2.667	5.029
	B-2, C-2	50x50	140	6038.20	2.415	5.029
	D-2	50x50	140	5612.60	2.245	5.029
3	A-2	45x50	140	6289.57	2.796	5.029
	B-2, C-2	50x50	140	6930.63	2.772	5.029
	D-2	50x60	140	7062.30	2.354	5.029
2	A-2	45x60	140	7038.36	2.607	5.029
	B-2, C-2	50x60	140	7723.31	2.575	5.029
	D-2	50x60	140	7134.12	2.378	5.029
1	A-2	45x60	175	7275.10	2.695	5.623
	B-2, C-2	50x60	175	8066.45	2.689	5.623
	D-2	50x60	175	7847.00	2.616	5.623

Tabla No. 46.- Verificación del esfuerzo cortante último en columnas, debido a la acción sísmica - Columnas del Pórtico Secundario D.

Tabla No. 46 :

Entrep. n.	Columnas	Sección (cm ²)	f' _c (Kg/cm ²)	V _u (Kg)	v _u (Kg/cm ²)	v̄ _u (Kg/cm ²)
6	Exterior	50x40	140	1516,20	0,158	5.029
	Interior	50x50	140	3020,43	1,208	5.029
5	Exterior	50x50	140	2840,88	1,137	5.029
	Interior	50x50	140	5183,01	2,073	5.029
4	Exterior	50x50	140	3727,99	1,491	5.029
	Interior	50x50	140	6800,29	2,720	5.029
3	Exterior	60x50	140	3142,79	1,148	5.029
	Interior	60x50	140	5836,04	1,945	5.029
2	Exterior	50x60	140	2207,00	0,736	5.029
	Interior	60x50	140	4097,73	1,366	5.029
1	Exterior	60x50	175	4674,95	1,558	5.623
	Interior	60x50	175	5402,46	1,801	5.623

B.- VERIFICACION DE VIGAS POR FLEXION Y CORTE

De acuerdo al Reglamento del Concreto Armado, las vigas deben ser diseñadas para resistir tanto los esfuerzos de flexión como los de cortante, despreciando los esfuerzos axiales por ser insignificantes.

Las Tablas Nos. 39, 40 y 41 muestran los momentos de flexión y corte últimos de diseño, con los que se verificarán los diseños ya existentes que aparecen en los planos que sirvieron para la construcción del CINPIP. Según dichos planos, las calidades del concreto y del acero utilizados son :

Concreto, vigas : $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$
 Refuerzo de acero : $f_y = 2800 \text{ "}$

1.- DISEÑO POR FLEXION

Para secciones rectangulares, sometidos a esfuerzos de flexión, el momento resistente último se determina por medio de las siguientes fórmulas :

$$M_u = \phi [b.d^2 . f'_c . q(1 - 0.59q)]$$

$$q = \frac{p \cdot f_y}{f'_c}$$

Siendo: M_u : momento resistente último de diseño

b : ancho de la sección

d : peralte de la sección

p : cuantía de acero $p = \frac{A_s}{b \cdot d}$

A_s : área de acero

f'_c, f_y : calidades del concreto y acero respectivamente (esfuerzos max. para diseño elástico)

ϕ : coeficiente de reducción (0.9)

a) Momento último que admite una sección: por el criterio de sismo la cuantía máxima debe ser 50% de la balanceada, con el fin de asegurar que al producirse la falla del elemento éste se inicie por la armadura y no por el concreto que resulta ser repentina.

Cuantía balanceada : $p_b = 0.498 f'_c / f_y$ para $f_y = 2800$

para $p = p_{max} = 0.5 p_b = 0.250 f'_c / f_y \longrightarrow q = 0.25$

$$(M_u)_{max} = 0.192 f'_c \cdot b \cdot d^2$$

b) Momento mínimo requerido para diseñar vigas rectangulares; la cuantía mínima que señala el Reglamento es 0.003 para $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$$p = p_{min} = 0.003 \quad q = 0.06$$

$$(M_u)_{min} = 0.052 f'_c \cdot b \cdot d^2$$

c) Momento máximo positivo que admite una sección con el fin de controlar - las deflexiones en las secciones de máximo momento positivo; en este caso la cuantía máxima no debe exceder :

$$p = p_{\max} = 0.18 f'_c / f_y \longrightarrow q = 0.18$$

$$(M_u)_{\max} = 0.145 f'_c \cdot b \cdot d^2$$

- d) Si el Momento actuante último excede a los valores dados por a) y/o c), se requiere armadura en compresión para que tome el momento remanente. El momento resistente con doble refuerzo es entonces (de diseño):

$$M_u = \phi(M_1 + M_2) = \phi M'_u = \phi [(\bar{A}_s - A'_s) \cdot f_y (d - a/2) + A'_s f_y (d - d')]$$

Siendo: M_1 : momento remanente (armadura en tracción y compresión)

M_2 : momento con armadura solo en tracción

\bar{A}_s : Area de acero en tracción en la sección de doble armadura -
(dados por M_1 y M_2)

A'_s : Area de acero en compresión

$$\bar{A}_s = A_{s1} + A_{s2} \quad ; \quad A'_s = A_{s1}$$

En este caso, se debe comprobar que la armadura en compresión entre en fluencia en el momento de la falla.

Además, para este caso:

$$a = \frac{(\bar{A}_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c \cdot b} = \frac{(\bar{p} - p') d \cdot f_y}{0.85 f'_c}$$

Luego, verificando los momentos de flexión últimos (actuantes) de las tablas N° 39, 40 y 41 con los valores dados por las fórmulas a), b), c) y d) según el caso, ya es posible calcular las áreas de acero correspondientes.

- e) FORMULAS PARA EL CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO. (obtenida considerando el equilibrio de las fuerzas internas que actúan en una sección de la viga)

Método a Rotura:

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

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

Por conveniencia, se tabulará a continuación, los valores característicos dados por las fórmulas a), b), c) y e). Las vigas principales son de 30x60 y 40x20, y las secundarias 30x40. El recubrimiento de las vigas será de 4cm como mínimo.

Tabla N° 47.- Momentos máximos y mínimos permisibles para el diseño de vigas - Método a Rotura.

SECCION VIGA (cm ²)	f' _c (Kg/cm ²)	f _y (Kg/cm ²)	(Mu) _{máx} (p=0.5p _b) (T-m)	(Mu) _{mín} (p=0.003) (T-m)	(Mu) ⁺ _{máx} (p. flechas) (T-m)	a (Witney) (cm)
30x60	140	2800	25.289	6.849	19.098	0.784A _s
30x40	140	2800	10.451	2.831	7.893	0.784A _s
40x20	140	2800	2.753	0.745	2.079	0.588A _s

Los valores Mu de la tabla será utilizada al efectuar el diseño o cálculo del refuerzo; según ellos se verificará si dicho refuerzo es simple o es doble (tracción y compresión).

De las Tablas N° 39, 40 y 41, se elegirán los mayores momentos para el diseño, ya que en un nudo concurren dos vigas (los momentos en la viga chata son pequeños en comparación con los de las vigas peraltadas). Dicho diseño se efectuará como usualmente se realiza con las fórmulas mencionadas. A continuación se calculará la armadura doble de una viga, como un ejemplo de i-

Ilustración.

EJEMPLO DE CÁLCULO DE UNA VIGA CON ARMADURA DOBLE:

Sea la viga CD del 3er Nivel - Pórtico N° 2 :

$$M_{uC} = 25.846 \text{ T-m} \quad 30 \times 60 \quad (d = 56)$$

$$M_{uD} = 35.322 \text{ T-m} \quad 30 \times 60 \quad (d = 56)$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2, \quad f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Si estos momentos se comparan con los permisibles (Tabla N° 47), vemos que por cuantía mínima son satisfactorios, por cuantía máxima son excesivos y requieren armadura doble: en tracción y en compresión.

- Extremo C : $M_u = 28.846 \text{ T-m}$. $M_{u\max} = M_2 = 25.289 \text{ T-m}$

considerando la cuantía máxima para la zona en tracción, correspondiente a $M_2 = 25.289 \text{ T-m}$.

$$p_{\max} = p_2 = 0.25 \frac{f'_c}{f_y} = 0.25 \times \frac{140}{2800} = 0.0125$$

el área de acero es:

$$A_{s2} = p_2 \cdot b \cdot d = 0.0125 \times 30 \times 56 = 21 \text{ cm}^2$$

El momento remanente M_1 es:

$$M_1 = M_u - M_2 = 28.846 - 25.289 = 3.557 \text{ T-m}$$

el acero en compresión es:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\phi f_y (d-d')} = \frac{3.557 \times 10^5}{0.9 \times 2800 (56-4)} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Luego, la doble armadura es:

$$\bar{A}_S = A_{S1} + A_{S2} = 23.71 \text{ cm}^2 \quad (\text{Tracción})$$

$$A'_S = 2.71 \text{ cm}^2 \quad (\text{compresión})$$

La armadura en compresión debe entrar en fluencia al momento de la falla y para ello el Reglamento de Concreto Armado señala:

$$(\bar{p} - p') \geq 0.85 K_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u - \epsilon_y} \cdot \frac{d'}{d}$$

donde $K_1 = 0.85$, $\epsilon_u = 0.003$ (concreto)

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_y} = \frac{2800}{2.1 \times 10^6} = 0.0013$$

$$\bar{p} - p' = p_2 = 0.0125$$

$$\text{luego: } 0.85 \times 0.85 \times \frac{140}{2800} \times \frac{0.003}{0.003 - 0.0013} \times \frac{4}{56} = 0.0046$$

$\bar{p} - p' = 0.0125 > 0.0046$, la armadura en compresión sí entra en fluencia.

- Extremo D: $M_u = 35,322 \text{ T-m}$ $M_{u\max} = M_2 = 25,289 \text{ T-m}$

$$A_{S2} = 0.0125 \times 30 \times 56 = 21 \text{ cm}^2$$

$$M_1 = 35.322 - 25.289 = 10.033 \text{ T-m}$$

$$A_{S1} = \frac{10.033 \times 10^5}{0.9 \times 2800 (56-4)} = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$\bar{A}_S = 7.66 + 21 = 28.66 \text{ cm}^2 \quad (\text{tracción})$$

$$A'_S = 7.66 \text{ cm}^2 \quad (\text{compresión})$$

$$\bar{p} - p' = 0.0125 > 0.0046 \quad \text{OK!}$$

- En forma similar se procede en los casos de vigas con momentos mayores a los permisibles; en todos los casos la armadura en compresión entra en fluencia.

- En cuanto a momentos mínimos, solo se presentan dos casos (en la azotea).
Todas las vigas no requieren control de deflexiones; en el caso de las vigas en voladizo, éstas son satisfactorias ya que no sobrepasan la deflexión máxima de $L/360$.
- Por otra parte, en diseño sísmico es recomendable que la mínima armadura que cruce el tramo central de las vigas, en la parte en compresión, por ejemplo para una viga AB, sea por lo menos: 25% del requerido en los extremos A y B ó 14 bd/fy el que sea mayor (mínimo dos barras). La finalidad de esta armadura mínima en compresión es preveer la inversión de esfuerzos en caso de sismos ó disminuir las deflexiones excesivas; para evitar el pandeo de esta armadura se usan los estribos mas allá de los necesario. Además el acero compresión en los apoyos debe ser por lo menos 50% del de tracción de ese apoyo.

Tabla No. 48 : Verificación de la armadura de refuerzo longitudinal de vigas Pórtico No. 1

V I G A		A - B (30x60)		B - C (40x20)		C - D (30x60)		VOLADO	
SECCION		A	AB	B	BC	C	CD	D	30x60-30x30
Niv.	ARMADURA EXISTENTE SEGUN PLANOS DEL CINPIP (cm ²)								
To-dos	A _S	9.68	11.68	12.52	6.00	12.52	11.68	12.52	12.52
	A' _S	6.00	4.00	6.00	6.84	6.00	4.00	6.00	6.00
Niv.	ARMADURA DE CALCULO SEGUN ANALISIS REALIZADO (cm ²)								
6	M _U	7.581	7.015	9.391	0.918	7.917	5.786	11.795	5.288
	A _S	5.82	5.36	7.29	2.38	6.09	4.39	9.30	4.00
	A' _S	3.00	8.40	3.65	3.20	3.05	8.40	4.65	2.00
5	M _U	15.117	9.158	17.474	1.436	15.574	8.219	21.132	7.615
	A _S	12.19	7.20	14.20	4.14	12.60	6.33	17.84	5.85
	A' _S	6.10	8.40	7.10	3.55	6.30	8.40	8.92	2.93
4	M _U	20.347	11.444	23.787	1.495	21.311	11.362	25.819	7.615
	A _S	17.12	9.10	20.20	4.16	18.12	8.90	21.41	5.85
	A' _S	8.56	8.40	10.10	5.05	9.06	8.40	10.71	2.93
3	M _U	23.502	13.003	26.976	1.533	24.392	13.104	27.845	7.610
	A _S	20.24	10.33	22.29	4.11	20.70	10.42	22.95	5.84
	A' _S	10.12	8.40	11.15	5.57	10.40	8.40	11.47	2.92
2	M _U	20.937	11.219	23.903	1.546	21.446	11.205	25.501	7.610
	A _S	17.64	8.81	20.66	4.15	18.15	8.79	21.16	5.84
	A' _S	8.82	8.40	10.33	5.17	9.07	8.40	10.58	2.92
1	M _U	17.739	9.057	20.151	1.548	17.900	8.875	20.426	7.610
	A _S	14.58	7.01	16.87	4.16	14.73	6.86	17.14	5.84
	A' _S	7.29	8.40	8.43	4.22	7.37	8.40	8.57	2.92

Tabla No. 49 : Verificación de la armadura de refuerzo longitudinal de vigas
Pórtico No. 2.

V I G A		A - B 30x60			B - C 40x20		C - D 30x60		VOLADO 30x60- 30x30
SECCION		A	AB	B	BC	C	CD	D	
NIVEL	ARMADURA EXISTENTE SEGUN PLANOS DEL CINPIP (cm ²)								
Todos	A _S	11.36	14.20	17.04	8.52	17.04	14.20	17.04	17.04
	A _S [!]	8.52	5.68	8.52	11.36	8.52	5.68	8.52	8.52
Niv.	ARMADURA DE CALCULO SEGUN ANALISIS REALIZADO (cm ²)								
6	M _U	10.757	11.255	16.488	1.817	12.916	9.666	17.745	9.600
	A _S	8.42	8.84	13.39	4.96	10.29	7.51	14.58	7.46
	A _S [!]	4.21	8.40	6.69	3.35	5.14	8.40	7.29	3.73
5	M _U	20.841	14.494	27.860	2.867	23.011	13.196	28.858	14.254
	A _S	17.53	11.63	22.96	8.38	19.74	10.50	23.72	11.42
	A _S [!]	8.76	8.40	11.48	5.74	9.87	8.40	11.86	5.71
4	M _U	25.078	14.886	32.347	2.857	26.842	14.375	33.510	14.254
	A _S	20.98	11.98	26.39	8.34	22.19	11.53	27.28	11.42
	A _S [!]	10.49	8.40	13.19	6.60	11.09	8.40	13.64	5.71
3	M _U	27.912	15.618	34.062	2.852	28.846	15.013	35.322	13.532
	A _S	23.00	12.64	27.70	8.33	23.71	12.09	28.66	10.79
	A _S [!]	11.50	8.40	13.85	6.93	11.85	8.40	14.33	5.39
2	M _U	25.526	14.278	31.081	2.901	26.113	13.822	33.010	13.532
	A _S	21.18	11.44	25.42	8.49	21.63	11.04	26.89	10.79
	A _S [!]	10.59	8.40	12.71	6.36	10.82	8.40	13.44	5.39
1	M _U	22.737	13.509	27.211	2.906	23.029	12.958	27.790	13.532
	A _S	19.45	10.77	22.47	8.51	19.75	10.29	22.91	10.79
	A _S [!]	9.73	8.40	11.23	5.62	9.87	8.40	11.45	5.39

Nota : En la Tabla anterior algunos de los valores de los momentos flectores (M_U) superan al momento máximo admisible, por lo que ha sido necesario calcular la sección de viga con doble armadura; estas armaduras de compresión resultan siempre inferiores que las mínimas requeridas.

Tabla No. 50 : Verificación de la armadura de refuerzo longitudinal de vigas - Pórtico Secundario "D".

V I G A		1 y 2 (30x40)		2 y 3 (30x40)		
SECCION		1	1-2	2	2-3	3
Niv.	ARMADURA EXISTENTE (SEGUN PLANOS DEL CINPIP) cm ²					
Todos	A _S	8.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	A' _S	6.00	4.00	6.00	4.00	6.00
Niv.	ARMADURA DE CALCULO (SEGUN ANALISIS) cm ²					
6	M _U	4.908	2.685	5.400	2.27	5.166
	A _S	5.96	3.24	6.61	3.24	6.30
	A' _S	2.98	5.40	3.31	5.40	3.15
5	M _U	9.228	5.003	8.231	3.699	8.191
	A _S	12.11	6.09	10.59	4.41	10.53
	A' _S	6.06	5.40	5.29	5.40	5.27
4	M _U	11.208	6.693	10.951	5.973	10.890
	A _S	14.44	8.38	14.12	7.38	14.05
	A' _S	7.22	5.40	7.06	5.40	7.03
3	M _U	10.504	5.967	11.136	6.112	11.030
	A _S	13.57	7.37	14.35	7.57	14.22
	A' _S	6.79	5.40	7.18	5.40	7.11
2	M _U	8.022	4.276	8.994	4.188	8.883
	A _S	10.28	5.14	11.74	5.03	11.57
	A' _S	5.14	5.40	5.87	5.40	5.29
1	M _U	4.783	3.465	7.054	2.895	6.860
	A _S	5.79	4.12	8.88	3.41	8.61
	A' _S	2.89	5.40	4.44	5.40	4.32

2.- DISEÑO POR CORTE

El refuerzo de alma (estribos) de vigas se calcula bajo las siguientes con sideraciones dadas por el Reglamento del ACI :

- a) Fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto sin armadura de al ma :

$$V_{uc} = (0.5 \phi f'_c) b.d$$

- b) La fuerza cortante última, cuando se calcule estribos no deberá exceder a :

$$V_{um\acute{a}x.} = (2.65 \phi f'_c) b.d$$

- c) Limitación de la separación máxima de estribos.- La mayor separación no deberá exceder a ninguno de los siguientes valores :

- Criterio de área mínima

$$S_{m\acute{a}x.} = \frac{A_{vm\acute{i}n.}}{0.0015 b}$$

- Criterio de grietas

$$\text{Si } V_{ud} > (1.6 \phi f'_c) b.d = V'_u \quad \text{-----} \quad S_{m\acute{a}x.} = \frac{d}{2}$$

$$\text{Si } V_{ud} \leq (1.6 \phi f'_c) b.d = V'_u \quad \text{-----} \quad S_{m\acute{a}x.} = \frac{d}{4}$$

- d) Por criterio estructural, las separaciones de estribos se calcularán con las siguientes fórmulas :

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{ud} - V_{uc}}$$

que no deberá ser mayor que ninguno de los valores dados por c). Pue de variar desde un mínimo de 5 cm. hasta el menor valor que limita la separación máxima.

A_v : Área del estribo de acuerdo al número de veces que cruce el eje neutro de la sección (generalmente 2 veces).

V_{ud} : Fuerza cortante actuante (Tablas Nos. 39, 40 y 41) a una distancia igual al peralte (d) de la viga, a partir de la cara de la columna. $\phi = 0.85$

b,d : Ancho y peralte de la viga respectivamente.

$f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

En la siguiente tabla se muestran los valores de las cortantes dadas por a), b) y c) para la calidad de los materiales utilizados y las dimensiones de las vigas, que servirán para el diseño de los estribos. Este diseño se realizará siguiendo el procedimiento usual.

Tabla No. 51 : Fuerzas cortantes admisibles para diseño de estribos de vigas - Método a rotura.

Sección b x h	d (cm.)	f'_c (Kg/cm ²)	V_{uc} (Ton)	$V_{um\acute{a}x.}$ (Ton)	V'_U (Ton.)
30 x 60	56	140	8.448	44.775	27.034
40 x 20	16	140	3.218	17.057	10.299
30 x 40	36	140	5.431	28.784	17.379

V_{uc} , $V_{um\acute{a}x.}$ y V'_U : Dados por las fórmulas a), b) y c) respectivamente.

En diseño sísmico, se recomienda que el refuerzo de alma (estribos) sea $\emptyset 3/8"$.

Tabla No. 52 : Verificación de la armadura transversal (estribos) de vigas - Pórtico No. 1.

V I G A		A - B 30x60	B - C 40x20	C - D 30x60	VOLADO 30x60 - 30x30
Nív.	ESTRIBOS EXISTENTES (SEGUN PLANOS DEL CINPIP)				
Todos	$\emptyset 3/8"$	1 a 7 ⁵ , 6 a 15 4 a 20, 2 a 25 R a 30	1 a 10, R a 20	1 a 7 ⁵ , 6 a 15 4 a 20, 2 a 25 R a 30	1 a 10, R a 20
Nív.	ESTRIBOS CALCULADOS (SEGUN ANALISIS)				
6	$\frac{V_{ud}}{V_{ud}-V_{uc}}$ $\emptyset 3/8"$	7.453 1 a 12 ⁵ , R a 25	3.318 0.099 1 a 10, R a 20	7.916 1 a 12 ⁵ , R a 25	4.338 1 a 10, R a 20
5	$\frac{V_{ud}}{V_{ud}-V_{uc}}$ $\emptyset 3/8"$	11.516 3.369 1 a 12 ⁵ , R a 25	4.800 1.581 1 a 05, R a 10	12.178 4.031 1 a 12 ⁵ , R a 25	6.248 0.364 1 a 10, R a 20
4	$\frac{V_{ud}}{V_{ud}-V_{uc}}$ $\emptyset 3/8"$	13.514 5.367 1 a 12 ⁵ , R a 25	4.773 1.554 1 a 05, R a 10	13.932 5.785 1 a 12 ⁵ , R a 25	6.248 0.364 1 a 10, R a 20

Tabla No. 52

Cont. -----

3	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	14.513 6.366 1 a 12 ⁵ , R a 25	5.121 1.902 1 a 05, R a 10	14.710 6.563 1 a 12 ⁵ , R a 25	6.048 0.164 1 a 10, R a 20
2	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	13.491 5.344 1 a 12 ⁵ , R a 25	4.782 1.563 1 a 05, R a 10	13.832 5.685 1 a 12 ⁵ , R a 25	6.048 0.164 1 a 10, R a 20
1	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	12.145 3.998 1 a 12 ⁵ , R a 25	4.444 1.225 1 a 05, R a 10	12.167 4.020 1 a 12 ⁵ , R a 25	6.048 0.164 1 a 10, R a 20

Nota : Los estribos señalados en la tabla corresponden a cada extremo de cada viga.
 V_{ud} y V_{uc} están dados en toneladas.

Tabla No. 53 : Verificación de la armadura transversal (estribos) de vigas -
 Pórtico No. 2.

V I G A	A - B 30x60	B - C 40x20	C - D 30x60	VOLADO 30x60 - 30x30	
Ntv.	ESTRIBOS EXISTENTES (SEGUN PLANOS DEL CINPIP)				
Todos	$\emptyset 3/8"$ 1 a 05, 6 a 10 4 a 15, 2 a 20 2 a 25, R a 30	1 a 10, R a 20	1 a 05, 6 a 10 4 a 15, 2 a 20 2 a 25, R a 30	1 a 7 ⁵ , R a 15	
Ntv.	ESTRIBOS CALCULADOS (SEGUN ANALISIS)				
6	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	13.061 4.914 1 a 12 ⁵ , R a 25	5.820 2.601 1 a 05, R a 10	12.767 4.620 1 a 12 ⁵ , R a 25	7.877 1.993 1 a 10, R a 20
5	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	18.971 10.824 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	8.931 5.712 1 a 05, R a 10	18.711 10.564 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	11.695 5.811 1 a 10, R a 20
4	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	20.853 12.706 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	8.721 5.502 1 a 05, R a 10	21.014 12.867 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	11.695 5.811 1 a 10, R a 20
3	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	21.472 13.325 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	8.724 5.505 1 a 05, R a 10	21.635 13.488 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	11.320 5.436 1 a 10, R a 20
2	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	20.368 12.221 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	8.360 5.141 1 a 05, R a 10	20.750 12.603 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	11.320 5.436 1 a 10, R a 20
1	V_{ud} $V_{ud}-V_{uc}$ $\emptyset 3/8"$	18.086 9.939 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	8.316 5.097 1 a 05, R a 10	18.161 10.014 1 a 7 ⁵ , 5 a 15 2 a 20, R a 25	11.320 5.436 1 a 10, R a 20

Tabla No. 54 : Verificación de la armadura transversal (estribos) de vigas -
Pórtico Secundario D

VIGAS ENTRE LOS EJES	1 y 2 (30 x 40)	2 y 3, y demás int. (30 x 40)
Nivel	ESTRIBOS EXISTENTES (SEGUN PLANOS DEL CINPIP)	
Todos	Ø 1/4"	1 a 05, 4 a 10 2 a 15, R a 20
Nivel	ESTRIBOS CALCULADOS (SEGUN ANALISIS)	
Todos	Ø 1/4"	1 a 7 ⁵ , R a 15

En la mayoría de los casos V_{ud} es menor que V_{uc} .

C.- VERIFICACION DE COLUMNAS POR FLEXION Y COMPRESION

1) El Reglamento Peruano de Concreto Armado especifica, para las columnas que constituyen los apoyos principales de un piso o techo (por medio de vigas), lo siguiente (columnas rectangulares).

a. Tamaño mínimo : espesor mínimo 20 cm.

área mínimo 600 cm².

b. Refuerzo longitudinal: la cuantía no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.08

c. Número de barras: debe usarse mínimo 4 barras

d. Diámetro mínimo del refuerzo: Ø1/2"

2) Por recomendaciones sísmicas, el lado menor de las columnas debe ser 30 cm. como mínimo, la cuantía máxima no debe exceder a 0.06 y el diámetro del refuerzo longitudinal debe ser Ø5/8" como mínimo. Además debe hacerse confinamiento de las columnas, colocando estribos con separaciones mínimas en la cabeza y pie de las mismas; el diámetro mínimo de estos estribos debe ser - Ø3/8" y no Ø1/4" como señala el Reglamento:

3) Las columnas deben ser diseñadas para resistir las fuerzas axiales producidas por cargas en todos los pisos mas el momento flector máximo. En el presente caso las columnas se diseñarán en flexo-compresión bi-axial, ya que a demas de la carga axial (debido a cargas verticales), existen momentos flectores an las dos direcciones de análisis (debido a cargas verticales y efectos sísmicos). Las tablas N° 42 y 43 muestran las cargas últimas en columnas, con las que se verificarán las armaduras de refuerzo existentes en los planos del CINPIP.

4) Por el Método a Rotura, la carga última de diseño de columnas en compresión axial será:

$$P_u = \phi (0.85 A_c \cdot f'_c + A_s f_y) \quad (\text{ACI-71})$$

y la separación máxima de los estribos, cuya finalidad es arriostrar la armadura longitudinal (se evita el pandeo), servir de enlace entre la armadura longitudinal y el concreto, y sobre todo tomar la fuerza cortante debido a los efectos de sismo ó viento (sobre todo en el pie y cabeza de la columna), se especifica de la siguiente manera: no debe exceder a ninguno de los siguientes valores: 16 veces el diámetro de la armadura longitudinal ($16D_L$), 48 veces el diámetro del estribo seleccionado ($48D_e$) ó el menor lado de la columna (t). Mientras que en la cabeza y pie de la columna debe confinarse de la siguiente manera (Según NEWMARK) :

a) Confinamiento del pie de la columna: la longitud a confinar debe ser por lo menos 45 cm, ó el lado mayor de la columna ó la sexta parte de la altura libre de la columna, la que sea mayor.

b) Confinamiento de la cabeza de la columna: en forma similar.

La separación máxima de estribo en la zona de confinamiento será de 10 cm . Fuera de dicha zona la separación máxima de los estribos será según se especificó al comienzo.

5) La flexo-compresión ocurre en columnas de edificios aporricados; será bi-axial en las columnas de esquina sobre todo.

La falla de las columnas puede ser por compresión o por tracción según las condiciones de carga axial y excentricidades (debido a los momentos de flexión). La falla balanceada ocurre, cuando tanto el refuerzo como el concreto llegan a sus esfuerzos o deformaciones máximos (ϵ_y , ϵ_u).

6) En la Verificación que se efectuará, se utilizará la Solución Gráfica: Diagramas de Interacción (lugar geométrico de las cargas axiales y los momentos flectores, que producen la falla de la columna). Se utilizará el Diagrama de Interacción de WINTER.

7) EFECTOS DE ESBELTEZ DE COLUMNAS.-

El Reglamento de concreto armado señala que debe investigarse la esbeltez de la columna, que depende de la longitud (h) y las dimensiones de la sección recta de dichas columnas. Depende también de la condición de arriostramiento de la estructura contra desplazamientos laterales.

a) Para elementos arriostrados, los efectos de esbeltez pueden ignorarse si

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

b) Para elementos no arriostrados, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si:

$$\frac{Kh}{r} < 22$$

Si es mayor de 100, deberá hacerse un análisis racional.

c) La longitud no arriostrada (h) de un elemento en compresión se tomará como la distancia libre entre las losas de los pisos, vigas u otros e-

lementos.

- d) El radio de giro (r) puede tomarse igual a 0.3 veces la dimensión total en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad (columnas rectangulares).
- e) Para elementos en compresión arriostrados contra desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva (K) se tomará como 1.00, a menos que un análisis muestre que puede usarse un valor menor. En elementos en compresión no arriostrados $K > 1.00$
- f) Los elementos en compresión se diseñarán usando la carga axial de diseño proveniente de un análisis convencional de la estructura y un momento amplificado:

$$P_u \quad ; \quad M_u = \delta \cdot M'_u, \quad M'_u = \text{momento del análisis}$$

donde:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c} \geq 1.00$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kh)^2} \quad ; \quad EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2.5(1 + R_m)}$$

para elementos en compresión arriostrados;

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4, \text{ y para otros casos } C_m = 1.00$$

8] Condición de Arriostrabilidad de la Estructura:

El Reglamento ACI-71, considera arriostrada a una estructura cuando la suma de las rigideces relativas de muros de corte, caja de ascensores y de escalera es mayor o igual que 3 veces la suma de las rigideces relativas de las columnas de cada piso:

$$\sum K_{placas} \geq 3 K_{columnas \text{ del piso}}$$

En el subcapítulo de Análisis Sísmico se determinó estas rigideces relativas (I/L), tanto para la caja de ascensor como para las columnas. Se llega a demostrar que la estructura en estudio es arriostrada ya que se cumple la condición señalada, en ambas direcciones de análisis. Por razones de espacio no se adjunta dicho estudio.

Por lo tanto, para estructuras arriostradas, el factor de altura efectiva (K) es igual a 1.00; luego la esbeltez de una columna es (siendo $r = 0.3t$):

$$\frac{Kh}{r} = \frac{1.00 \times h}{0.3t} = \frac{h}{0.3t}$$

Si $\frac{Kh}{r} < 22$, se ignora los efectos de esbeltez de las columnas (consideránolas como "Cortas").

- 9) Verificación de la esbeltez de columnas en las dos direcciones de análisis (y-y, x-x):

De acuerdo a las dimensiones de las columnas que figuran en las tablas N^o 1 y 2, se tiene:

$$h \begin{cases} h_x = 3.20 - 0.40 = 2.80 \text{ m.} \\ h_y = 3.20 - 0.60 = 2.60 \text{ m.} \end{cases}$$

$$t \begin{cases} \text{dimensión de la sección recta de la columna,} \\ \text{según la dirección de análisis} \end{cases}$$

Reemplazando los valores de h y t, según la dirección de análisis y sección de columna, se verifica que es despreciable la esbeltez de todas las columnas y por tanto se las debe diseñar como COLUMNA CORTA. Los momentos de flexión no se amplifican.

- 10) Verificación de la armadura de refuerzo longitudinal de las columnas.

Se utilizará, para tal efecto, los gráficos (Diagramas de Interacción) de WINTER y la fórmula de BRESLER recomendado por el Reglamento de Concreto

Armado, para columnas sometidas a FLEXO-COMPRESION BIAxIAL.

- a) La excentricidad de diseño no será menor que 0.10 para columnas con eslabos ($e_{mfn} = 0.1t$) con respecto a cualquier eje principal.
- b) Las máximas capacidades de carga para elementos sujetos a carga axial, se aplican solo a elementos cortos (Si hay esbeltez, dicha carga será reducida). Se ha comprobado ya que la esbeltez es despreciable y no se hace ninguna reducción.
- c) Los elementos sujetos a carga axial pequeñas de compresión pueden ser diseñados por el momento máximo, $P_u \cdot e$, despreciando la carga axial; pero la sección resultante tendrá una capacidad, P_b , mayor que la carga de compresión aplicada.
- d) Flexo-compresión en elementos cortos:
 - (1) Exceptuando el caso indicado en (b), el diseño se basará en cálculos que consideren la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones unitarias.
 - (2) Los elementos cortos en compresión en flexión bi-axial, como es el caso en estudio, podrán diseñarse usando las siguientes expresiones (Solución Analítica: Fórmula de BRESLER):

$$(\alpha_1) \quad \frac{1}{P_u^*} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_o} \quad \text{para } P_u \geq 0.1P_o$$

$$(\alpha_2) \quad \frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad \text{para } P_u < 0.1P_o$$

Siendo: P_u : carga última del análisis (Tablas 42 y 43)

P_u^* : carga de falla con excentricidad doble

P_{ux} : carga de falla con excentricidad simple (e_x)

P_{uy} : carga de falla con excentricidad simple (e_y)

P_o : carga de falla por compresión simple

M_x : momento flector alrededor del eje X

M_y : momento flector alrededor del eje Y

M_{ux} : momento resistente en la rotura cuando solo existe flexión alrededor del eje X

M_{uy} : idem, alrededor del eje Y

e) Procedimiento de Verificación a seguir en el presente estudio

(1) Se utilizará los gráficos de Interacción de WINTER (flexión biaxial) para obtener los valores P_{ux} y P_{uy} ; siempre que $P_u \geq 0.1P_o$

(2) Luego, se utilizará la fórmula de BRESLER para obtener P_u^*

(3) Se comparará P_u^* con P_u . La solución óptima es cuando $P_u^* \geq P_u$

(4) Para esta verificación se utilizará el área del acero existente en los planos del CINPIP, las dimensiones de la sección recta de la columna; con estos datos se entra al gráfico de Winter.

(5) Definición de cada uno de los valores de la fórmula de Bresler,-

Gráficos de Winter (toma en cuenta las cargas de diseño y no los teóricos):

- Eje vertical ----- $K = \frac{P_u}{\phi f'_c \cdot bt}$ $P_u = \phi K f'_c \cdot bt$

- Eje horizontal - - $K: \frac{e}{t} = \frac{P_u}{\phi} \times \frac{e}{f'_c \cdot bt}$

- Cada curva tiene un valor p_{tm} :

$$p_{t \cdot m} = \frac{A_s}{bt} \times \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

- cada rayo que cruza las curvas tiene un valor e/t (excentricidad relativa):

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (\geq 0.1t)$$

- Sección recta de la columna : $b \cdot t$

Luego, conociendo A_s (armadura de la columna en la dirección de análisis) se obtiene $p_t m$; además se puede calcular la excentricidad e utilizando las Tablas N° 42 y 43, según la dirección de análisis; con estos dos datos se entra al gráfico de Winter para determinar el valor de K y con éste el valor de P_u .

Entonces:

$$P_{ux} = \phi K_x \cdot f'_c \cdot b \cdot t$$

$$P_{uy} = \phi K_y \cdot f'_c \cdot b \cdot t$$

$\phi = 0.7$ para columnas estribadas.

$$\text{Además: } P_o = \phi \left[0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y \right]$$

f) Ejemplos de Verificación:

(1) Sea la columna A-1, 6° Entrepiso, Pórtico N° 1. De la tabla N° 42 se obtienen:

$$P_u = 14.312 \text{ Ton}, M_{ux} = 9.038 \text{ T-m (mayor de los dos)}$$

$$M_{uy} = 5.788 \text{ T-m (mayor de los dos)}$$

dimensión : 40 x 40

Los planos que sirvieron para la construcción del local "CINPIP, muestran la siguiente armadura correspondiente a la columna en men-

sión: 6 $\emptyset 5/8"$, $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Aunque dichos planos muestran un cuadro de columnas hasta el 4° entrepiso, se ha supuesto que en el 5° y 6° entrepiso se repiten la misma armadura del 4°.

a) Verificación de la armadura existente ($A_s = 12 \text{ cm}^2$):

$$P_o = 0.7 \left[0.85 \times 140 (40 \times 40 - 12) + 12 \times 2800 \right] = 155.800 \text{ Ton.}$$

$$P_u = 14.312 < 0.1P_o = 15.58 \text{ Ton.}$$

No se puede aplicar la fórmula de Bresler (α_1).

b) Aplicando la expresión de momentos (α_2):

$$\text{actuantes } \begin{cases} M_x = 9.038 \text{ T-m} & (\text{alrededor del eje X}) \\ M_y = 5.788 \text{ T-m} & (\text{alrededor del eje Y}) \end{cases}$$

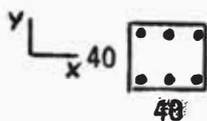
Los Momentos resistentes M_{ux} , M_{uy} son:

falla por tracción

$$M_{ux} = \phi A_{sx} \cdot f_y \left(d_x - \frac{a_x}{2} \right), \quad a_x = \frac{A_{sx} \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b_x}$$

$$M_{uy} = \phi A_{sy} \cdot f_y \left(d - \frac{a_y}{2} \right), \quad a_y = \frac{A_{sy} \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b_y}$$

reemplazando:



$$A_{sx} = \frac{1}{2} (A_s) = \frac{1}{2} (12) = 6 \text{ cm}^2 \text{ (armadura en dos caras)}$$

$$A_{sy} = 4 \text{ cm}^2$$

$$d_x = d_y = 36 \text{ cm.}, \quad b_x = b_y = 40 \text{ cm. (caso particular)}$$

$$a_x = 3.53 \text{ cm}, \quad a_y = 2.35 \text{ cm.}$$

reemplazando:

$$M_{ux} = 5.176 \text{ T-m}, \quad M_{uy} = 3.510 \text{ T-m}$$

Luego:

$$\frac{9.038}{5.176} + \frac{5.788}{3.510} = 3.4 > 1$$

Tampoco es aplicable esta expresión.

c) De acuerdo con la parte 10.c, como la carga axial es pequeña y se puede ignorar, la columna en estudio puede ser diseñada por flexión solamente:

- Para $M_{ux} = 9.038 \text{ T-m}$ (40x40)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)} = \frac{9.038 \times 10^5}{0.9 \times 2800 (36-a/2)} = \frac{358.651}{(36-a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{2800 A_s}{0.85 \times 140 \times 40} = 0.588 A_s$$

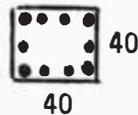
por tanteo se obtiene $A_{sx} = 9.30 \text{ cm}^2$

2 $\phi 3/4$ + 2 $\phi 5/8$ por cara

- Análogamente para $M_{uy} = 5.788 \text{ T-m}$ se obtiene: $A_{sy} = 6.76 \text{ cm}^2$

2 $\phi 3/4$ + 1 $\phi 5/8$ por cara.

Luego, la columna en estudio debería tener la siguiente armadura longitudinal:



$$4 \phi 3/4" + 6 \phi 5/8" (A_s = 23.36 \text{ cm}^2)$$

y la capacidad de carga es $P_b = 0.5 \phi f_c' b d = 70.56 \text{ T} >$

$$P_u = 14.312, p = 0.015$$

d) Verificación por cuantía mínima: de acuerdo al Reglamento la cuantía mínima debe ser 0.01 y el área correspondiente es:

$$A_{s_{mín}} = p_{mín} \cdot b t = 0.01 \times 40 \times 40 = 16.00 \text{ cm}^2$$

Luego, la armadura calculada por flexión es correcta y además la cuantía $p = 0.015$ es inferior a la máxima (0.06, sismo).

En resumen, la columna A-1 del 6° entrepiso del Pórtico N° 1, debe estar reforzada por

$$4 \phi 3/4" + 6 \phi 5/8"$$

y la armadura existente en los planos es deficiente, incluso por cuantía mínima. Se ha verificado que no existe otro caso similar al analizado en el ejemplo (1); todas las demás columnas se pueden verificar por la fórmula de Bresler.

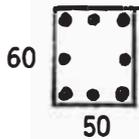
(2) Como segundo ejemplo, sea la columna D-1 del 1er. entreciso y Pórtico No. 1 .-

La Tabla No. 42 muestra los siguientes datos :

$$P_u = 196.65 \text{ Ton.} \quad M_{ux} = 21.228 \text{ T-m} \quad (\text{el mayor})$$

$$M_{uy} = 16.424 \text{ T-m} \quad (\text{el mayor})$$

$$\text{Secc. } 50 \times 60, \quad f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_y = 2800 \text{ ''}$$

$$\text{Refuerzo : } 4 \text{ } \emptyset \text{ 7/8} + 4 \text{ } \emptyset \text{ 3/4} \quad (A_s = 26.84 \text{ cm}^2)$$

Los 4 últimos datos se obtienen de los planos del CINPIP.

(a) Verificación con la armadura existente :

$$P_o = 0.7 \left[0.85 \times 175 (50 \times 60 - 26.84) + 26.84 \times 2800 \right] = 362.187 \text{ T.}$$

$$P_u = 196.65 \text{ Ton} > 0.1 P_o$$

Luego, se puede verificar con la fórmula (α_1)

$$\text{- Cálculo de } P_{ux} : \quad A_{sx} = 13.42 \text{ cm}^2, \quad t = 60 \text{ cm.}$$

$$p_t \text{ m} = \frac{13.42}{50 \times 60} \times \frac{2800}{0.85 \times 175} = 0.084$$

excentricidad relativa (e/t)

$$\frac{e}{t} = \frac{M_{ux}}{P_u} \times \frac{1}{t} = \frac{21.228}{196.65 \times 0.6} = 0.18$$

$$\frac{d}{t} = \frac{60-4}{60} = 0.94$$

entrando al gráfico de Winter se obtiene :

$$K_x = 0.55$$

$$\therefore P_{ux} = \phi K_x f'_c \cdot bt = 0.7 \times 0.55 \times 175 \times 50 \times 60 = 202.125 \text{ TOn.}$$

$$\text{- Cálculo de } P_{uy} : \quad A_{sy} = 13.42 \text{ cm}^2, \quad t = 50 \text{ cm.}$$

$$p_t \text{ m} = 0.084$$

$$\frac{e}{t} = \frac{16.424}{196.65 \times 0.5} = 0.167$$

$$\frac{d}{t} = \frac{50 - 4}{50} = 0.92$$

del gráfico : $K_y = 0.60$

$$\therefore P_{uy} = \phi K_y f_c^i . b t = 0.7 \times 0.60 \times 175 \times 50 \times 60 = 220.500 \text{ Ton.}$$

- Aplicación de la Fórmula de Bresler :

$$\frac{1}{P_u^*} = \frac{1}{202.125} + \frac{1}{220.500} - \frac{1}{362.187} = 6.722 \times 10^{-3}$$

$$\therefore P_u^* = 148.775 \text{ Ton.}$$

$$P_u^* < P_u = 196.65 \text{ Ton.}$$

Se concluye que la columna D-1 del primer entrecimso - Pórtico No. 1 - es deficiente en armadura (requiere mayor armadura).

A continuación, en las Tablas No. 55 y 56, se muestra los resultados finales del cálculo de la carga admisible (P_u^*) por flexo-compresión biaxial, para poder comparar con la carga actuante última (obtenida por análisis) con que se debió diseñar cada columna. En cada caso se utiliza, para tal efecto, la armadura existente en los planos del CINPIP.

Tabla No. 55 : Verificación de la carga actuante en columnas según análisis [P_u] considerando la armadura existente en planos (A_{se}) - Pórtico No. 1.

ENTRE PISO	COLUMNA	b. t	P_u (Ton)	M_{ux} (T-m)	M_{uy} (T-m)	A_{se} (Según Planos)	P_u^* BRESLER(T)
6	A-1	40x40	14.312	9.038	5.788	6Ø5/8	-
	B-1	40x40	19.571	9.529	5.788	4Ø5/8 + 4Ø3/4	13.749
	C-1	40x40	18.776	7.916	5.788	4Ø5/8 + 4Ø3/4	14.910
	D-1	40x50	22.208	8.402	5.788	6Ø5/8 + 2Ø3/4	21.589
5	A-1	40x40	36.129	10.291	8.570	6Ø5/8	17.992
	B-1	40x40	48.450	10.529	8.570	4Ø5/8 + 4Ø3/4	37.566
	C-1	40x40	46.984	9.582	8.570	4Ø5/8 + 4Ø3/4	37.707
	D-1	50x50	55.396	12.793	8.570	6Ø5/8 + 2Ø3/4	48.426
4	A-1	40x50	61.336	15.502	9.280	6Ø5/8	37.936
	B-1	50x50	81.404	18.473	9.280	4Ø5/8 + 4Ø3/4	72.150
	C-1	50x50	116.959	16.308	9.280	4Ø5/8 + 4Ø3/4	76.746
	D-1	50x50	146.413	11.765	9.280	6Ø5/8 + 2Ø3/4	101.626

Cont. -----

Tabla No. 55 :

Cont. -----

3	A-1	45x50	87.608	14.729	6.792	6Ø3/4	85.324
	B-1	50x50	115.392	15.957	6.792	8Ø3/4	114.416
	C-1	50x50	169.779	14.840	6.792	8Ø3/4	116.959
	D-1	50x60	128.750	17.756	6.792	8Ø3/4	146.413
2	A-1	45x60	112.509	13.998	6.471	4Ø3/4 + 4Ø5/8	129.032
	B-1	50x60	147.771	16.123	6.471	4Ø7/8 + 4Ø3/4	163.132
	C-1	50x60	144.070	13.446	6.471	4Ø7/8 + 4Ø3/4	169.779
	D-1	50x60	164.138	11.363	6.471	2Ø7/8 + 6Ø3/4	180.832
1	A-1	45x60	135.057	18.448	16.424	8Ø3/4	129.032
	B-1	50x60	177.579	22.070	16.424	8Ø 1	180.505
	C-1	50x60	173.142	19.653	16.424	8Ø 1	183.486
	D-1	50x60	196.650	21.228	16.424	4Ø7/8 + 4Ø3/4	148.775

Tabla No. 56 : Verificación de la carga actuante en columnas, según análisis (P_u), considerando la armadura existente (A_{se}) - Pórtico No.2.

Entre-piso	Columna.	bxt	P_u (Ton)	M_{ux} (Ton-m)	M_{uy} (Ton-m)	A_{se}	P_u^* BRESLER (T)
6	A-2	40x45	25.956	13.850	7.876	8Ø5/8	12.920
	B-2	50x50	35.910	17.450	7.876	8Ø7/8	34.329
	C-2	50x50	34.669	13.354	7.876	8Ø7/8	44.783
	D-2	50x50	39.841	11.294	7.876	4Ø7/8 + 4Ø3/4	57.571
5	A-2	40x45	64.028	14.200	10.843	8Ø5/8	39.386
	B-2	50x50	89.040	18.037	10.843	8Ø7/8	89.847
	C-2	50x50	85.453	15.050	10.843	8Ø7/8	94.607
	D-2	50x50	97.731	13.265	10.843	4Ø7/8 + 4Ø3/4	106.045
4	A-2	40x50	106.028	18.487	13.052	8Ø5/8	64.935
	B-2	50x50	145.333	20.358	13.052	8Ø7/8	112.360
	C-2	50x50	139.945	16.601	13.052	8Ø7/8	118.343
	D-2	50x50	159.232	14.228	13.052	4Ø7/8 + 4Ø3/4	130.378
3	A-2	45x50	149.087	17.287	10.342	4Ø3/4 + 4Ø5/8	105.041
	B-2	50x50	202.182	18.788	10.342	6Ø 1 + 4Ø7/8	158.730
	C-2	50x50	195.167	16.436	10.342	6Ø 1 + 4Ø7/8	176.056
	D-2	50x60	222.072	18.860	10.342	8Ø7/8	179.211
2	A-2	45x60	189.836	17.933	7.281	8Ø3/4	150.059
	B-2	50x60	256.610	20.994	7.281	8Ø 1 + 2Ø7/8	204.082
	C-2	50x60	248.124	15.960	7.281	8Ø 1 + 2Ø7/8	213.675
	D-2	50x60	282.035	13.700	7.281	6Ø7/8 + 2Ø 1	196.078
1	A-2	45x60	224.450	18.820	13.712	8Ø7/8	188.185
	B-2	50x60	307.762	23.889	13.712	10Ø 1	250.000
	C-2	50x60	297.717	19.418	13.712	10Ø 1	259.740
	D-2	50x60	338.621	22.136	13.712	6Ø7/8 + 4Ø 1	241.546

Nota : Las armaduras existentes están colocadas en las cuatro caras. Se ha comprobado que si se considera la armadura en dos caras, que la carga admisible última es mayor que la actuante.

- 11) Verificación de la armadura transversal (estribos).- En la parte 4) de verificación de columnas, se ha señalado que éstas se las debe confinar en la cabeza y pie; y en el resto la separación de los estribos debe ser el permisible máximo.
- a) Confinamiento de cabeza y pie de columnas.- Se considera la mínima longitud a confinar y la cuantía mínima del estribo.

- La mínima longitud de columna a confinar en la cabeza (h_1) y pie (h_2) de la misma debe ser el mayor valor de los tres:

$$h_1, h_2 \geq \begin{cases} - 45 \text{ cm.} \\ - \text{el lado mayor de la sección recta,} \\ - \text{la sexta parte de la altura libre entre pisos} \end{cases}$$

- La cuantía mínima del refuerzo transversal, según el ACI-71 debe ser (en la zona de confinamiento):

$$p_s \geq \begin{cases} - 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \\ - 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \end{cases}$$

y la separación de los estribos es:
$$s = \frac{3a_{2r}}{p_s \cdot l_h}$$

- El primer tercio de la longitud a confirmar (h_1 , ó h_2) deberá tener - la cuantía p_s , el segundo tercio $\frac{2}{3}p_s$ y el tercer tercio $\frac{1}{3}p_s$, a partir del techo ó piso.

- b) Refuerzo transversal fuera de las zonas de confinamiento: Según el Reglamento de Concreto Armado, la separación máxima no deberá exceder a los siguientes:

$$s_{\max} \leq \begin{cases} - 16 \text{ veces el diámetro de la armadura longitudinal} \\ - 48 \text{ veces el diámetro del estribo escogido} \\ - \text{el menor lado de la sección recta de la columna} \end{cases}$$

Por otra parte, el ACI-71 recomienda que el mínimo diámetro del estribo debe ser $\emptyset 3/8''$ para razones sísmicos, y que las columnas estructurales-

deben ser confinadas

c) Confinamiento y separación máxima de estribos fuera de las zonas de confinamiento, de las columnas del CINPIP (Pabellón Izquierdo):

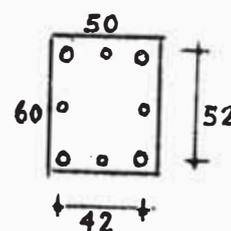
EJEMPLO: Sea la columna D-1 del 1er entreciso del Pórtico N° 1:

Sección recta: 50x60

armadura longitudinal: 4Ø7/8" + 4Ø3/4" ; altura libre de entrecisos: 3 m. (300 cm.)

(1) Confinamiento de cabeza y pie:

$$- h_1, h_2 \geq \begin{cases} 45 \text{ cm.} \\ 60 \text{ cm. manda !} \\ \frac{300}{6} = 50 \text{ cm.} \end{cases}$$



luego; $h_1, h_2 = 60 \text{ cm.}$

- cuantía mínima (p_s): $f'_c = 175, f_y = 2800$

$$p_s \geq \begin{cases} 0.45 \left(\frac{50 \times 60}{42 \times 52} - 1 \right) \frac{175}{2800} = 0.0105 \text{ manda !} \\ 0.12 \frac{175}{2800} = 0.0075 \end{cases}$$

luego: $p_s = 0.0105$

- separación de estribos (S) considerando Ø3/8" ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$)

primer tercio : $S_1 = \frac{3 \times 0.71}{0.0105 \times 52} = 4.0 \text{ cm.}$
(20 cm.)

Segundo tercio: $S_2 = \frac{3 \times 0.71}{\frac{2}{3} \times 0.0105 \times 52} = 6.0 \text{ cm.}$
(20 cm.)

tercer tercio : $S_3 = \frac{3 \times 0.71}{\frac{0.0105}{3} \times 52} = 12.0 \text{ cm.}$
(20 cm.)

luego, se podrá colocar:

□ $\emptyset 3/8''$: 5a 04, 4a 06, 2a 12 y resto según (2), en cabeza y pie de col.

pero el ACI-71 recomienda que la máxima separación de estribos, en la zona de confinamiento, debe ser 10 cm; según ello debería usarse:

□ $\emptyset 3/8''$: 5a 04, 4a 06, 2a 10 en cabeza y pie, resto según (2)

usual: □ $\emptyset 3/8''$: 4a 05, 3a 07⁵, 2a 10 en c/p, δ 6a 05, 3a 10, resto según (2).

(2) Separación máxima de estribos fuera de las zonas de confinamiento:

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 16 \emptyset 3/4'' = 30.5 \text{ cm.} & \text{manda !} \\ 48 \emptyset 3/8'' = 45.7 \text{ cm.} \\ 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

luego, fuera de la zona de confinamiento la separación máxima de estribos es 30 cm,

- En resumen, la Col. D-1 del 1er entrecimiso ($h = 3.00 \text{ m}$) y Pórtico - N° 1 debe estar reforzada transversalmente de la siguiente manera:

□ $\emptyset 3/8''$: 6a 05, 3a 10 en cabeza y pie (c/p), 1a 20 y Resto a 30

- Los planos indican el siguiente refuerzo:

$\emptyset 3/8''$ a 35

no hay confinamiento y la máxima separación debió ser 30 cm. (elijiendo $\emptyset 3/4$ y no $\emptyset 7/8$).

Otras columnas tienen la misma deficiencia y lo peor que se usa - $\emptyset 1/4''$ como estribo.

Además, en muchas columnas, los fierros longitudinales están separados en mas de 15 cm. eje a eje y no tienen estribos centrales se

gún manda el Reglamento.

A continuación, en las tablas Nos. 57 y 58, se muestran los estribos requeridos por cada columna, y los existentes en los planos. La armadura longitudinal y la sección recta de las columnas se muestran en las tablas Nos. 55 y 56.

Tabla No. 57 : Verificación de la Armadura Transversal de Columnas
Pórtico No. 1

ENTRE- PISO	COLUM- NA.	ESTRIBO NECESARIO, Ø 3/8		ESTRIBO EXISTENTE Según Planos
		Confinamiento, c/p	Resto	
6	A-1	6 a .05, 2 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
	B-1	6 a .05, 2 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
	C-1	6 a .05, 2 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
	D-1	6 a .05, 2 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
5	A-1	6 a .05, 2 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
	B-1	6 a .05, 2 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
	C-1	6 a .05, 2 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
	D-1	6 a .05, 2 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
4	A-1	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .30	Ø1/4 a .25
	B-1	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .30	Ø1/4 a .25
	C-1	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .30	Ø1/4 a .25
	D-1	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .30	Ø1/4 a .25
3	A-1	6 a .05, 3 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
	B-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø3/8 a .35
	C-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø3/8 a .35
	D-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø3/8 a .35
2	A-1	6 a .05, 3 a .10	R a .25	Ø1/4 a .25
	B-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø3/8 a .35
	C-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø3/8 a .35
	D-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø3/8 a .35
1	A-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø1/4 a .25
	B-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø3/8 a .35
	C-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø3/8 a .35
	D-1	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø3/8 a .35

Tabla N° 58.- Verificación de la Armadura Transversal de Columnas -
PORTICO N° 2.

Entre- piso	Columna	ESTRIBO NECESARIO Ø 3/8"		ESTRIBO ESXISTENTE (Según Planos)
		Confinamiento	Resto	
6	A-2	6 a .05, 2 a .10	a .25	Ø 1/4 a .25
	B-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	C-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	D-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .30	Ø 3/8 a .35
5	A-2	6 a .05, 2 a .10	a .25	Ø 1/4 a .25
	B-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	C-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	D-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .30	Ø 3/8 a .35
4	A-2	6 a .05, 2 a .10	a .25	Ø 1/4 a .25
	B-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	C-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	D-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .30	Ø 3/8 a .35
3	A-2	6 a .05, 2 a .10	a .25	Ø 1/4 a .25
	B-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	C-2	6 a .05, 2 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	D-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
2	A-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .30	Ø 1/4 a .25
	B-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/4 a .35
	C-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	D-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
1	A-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	B-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	C-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35
	D-2	6 a .05, 3 a .10	1 a .20, R a .35	Ø 3/8 a .35

D. VERIFICACION DE LA CIMENTACION

La subestructura o cimentación, es la parte de la estructura que generalmente se encuentra debajo de la superficie del suelo y la cual transmite la carga al suelo o a la roca sobre la cual descansa la cimentación.

Todos los suelos se comprimen bajo carga, causando el asentamiento de la estructura. Los dos requisitos esenciales en el diseño de la cimentación son que el asentamiento diferencial entre las diferentes partes de la estructura se elimine lo mas que se pueda. En lo que respecta a la posibilidad de daño de la estructura, la eliminación del asentamiento diferencial es lo que importa.

Para limitar los asentamientos se necesitan:

- (1) Transmitir la carga de la estructura a un estrato de suficiente resistencia;
- (2) Distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de dicho estrato con el fin de reducir la presión de contacto.

Si no se encuentra un suelo adecuado inmediatamente debajo de la estructura, se hace necesario usar cimentaciones profundas (pilotes) para transmitir la carga a estratos más profundos y más resistentes. Si se encuentra un suelo satisfactorio inmediatamente debajo de la estructura, solo se requiere repartir la carga, mediante zapatas u otros medios. Estas subestructuras se conocen como Cimentaciones de Repartición, y pueden ser: zapatas corridas, aisladas, combinadas, conectadas, continuas o tipo losa (platea de cimentación, usada cuando el suelo es débil y/o las cargas de las columnas son grandes).

1] Factores que influyen en el Diseño de Zapatas de Concreto.-

- Comúnmente la carga sobre los muros y las columnas se transmiten verticalmente a la zapata, la cual a su vez está soportada por la reacción del suelo sobre la cual descansa. Si la carga, o la resultante de las cargas, cae sobre el centro de gravedad del área resistente del suelo, se asume que la presión sobre el suelo está distribuido uniformemente, aun cuando se sabe que esto solo es aproximadamente cierto.
- Con el fin de evitar el giro de las zapatas, las presiones deben ser uniformes, lo que implica que las columnas deben ubicarse en los centros de las zapatas aisladas. Por la misma razón, para las zapatas combinadas la resultante de las cargas en las columnas debe actuar en el centro de gravedad del área de dichas zapatas. Solo en suelos muy incompresibles (rocas, gravas muy compactas) pueden hacerse excepciones a esta regla.

2) Tipos de Cimentación utilizada para el Edificio del Centro de Instrucción PIP (CINPIP).

- De acuerdo a los planos, que sirvieron para la construcción de dicho edificio, se ha utilizado: zapatas aisladas y combinadas, siendo las primeras rectangulares o algunas cuadradas; la zapata combinada se ha utilizado para cimentar una columna en el límite de propiedad y otra ubicada en el interior, con la finalidad de distribuir mejor las cargas.
- Aunque los planos en mención no indican la resistencia del suelo (carga de trabajo, σ_t) con que se diseñó los elementos subestructurales, se asumirá para la verificación una carga de trabajo del suelo de 4 Kg/cm^2 , teniendo en cuenta que el suelo de Lima (conglomerado) es apropiado para cimentaciones con zapatas, según se definió en el Capital de "Características del Suelo de Lima".

$$\sigma_t = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

(El coeficiente de Seguridad de σ_t puede tomar la carga sísmica).

3) Cargas de servicio y última transmitida por las columnas hacia las zapatas típicas por verificar.-

- Las Tablas Nº 42 y 43 muestran dichas cargas (cargas sobre columnas del primer entrepiso). Estas incluyen las cargas verticales (instantáneas) debido a sismo y que en la mayoría de los casos dicha influencia llega al 10%, por tal motivo, los valores indicados en dichas tablas serán disminuidas en 10% para considerar solamente las cargas verticales de gravedad (CM y CV). El haber considerado toda la carga para verificar las columnas, no afecta mayormente los resultados y al contrario disminuyen las excentricidades.
- La determinación de las excentricidades (M/P) se obtendrán con toda la carga, ya que los momentos de flexión debido al sismo son grandes en la base o pie de las columnas del primer entrepiso.

Tabla N° 59.- Carga última y de servicio actuante sobre las zapatas típicas (para verificación de área de zapatas y refuerzo).

PORTICO	COLUMNA DE 1er ENTREPISO	CARGA (Ton)		EXCENTRICIDAD MAXIMA (M/P) cm.	
		Ps DE SERV.	Pu ULTIMA	e _x	e _y
1	A-1	75.97	121.55	13.65	12.16
	B-1	99.89	159.82	12.42	9.20
	C-1	97.39	155.83	11.35	9.50
	D-1	110.62	176.98	10.79	8.40
2	A-1	127.94	204.71	8.27	6.03
	B-1	173.12	276.99	7.80	4.40
	C-1	167.47	267.95	6.52	4.61
	D-1	190.47	304.76	6.54	4.05

Las columnas D-1 y D-2 están cimentadas por medio de una zapata combinada, y las demás columnas por medio de zapatas aisladas.

4) Procedimiento de Verificación de la Cimentación.-

Siguiendo el método usual de cálculo, la verificación consistirá en:

- Cálculo del área de la zapata considerando la carga admisible ($\sigma_t = 4 \text{ Kg/cm}^2$) del suelo y la carga de servicio actuante.
- Cálculo del refuerzo de acero requerido por cada zapata, considerando la carga última (P_u) por el Método a Rotura. En esta parte también se verificará la altura o espesor de la zapata (H).
- Las excentricidades de las cargas actuantes mayores de 10 cm. serán consideradas en el diseño de las zapatas excéntricas; excentricidades menores no serán consideradas y la distribución de cargas será rectangular y uniforme.

A continuación, como ejemplo ilustrativo se diseñará una zapata aislada; el resultado de los demás cálculos se mostrarán en las siguientes tablas. Para dichos cálculos se utilizarán los valores numéricos dados en

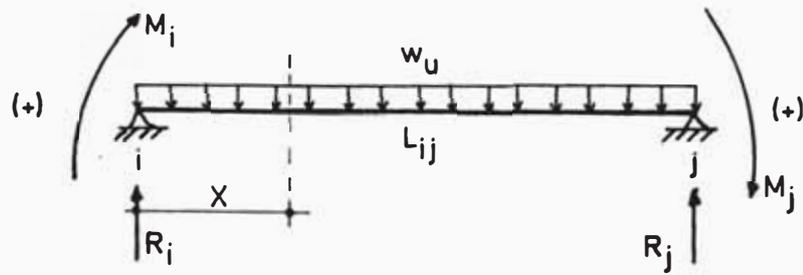


Fig.23 :Elemento ij bajo la acción de carga distribuida y momentos.

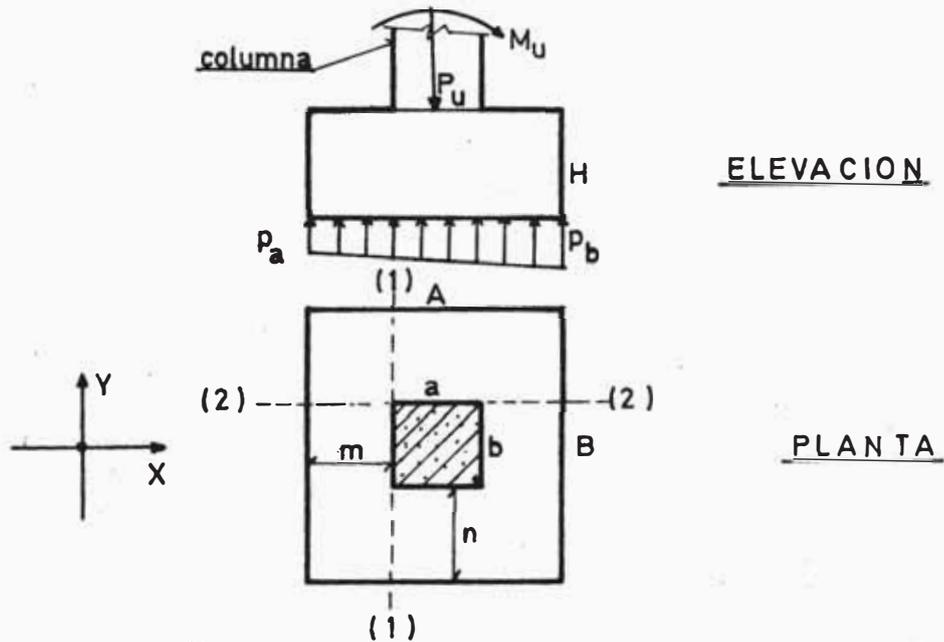


Fig.24 :Diseño de zapatas aisladas.

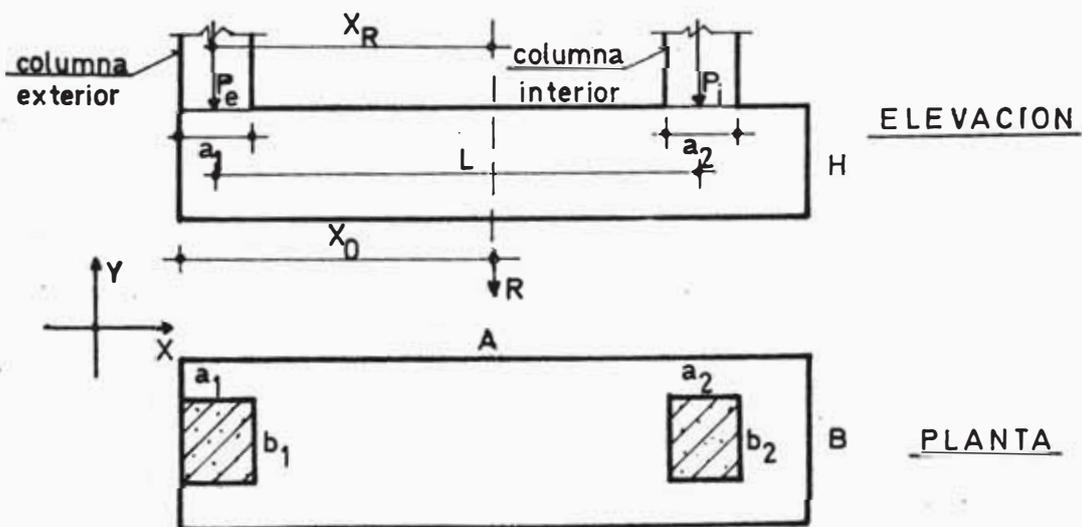


Fig.25: Diseño de zapatas combinadas-gráfico.

resolviendo: $m = 0.65 \text{ mt}$

$$A = 0.45 + 2 \times 0.65 = 1.75 \text{ mt.}$$

$$B = 0.60 + 2 \times 0.65 = 1.90 \text{ mt.}$$

luego, las dimensiones en planta existentes son deficientes.

b) Verificación de la altura (H) y del refuerzo - Método a Rotura.

En esta parte se considerará las dimensiones en planta existentes, ya que si se considerara las que se obtuvo en a) se tendrá un menor refuerzo; además se toma la carga P_u .

- reacción neta del suelo (W_n):

$$W_n = \frac{P_u}{A \times B} = \frac{204.71}{1.40 \times 1.60} = 91.39 \text{ T/m}^2$$

- momentos flectores críticos en las caras de la columna (Fig. 24)

$$M_{1-1} = W_n \times B \cdot \frac{m^2}{2}, \quad m = \frac{A-a}{2}$$

$$M_{2-2} = W_n \times A \cdot \frac{n^2}{2}, \quad n = \frac{B-b}{2}$$

reemplazando: $A = 1.4 \text{ m}, \quad B = 1.60 \text{ m.}$

$a = 0.45 \text{ m}, \quad b = 0.60 \text{ m.}$

$$W_n = 91.39 \text{ T/m.}$$

$$M_{1-1} = 16.50 \text{ T-m}$$

$$M_{2-2} = 16.00 \text{ T-m}$$

- Considerando una cuantía $p = 0.01$ (1%), el momento resistente para las calidades del concreto y acero es:

$$M_u = 22.23 \text{ b.d}^2$$

de donde el peralte útil por flexión, considerando el mayor momento

flector (M_{1-1}) es:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{22.23 b}} = \sqrt{\frac{16.5 \times 10^5}{22.23 \times 160}} = 21.6 \text{ cm.}$$

- Considerando el punzonamiento, el peralte necesario (d_o), se determina así:

$$\begin{aligned} \text{carga \u00faltima de punzonamiento } (\tau_o)_u &= \phi \sqrt{f'_c} = 0.85 \sqrt{140} \\ &= 10.06 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

$$\text{carga actuante \u00faltima } \bar{\tau}_o = \frac{V_o}{b_o \cdot d_o}$$

$$\begin{aligned} \text{donde : } V_o &= W_n [AxB - (a+d_o)(b+d_o)] \\ b_o &= 2(a+b+2d_o) \end{aligned}$$

reemplazando datos, igualando $(\tau_o)_u = \bar{\tau}_o$ y resolviendo se obtiene:

$$d_o = 36.8 \text{ cm.} > 21.6 \text{ cm.}$$

Luego, se toma el mayor valor de los dos

$$d_o = 36.8 \text{ cm.}$$

la altura de la zapata ser\u00eda, considerando recubrimiento de 9.0 cm. (incluyendo la mitad del di\u00e1metro del refuerzo),

$$H = d_o + 9 = 36.8 + 9 = 45.8 \text{ cm.}$$

$$\text{pr\u00e1ctico } H = 50 \text{ cm.}$$

Como la zapata en estudio tiene una altura 80 cm., se concluye que por altura o espesor dicha zapata es suficiente.

- Verificaci\u00f3n de la tracci\u00f3n diagonal.- se efectua a una distancia $d = 80 - 9 = 71 \text{ cm.}$ (tomando la altura existente) de la cara de la columna:

$$\text{corte \u00faltimo que admite el concreto } \tau_{uc} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c}$$

$$v_{uc} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{140} = 5.03 \text{ Kg/cm}^2$$

corte actuante último:

$$v_{1'-1'} = \frac{Wn(m-d)}{d} = \frac{9.139(47.5-71)}{71} < 0$$

$$v_{2'-2'} = \frac{Wn(n-d)}{d} = \frac{9.139(50-71)}{71} < 0$$

la sección crítica está fuera de la zapata, o mejor dicho no existe.

- Verificación de la transferencia de cargas de la columna a la zapata: la longitud de fierro de la columna introducido en la zapata debe ser por lo menos igual el largo de desarrollo de dichos fierros; o sea que

$$L_d \leq d = 71 \text{ cm.}$$

Para $8\phi 7/8''$ (armadura longitudinal de la Col. A-2):

esfuerzo de adherencia entre el concreto y la armadura (barras en compresión):

$$\bar{m}_u' = 3.4 \sqrt{f'_c} = 3.4 \sqrt{140} = 40.23 \text{ Kg/cm}^2$$

largo de desarrollo (para $\phi 7/8$):

$$L_d = \frac{a_s \cdot f_y}{\phi \sum \bar{m}'_u} = \frac{3.87 \times 2800}{0.85 \times 7 \times 40.23} = 45.3 \text{ cm.}$$

$$L_d = 45.3 \text{ cm.} < d = 71 \text{ cm.}$$

Luego, sí hay transferencia de cargas.

- Cálculo de las Armaduras principales de la zapata:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} ; a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

$$\text{Para } M_u = M_{1-1} = 16.50 \text{ T-m} \quad A_{S1} = 9.31 \text{ cm}^2 < 11.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } M_u = M_{2-2} = 16.00 \text{ T-m} \quad A_{S2} = 9.04 \text{ cm}^2 < 12.70 \text{ cm}^2$$

Luego, el refuerzo es satisfactorio en ambas direcciones (para las dimensiones de zapata existentes).

- Verificación de la adherencia por flexión de las armaduras de la zapata (las existentes):

a) 9Ø1/2"

Esfuerzo de adherencia por flexión (actuante):

$$u'_u = \frac{V_u}{\phi \sum_o J \cdot d} \quad (\text{para las secciones críticas})$$

$J = 0.875 = 7/8, d = 71 \text{ cm.}$

$$V_{u_{1-1}} = W_{n_u} \cdot B \cdot m = 9.139 \times 160 \times \left(\frac{140-45}{2}\right) = 69.456 \text{ Ton}$$

$$V_{u_{2-2}} = W_{n_u} \cdot A \cdot n = 9.139 \times 140 \times \left(\frac{160-60}{2}\right) = 63.973 \text{ Ton.}$$

$$u'_{u_1} = \frac{69456}{0.85 \times (9 \times 4) \times 0.875 \times 71} = 36.54 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo de adherencia por flexión (permisible):

$$\bar{u}'_u = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 56.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Barras inferiores})$$

como el recubrimiento es mayor de 4 cm ($r = 7.5 \text{ cm.}$), se usa $D = 1/2" = 1.27 \text{ cm}$ y.

$$\bar{u}'_u = \frac{6.4 \sqrt{140}}{1.27} = 59.63 \text{ Kg/cm}^2 > 56.20$$

se debió usar Ø5/8", a pesar de que el esfuerzo actuante es menor (satisfactorio) que el permisible (método a rotura).

b) 10 Ø 1/2"

$$u'_{u2} = \frac{63973}{0.85(10 \times 4)0.875 \times 71} = 30.29 \text{ Kg/cm}^2$$

es menor que el permisible, pero se debió usar también $\emptyset 5/8''$
($\bar{u}'_u > 56.2 \text{ Kg/cm}^2$)

- Verificación del largo de desarrollo (adherencia por anclaje) de la armadura existente:

$$30 \text{ cm.} \leq L_d = \frac{a_s \cdot f_y}{\emptyset \sum o \cdot \bar{u}'_u}, \text{ siendo } u'_u = 59.63 \text{ Kg/cm}^2$$

a) para $9\emptyset 1/2''$

$$L_d = \frac{9 \times 1.27 \times 2800}{0.85(9 \times 4) \times 59.63} = 17.54 \text{ cm.} < 30 \text{ cm.}$$

Se toma $L_d = 30 \text{ cm.}$

que debe ser mejor o igual que $m-r = 47.5-5 = 42.5 \text{ cm.}$

luego: $L_d = 30 \text{ cm} < 42.5 \text{ cm}$, cumple.

b) para $10 \emptyset 1/2$

$$L_d = 17.54 \text{ cm.} < 30 \text{ cm.}, \text{ se toma } L_d = 30 \text{ cm.}$$

que debe ser menor o igual que

$$n-r = 50-5 = 45 \text{ cm.}$$

luego, $L_d = 30 \text{ cm.} < 45 \text{ cm.}$, cumple

- Verificación de la sección de aplastamiento entre columna y zapata
(transferencia de carga) - M.a Rotura

.esfuerzo permisible : $\bar{f}_{au} = 0.173 f'_c = 0.173 \times 140 = 99.82 \text{ Kg/cm}^2$

.esfuerzo actuante: $f_{au} = \frac{Pu}{a.b} = \frac{204.71 \times 10^3}{45 \times 60} = 75.82 \text{ Kg/cm}^2$

como $\bar{f}_{au} > f_{au}$, se satisface (hay transferencia).

Tabla N° 60.- Verificación de la Cimentación de los Pórticos Principales N° 1 y 2

Pórtico No.	Zapata Aislada	DIMENSIONES (m)						ARMADURA (cm ²)			
		Calculada			Existente			Calculada		Existente	
		A	B	H	A	B	H	A _{sx}	A _{sy}	A _{sx}	A _{sy}
1	Z-A-1	1.60	1.80	0.40	1.30	1.30	0.80	4.90	5.92	8.89	8.89
	Z-B-1	1.40	2.43	0.55	1.40	1.70	0.80	10.82	6.50	13.97	11.43
	Z-C-1	1.00	3.10	0.55	1.00	2.40	0.80	18.40	2.73	12.70	15.24
2	Z-A-2	1.75	1.90	0.50	1.40	1.60	0.80	9.04	9.31	12.70	11.43
	Z-B-2	2.08	2.18	0.60	1.80	2.00	0.80	19.31	18.45	22.86	20.32
	Z-C-2										
3	Z-D-3	2.18	2.28	0.60	1.85	2.05	0.80	22.30	21.34	22.86	20.32
ZAPATA COMBINADA (Columnas Exterior D-1 e Interior D-2)											
1,2	Long.	6.57	1.22	0.70	6.00	1.10	0.80	-	99.08	-	81.60
	Col. D-1	1.21	1.10	0.80	-	-	0.80	2.82	1.41	7.62	7.62
	Col. D-2	2.00	1.10	0.80	-	-	0.80	4.86	11.18	7.62	7.62

Nota : Para el Pórtico No. 3 que se señala en la Tabla, la zapata Z-D-3 tiene la misma carga axial que las zapatas Z-D-2; la diferencia entre estas zapatas es que la primera de las mencionadas es aislada, mientras que la segunda forma parte de la zapata combina.

A,B : dimensiones en planta de la zapata, paralelas a los ejes x-x e y-y respectivamente.

H : altura total de la zapata (d = H-9)

A_{sx}, A_{sy} : áreas de acero perpendiculares a los ejes x-x, y-y respectivamente existentes en planta y elevación.

- Las armaduras de las zapatas aisladas debieron ser cambiadas a Ø5/8" (en todas se usaron Ø1/2") con el fin de satisfacer la verificación de adherencia por flexión.

- Las zapatas z-D-3 no cumplen con la verificación de la sección de a plastamiento, aunque ligeramente, por lo que se debió considerar pe destales o "dowels".
- La zapata combinada, que une la cimentación de las columnas exterior D-1 e interior D-2, requiere estribos de 4 ramales $\emptyset 1/2"$ a partir de la cara izquierda de la columna interior D-2 (1 a 07⁵, R a 15) y a partir de la cara derecha por montaje (1 a 15, R a 30); ambos en una longitud de 2.82 m. Mientras que para la columna exterior D-1, cara derecha, requiera el mismo estribo (1 a 10, 4 a 20, R a 30), - en una longitud de 1.93 mts. Los planos existentes no muestran ningún estribo.

En cuanto a las armaduras de la zapata combinada, se ha calculado - partiendo de las dimensiones existentes y las cargas de la Tabla N^o 59; se idealiza como una viga invertida y por tanto tiene armaduras positiva y negativa; además existe una armadura transversal en la base inferior de cada columna y que en el cuadro anterior se indica la que resultó del cálculo (sin considerar cuantía mínima de 3 por 1000, que corresponde a acero 2800 kg/cm^2).

- Se ha seguido el procedimiento del ejemplo resuelto anteriormente, a excepción de la zapata combinada que requiere una solución diferente y que por razones de espacio no se adjunta al presente estudio.

E. VERIFICACION DEL TECHO ALIGERADO TIPICO

Según figura en los planos del CINPIP, el aligerado es típico en todos los niveles. La altura total del aligerado es de 20 cm. que comprende la losa de 5 cm. de espesor, la altura de las viguetas de 15 cm. y ancho de 10 cm., ladrillo de arcilla de 30 x 30 x 15 y ancho colaborante de la sección T de 40 cm. Las viguetas son paralelas a la dirección secundaria x-x y se apoyan sobre vigas de 30 cm. de ancho; consta de 12 tramos iguales y que en-

entre ejes de vigas existe una separación de 4.80 m. Además se conoce la calidad del acero y concreto utilizados:

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2, \quad f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo al uso para el que se diseñó, se desprende los siguientes datos:

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} &= S/C = 350 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Piso terminado} &= 100 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Tabiquería} &= 150 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Concreto} &= 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

1) Dimensionamiento Previo.-

La altura total del aligerado debe ser:

$$h \geq \begin{cases} \frac{1}{25} = \frac{4.80}{25} = 0.192 \text{ m.} \\ \frac{1}{20} = \frac{4.80}{20} = 0.24 \text{ m.} \end{cases}$$

o por el criterio de flechas:

$$h_{\text{mín}} \geq \begin{cases} \frac{1}{23} = \frac{4.80}{23} = 0.209 \text{ m. (Tramo exterior)} \\ \frac{1}{26} = \frac{4.80}{26} = 0.185 \text{ m. (Tramo interior)} \end{cases}$$

De ambos casos, se deduce que:

$$h = 25 \text{ cm.}$$

La altura existente es $h = 20 \text{ cm.}$, que es deficiente.

2) Metrado de cargas.- (considerando las dimensiones existentes)

a) De servicio:

Peso propio h = 20	=	300 Kg/m ²
Piso acabado	=	100 Kg/m ²
Tabiquería	=	<u>150 Kg/m²</u>
- Carga muerta	:	550 Kg/m ²
En cada vigueta:	D = 550 x 0.4 =	220 Kg/m
- Carga viva	:	350 Kg/m ²
En cada vigueta :	L = 350x0.4 =	140 Kg/m

b) Carga última (DISEÑO A ROTURA):

$$W_u = 1.5D + 1.8L = 582 \text{ Kg/ml. de vigueta.}$$

3) Momentos de flexión y cortantes.-

Según el Reglamento de Concreto Armado, se puede aplicar el Método de los Coeficientes si:

- Las luces son iguales o si son distintas el mayor no debe exceder al menor en 20% ($l_{\text{mayor}} \leq 1.2 l_{\text{menor}}$); en el caso del CIN PIP se cumple este requisito ya que las luces ($l = 4.80 \text{ m.}$) son iguales en los 12 tramos.
- las cargas son uniformemente repartidas; este requisito también se cumple para el aligerado en estudio;
- la carga viva no excede a 3 veces la carga permanente; para el caso que se estudia $L < D$.

Como el aligerado en estudio tiene 12 tramos iguales, se numerará los apoyos de izquierda a derecha (1,2,3,...12) eligiéndose los tres primeros que son representativos; la luz libre de cada tramo es $l_i = 4.80 - 0.30 = 4.50 \text{ m}$; los momentos y cortes según los coeficientes del ACI son:

$$M_1 = \frac{w \cdot l_i^2}{24} = \frac{582 \times 4.5^2}{24} = 491.06 \text{ Kg-m (cara interior de apoyos - extremos)}$$

$$M_{1-2}^+ = \frac{w \cdot l_i^2}{14} = \frac{582 \times 4.5^2}{14} = 841.82 \text{ Kg-m (tramos extremos)}$$

$$M_2^- = \frac{w \cdot l_i^2}{10} = \frac{582 \times 4.5^2}{10} = 1178.55 \text{ Kg-m (cara exterior de 1er apoyo interior)}$$

$$M_{2-3}^+ = \frac{w \cdot l_i^2}{16} = \frac{582 \times 4.5^2}{16} = 736.59 \text{ Kg-m (tramos interiores)}$$

$$M_3^- = \frac{w \cdot l_i^2}{11} = \frac{582 \times 4.5^2}{11} = 1071.41 \text{ Kg-m (otras caras de apoyos interiores)}$$

$$V_{1-2} = \frac{w \cdot l_i}{2} = \frac{582 \times 4.5}{2} = 1309.50 \text{ Kg (corte en todos los apoyos)}$$

$$V_{2-1} = 1.15 \frac{w \cdot l_i}{2} = \frac{1.15 \times 582 \times 4.5}{2} = 1505.93 \text{ Kg (corte en el primer apoyo interior de tramos extremos)}$$

4) Verificaciones.-

- a. Para falla dúctil: el momento máximo que debe soportar cada vigueta está dada por $M_{u\max} = 0.262 f'_c \cdot b \cdot d^2$ para $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ o sea para aligerado de 20 cm.:

$$M_{u\max} = 0.262 \times 140 \times 10 \times (20-3)^2 = 1060.05 \text{ Kg-m}$$

que es menor que M_2^- y M_3^- , por lo que requeriría armadura en compresión; en este caso la única solución es hacer ensanches de viguetas. Si se hubiera usado aligerado de 25 cm. de altura:

$$M_{u\max} = 0.262 \times 140 \times 10 \times (25-3)^2 = 1775.31 \text{ Kg-m}$$

habría quedado satisfecho la condición de momento máximo admisible -

- b. Por cuantía mínima: según el Reglamento la cuantía mínima, para $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$, es 0.003; el área de acero correspondiente a cada vigueta será:

$$A_{s\min} = 0.003 b' \cdot d = 0.003 \times 10 \times 17 = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$M_{umfn} = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2) ; a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{0.51 \times 2800}{0.85 \times 140 \times 10} = 1.20 \text{ cm.}$$

$$M_{umfn} = 0.9 \times 0.51 \times 2800 (17 - 1.2/2) = 210.77 \text{ Kg-m}$$

que es menor que cualquier de los momentos de flexión calculados anteriormente; queda satisfecho este requisito.

c. Fuerza Cortante.-

- Según el Reglamento, para aligerados el esfuerzo cortante unitario que admite el concreto es:

$$\bar{v}_{uc} = 1.1(\phi \cdot 0.5 \sqrt{f'_c}) = 1.1(0.85 \times 0.5 \sqrt{140}) = 5.53 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

y la fuerza cortante que una vigueta puede tomar es:

$$\bar{V}_{uc} = \bar{v}_{uc} \cdot b \cdot d = 5.53 \times 10 \times 17 = 940.10 \text{ Kg}$$

- El corte crítico actuante, a una distancia $d = 17 \text{ cm.}$ de la cara del apoyo es:

$$V_d = V_{max} - w \cdot d = 1505.93 - 582 \times 0.17 = 1406.99 \text{ Kg}$$

- Como $V_d > \bar{V}_{uc}$, requeriría armadura de alma (estribos), lo que no es posible en aligerados. La solución es ensanchar las viguetas en zonas contiguas a los apoyos. Debió ser $h = 25 \text{ cm.}$

d. Determinación del tipo de Sección en Compresión (ubicación del eje neutro).-

$$\text{considerando } a = K_1 \cdot t = 0.85 \times 5 = 4.25 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}^+}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{841.82 \times 10^2}{0.9 \times 2800 (17 - 4.25/2)} = 2.246 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.246}{40 \times 17} = 0.0033$$

$$q = p \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.0033 \times \frac{2800}{140} = 0.066$$

$$K_u \cdot d = 1.18 \frac{d}{K_1} \cdot q = 1.18 \times \frac{17}{0.85} \times 0.066 = 1.56 \text{ cm}$$

$$K_u d = 1.56 \text{ cm} < t = 5 \text{ cm. (espesor de la losa)}$$

Luego, la sección en compresión es rectangular.

5) Ensanche de viguetas.-

- Por flexión:

$$\text{Ancho: } M_{u \max} = M_{\text{cara}}^- ; (M_{\text{cara}}^-, \text{ el mayor})$$

$$0.262 f'_c \cdot b_n \cdot d^2 = M_2^-, \text{ } b_n = \text{ancho necesario}$$

$$b_n = \frac{1178.55 \times 10^2}{0.262 \times 140 \times 17^2} = 11.12 \text{ cm} > 10 \text{ cm.}$$

Longitud: determinable analítica o gráficamente; considerando el primer caso:

$$x = \frac{L}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{\text{cara}}^- - M_{u \max}}{M'}} \right)$$

$$\text{Siendo: } L = 4.5 \text{ m. } , \quad M_{\text{cara}}^- = 1178.55 \text{ Kg-m}$$

$$M_{u \max} = 1060.05 \text{ Kg-m}$$

$$M' = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{582 \times 4.5^2}{8} = 1473.19 \text{ Kg-m}$$

reemplazando y efectuando:

$$y \quad \left. \begin{array}{l} x = 9.25 \text{ cm.} \\ b_n = 11.12 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{ flexión}$$

- Por corte

Ancho: $\bar{V}_{uc} = V_d$

$$\bar{V}_{uc} \cdot b_n \cdot d = V_d$$

$$b_n = \frac{V_d}{\bar{V}_{uc} \cdot d} = \frac{1406.99}{5.53 \times 17} = 14.97 \text{ cm.} > 10 \text{ cm.}$$

Longitud: $X = \frac{V_{cara} - \bar{V}_{uc}}{w}$ o gráficamente

$$X = \frac{1505.93 - 940.10}{582} = 0.9722 \text{ m.}$$

Corte $\left\{ \begin{array}{l} X = 97.22 \text{ cm.} \\ b_n = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$

Luego, el ensanche de vigueta necesario en el primer apoyo interior es:

Ancho : $b_n = 15 \text{ cm.}$

Longitud : $X = 98 \text{ cm.}$

En los demás apoyos se obtiene análogamente:

$$V_d = 1309.50 - 582 \times 0.17 = 1210.56 \text{ Kg} > \bar{V}_{uc}$$

Ancho : $b_n = 13 \text{ cm.}$

Longitud : $X = 65 \text{ cm.}$

6) Cálculo de la armadura.-

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y (d - a/2)} \quad ; \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b^*}$$

$b^* = 40 \text{ cm.}$ para momento positivo

$b^* = 10 \text{ cm.}$ para momento negativo

Procediendo por tanteos se obtienen :

$$\begin{aligned}
 M_1^- &= 491.06 \text{ Kg-m} & A_{S1}^- &= 1.26 \text{ cm}^2 \\
 M_{1-2}^+ &= 841.82 \text{ Kg-m} & A_{S1+2}^+ &= 2.04 \text{ cm}^2 \\
 M_2^- &= 1178.55 \text{ Kg-m} & A_{S2}^- &= 3.70 \text{ cm}^2 \\
 M_{2-3}^+ &= 736.59 \text{ Kg-m} & A_{S2-3}^+ &= 1.77 \text{ cm}^2 \\
 M_3^- &= 1071.41 \text{ Kg-m} & A_{S3}^- &= 3.22 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

7) Verificación de la cuantía mínima.-

En todas las zonas de momento positivo, se debe hacer control o cálculo de deflexiones. Se evitará dicho control si la cuantía no excede a:

$$p_{\max} = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \frac{140}{2800} = 0.009 \text{ (cuantía flechas)}$$

$$A_{S_{\max}} = p_{\max} \cdot b^* \cdot d = 0.009 \times 40 \times 17 = 6.12 \text{ cm}^2$$

Comparando con las áreas de acero positivo calculados en f) se tiene que ninguna supera al área máxima de cuantía máxima (cuantía de flechas), por lo que no es necesario calcular deflexiones.

8) Acero de temperatura.-

$$A = 0.0025 b.t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ø 1/4 a 25

- Tabla Nº 61.- Verificación por flexión del aligerado típico (12 Tramos)-

Armadura

APOYO O TRAMO	M _u (Kg-m)	REFUERZOS (cm ²)	
		Calculado	Existente
Primer apoyo (extremos)	491.06	1.26	1.98
Centro primer tramo (ext.)	841.82	2.04	2.54
Segundo apoyo	1178.55	3.70	3.27
Centro segundo tramo	736.59	1.77	1.98
Demás apoyos interiores	1071.41	3.22	3.27
Centro demás tramos (int.)	736.59	1.77	1.98

TABLA N° 62.- Verificación por corte del Aligerado típico (12 Tramos)
- Ensanches de viguetas.

A CADA LADO DE APOYO N°	V _u (Kg)	V _{ud} (Kg)	V _c (Kg)	ENSANCHE CALCULADO (m)		ENSANCHE EXISTENTE (m)	
				b _n	L _n	b _n	L _n
1	1309.50	1210.56	940.10	0.13	0.65	0.20	0.60
2	1505.93	1406.99	940.10	0.15	0.98	0.20	0.60
otros interiores	1309.50	1210.56	940.10	0.13	0.65	0.20	0.60

F.- VERIFICACION DE LA ESCALERA.-

Los Pabellones Izquierdo y Derecho poseen escaleras típicas de concreto armado, del primero al sexto nivel, de dos tramos con un descanso intermedio a media altura de cada entrepiso. Cada tramo consta de 10 gradas (pasos y contrapasos), separados por un espacio libre de 30 cm. de ancho; el ancho de cada tramo es de 2.05 m., 2.70 m. de longitud horizontal y 1.40 m. de altura; el paso es de 0.30 m. y el contrapeso de 0.15 m., con una losa de 0.15 m. El ancho total de ambos tramos ocupa una crujía de los pórticos secundarios.

Según figura en los planos, cada tramo se apoya sobre una viga 30x40 y sobre pequeñas placas a travéz de losa del descanso (tanto en el descanso como en cada nivel) y esta losa lleva un refuerzo de 4 Ø 3/8 en las capas superior e inferior y perpendicular al refuerzo longitudinal de la escalera (losa 0.80x0.20).

Para la verificación se considerará una sobrecarga de 500 kg/m²; se idealizará como vigas continuas y por tanto los momentos máximos negativos y positivos se obtendrá por el método de los coeficientes del ACI, sobre todo para los primeros tramos (primer entrepiso) ya que en los siguientes es menor.

La calidad del concreto y acero utilizados son:

$$f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Piso terminado de 100 Kg/m²

1) Metrado de cargas.-

- Carga muerta:

espesor equivalente a los pasos y contrapasos:

$$e' = \frac{c}{2} \cdot \cos\theta = \frac{0.15}{2} \times \frac{2.70}{\sqrt{2.7^2+1.4^2}} = \frac{0.15}{2} \cdot \frac{2.70}{3.04} = 0.067 \text{ m.}$$

$e'' = 0.15$ espesor de losa efectiva (garganta)

$$e = 0.067 + 0.15 = 0.217 \text{ m.}$$

peso de la escalera por metro lineal de ancho:

$$W = 0.217 \times 1.00 \times 2.4 = 0.521 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Piso terminado: } 0.100 \times 1.00 = 0.100 \text{ Ton/m.}$$

- Carga viva: para un metro lineal de ancho de escalera

$$W_L = 1.00 \times 0.500 = 0.500 \text{ Ton/m.}$$

- Carga última - Método a Rotura:

$$W_U = 1.5 \times 0.621 + 1.8 \times 0.500 = 1.832 \text{ Ton/m.}$$

para un metro de ancho de escalera.

2) Análisis.- Se considerará un tramo típico y la longitud inclinada (3.04 m.):

$$M^- = \frac{Wl^2}{11} = \frac{1.832 \times 3.04^2}{11} = 1.539 \text{ T-m}$$

$$M^+ = \frac{wl^2}{10} = \frac{1.832 \times 3.04^2}{10} = 1.693 \text{ T-m}$$

Se han tomado los coeficientes mas críticos debido a que en un determinado momento la escalera estará sometida a cargas fuertes.

3) Verificación de la losa (h = 15 cm.):

Para una cuantía de 1%, el momento resistente para las calidades del concreto y acero es:

$$M_u = 22.23 \text{ b.d}^2$$

y el peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{22.23b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1.693 \times 10^5}{22.23 \times 100}} \cong 9.0 \text{ cm.}$$

$$h = 9.0 + 3 = 12.0 \text{ cm.} < 15 \text{ cm.} \quad \text{Bien!}$$

4) Cálculo de Armaduras.-

peralte útil: $d = h - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} ; a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2800 A_s}{0.85 \times 140 \times 100} = 0.2353 A_s$$

$$M^- = 1.539 \text{ T-m} \quad A_s^- = 5.37 \text{ cm}^2/\text{ml. de ancho}$$

$$M^+ = 1.693 \text{ T-m} \quad A_s^+ = 5.95 \text{ cm}^2/\text{ml. de ancho}$$

Como la escalera, por tramo, tiene un ancho total de 2.05 m., se considerará un ancho efectivo (con armadura) de 1.90 m. y para ello se requiere:

$$A_s^- = 5.37 \times 1.9 = 10.20 \text{ cm}^2 \quad 14 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \text{ (9.94)}$$

$$A_S^+ = 5.95 \times 1.9 = 11.31 \text{ cm} \quad 16 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ (11.36 cm}^2\text{)}$$

Según los planos existentes esa es la armadura y que queda satisfecho el refuerzo longitudinal.

5) Armadura de Repartición.-

$$A_{Sr} = 0.002 b.h = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \text{ } 3/8'' \text{ a } 24 \text{ cm.} \quad \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ a } 34 \text{ cm. (existente)}$$

utilizado para tomar los esfuerzos de contracción y temperatura, en la dirección perpendicular al acero longitudinal.

6) Verificación del esfuerzo cortante.-

El corte último en el concreto es

$$v_{uc} = 0.5 \emptyset \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{140} = 5.03 \text{ Kg/cm}^2$$

El corte actuante (para 1m. de ancho de escalera):

$$V_u = W_u \cdot \frac{1}{2} = 1.832 \times \frac{3.04}{2} = 2.785 \text{ Ton.}$$

$$V_{ud} = V_u - w_u \cdot d = 2.785 - 1.832 \times 0.12 = 2.565 \text{ Ton.}$$

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{b \cdot d} = \frac{2.565 \times 10^3}{100 \times 12} = 2.14 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $v_{ud} = 2.14 \text{ Kg/cm}^2 < v_{uc} = 5.03 \text{ Kg/cm}^2$, el concreto toma el corte suficientemente.

7) Verificación de las vigas de apoyo de la escalera.-

La condición mas desfavorable se presenta cuando dos tramos consecutivos estan con la mayor sobrecarga; la carga por metro lineal de viga (por metro lineal de ancho de escalera) es:

$$W' = W_u \cdot \frac{1}{2} = 1.832 \times \frac{3.04}{2} = 2.785 \text{ Ton/m.}$$

esta carga es inclinada (perpendicular a la losa de la escalera); la carga vertical es:

$$w_v = w' \cdot \cos\theta = 2.785 \times \frac{2.70}{3.04} = 2.474 \text{ Ton/m.}$$

y la horizontal:

$$w_h = w' \cdot \sin\theta = 2.785 \times \frac{1.40}{3.04} = 1.283 \text{ Ton/m}$$

La componente horizontal no tiene importancia por flexión, en cambio para corte puede ser importante (la dirección de la acción de w_h es contraria considerando cada tramo de escalera que se apoya en la viga).

a) Componente vertical.-

La viga de apoyo es 0.30 x 0.40 (en c/nivel), cuya luz libre es 4.80 - 0.30 = 4.50, (0.30 m., ancho de la viga principal sobre la que se apoya la viga en estudio); los momentos máximos son:

$$M^- = \frac{w_v \cdot l^2}{20} = \frac{2.474 \times 4.5^2}{20} = 2.820 \text{ T-m}$$

$$M^+ = \frac{w_v \cdot l^2}{10} = \frac{2.474 \times 4.5^2}{10} = 5.640 \text{ T-m}$$

el momento positivo máximo ocurre en la sección de separación de los tramos (0.30 m.); las áreas de refuerzo son respectivamente:

$$A_s^- = 3.22 \text{ cm}^2, \text{ según planos hay } 10 \text{ cm}^2, \text{ bien!}$$

$$A_s^+ = 6.71 \text{ cm}^2, \text{ según planos hay } 10 \text{ cm}^2, \text{ bien!}$$

(el peso propio de la viga es pequeño y los resultados obtenidos son satisfactorios).

En cuanto al esfuerzo cortante se tiene:

$$\text{Corte } V = \frac{W_v \cdot l}{2} = \frac{2.474 \times 4.5}{2} = 5.567 \text{ Ton.}$$

$$\text{esfuerzo de corte } v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{5.567 \times 10^3}{30 \times 36} = 5.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{admisible: } v_c = 0.50 \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{140} = 5.03 \text{ Kg/cm}^2$$

Prácticamente no requiere refuerzo de alma (por efectos sísmicos se determinó estribos mínimos para esta viga secundaria 30x40).

b) Componente horizontal.-

Los esfuerzos de flexión son mínimos, ya que además de la viga 30x40 esta la losa de concreto armado de 20x80; igualmente los esfuerzos de corte son pequeños aunque el máximo ocurre en la sección de separación de los tramos y vale $\frac{wl}{4} = \frac{1.283 \times 4.5}{4} = 1.444 \text{ Ton.}$

$$v = \frac{1.444 \times 10^3}{20 \times 75} = 0.963 \text{ Kg/cm}^2$$

que es inferior a $\bar{v}_c = 5.03 \text{ Kg/cm}^2$.

La viga de apoyo del descanso intermedio no requiere verificación ya que se sustenta sobre pequeñas placas (prácticamente dicho apoyo es como un muro portante).

La parte mas crítica de las escaleras está ubicada en los descansos, en el pequeño espacio de separación (0.30 m.) de los tramos de la escalera. En la evaluación de daños, se ha indicado que dichas secciones de separación se encuentran fisuradas o ligeramente agrietadas; ésto pudo ocurrir en el momento de la ocurrencia del sismo, debido a la vibración desordenada de los tramos y que para tal efecto dicha separación debió estar adecuadamente reforzada (la losa de concreto armado existente, 20x80 que enlaza los

tramos solo está reforzada con 4 \emptyset 3/8 en las capas superior e inferior; - la componente vertical W_y produce el máximo esfuerzo por flexión en dicha separación y en determinado momento dicha losa debió recibir la influencia de la viga de apoyo).

G.- VERIFICACION DE LA PLACA "CAJA DE ASENSOR"

Como se indicó en su oportunidad, los tres Pabellones del CINPIP poseen ascensor y la estructura de la "Caja de Asensor" es de concreto armado. Consta de cuatro placas unidas rígidamente y en una de ellas se aloja el vano de la puerta.

A continuación, con la finalidad de utilizar los principios teóricos de diseño de estos elementos (placas) en los Capítulos siguientes, se darán los conceptos básicos para el diseño de Placas.

1) Función y Características de los Muros de Corte o Placas:

- En las edificaciones se utilizan para soportar cargas verticales, además de su otra función principal de rigidizar a la estructura para resistir cargas laterales debidas a viento, sismos, etc.
- Reducen las deformaciones de entrepiso, por lo que los daños en los elementos no estructurales son generalmente menores que en el caso de pórticos dúctiles sin muros o placas, bajo grandes desplazamientos.
- Se consideran como muros de corte o placas, a las cajas de ascensores, las cajas de escaleras (aunque estos se comportan como núcleos o elementos tipo cajón) y los muros de concreto armado, en general.
- Las características principales de los muros de corte o placas son: una inercia mucho mayor que la de las columnas (unas 50 veces o más) y un ancho que no es despreciable en relación a las vigas (digamos, mas de 1.50 m.).
- Al estar conectados a los pórticos, bajo cargas laterales habrá una interacción entre dichos muros y pórticos, que no es uniforme, debido

a su diferente comportamiento. Si se desprecia el efecto de los pórticos, se tiene un análisis conservativo para los muros de corte, aunque ello no es siempre cierto.

2) Análisis:

- Los muros de corte o placas, bajo cargas de gravedad, se analizan en forma similar al de las columnas.
- La determinación de las cargas laterales se realiza utilizando el procedimiento empleado en el Análisis Sísmico del Capítulo anterior. La dificultad reside en la obtención del coeficiente de distribución "D" que para las columnas se obtiene directamente por medio de una fórmula y no así en el caso de placas.

3) Diseño de Placas:

- Efectuado los análisis de cargas de gravedad y laterales se procede al diseño de estos elementos estructurales. En el análisis de cargas laterales, debidos a viento ó sismo, se determina las dimensiones de las placas; en conjunto las placas deben tomar por lo menos el 75% del cortante en la base del edificio y el resto los pórticos, bajo esta consideración se va variando el ancho de la placa y que generalmente no debe ser inferior a la mitad de la altura libre del entrepiso, además de consideraciones arquitectónicas. Importa también la ubicación de las placas con la finalidad de no producir grandes excentricidades y por tanto cortante adicional por torsión sísmica.
- El diseño de estos elementos se efectúa de acuerdo al Reglamento de - Concreto Armado, el cual especifica los siguientes:
 - a) Los muros de carga de concreto armado usados en edificios tendrán un espesor no menor de 12.5 cm. en los 5 m. superiores, y por cada 7 m. hacia abajo o fracción, el espesor mínimo se aumentará en 2.5 cm. Los muros de carga de concreto armado usado en habitaciones de dos pisos, pueden ser de 15 cm. a través de toda su altura.
 - b) La cantidad de refuerzo horizontal de muros de concreto armado, res

pecto al área de la sección reforzada, no será menor de 0.0025 y el de refuerzo vertical no menor de 0.0015. Estos valores se usarán cuando el refuerzo está constituido por barras. Cuando se usa malla soldada, los valores límite no serán mayores que las 3/4 partes de los anteriores. El calibre del alambre de la malla soldada no será menor que el N° 10 AS & W.

- c) Los muros de mas de 25 cm. de espesor, excepto para muros de sótano, tendrán el refuerzo en cada dirección colocando en dos capas - paralelas a las caras del muro. Una capa consistirá de no menos de la mitad y no mas de 2/3 del total requerido y se colocará a no menos de 5 cm. y no mas de una tercera parte del espesor del muro, - de la superficie exterior, la otra capa que completará el refuerzo requerido, se colocará a no menos de 2 cm., y no más de un tercio del espesor del muro, de la cara interior. Las barras, si se usan, no serán menores que la N° 3 (\emptyset 3/8) y estarán espaciadas a no más de 45 cm. centro a centro.
- d) En adición a los valores mínimos proscritos en c), existirán por - lo menos dos barras N° 5 (\emptyset 5/8) alrededor de cualquier abertura - para ventanas o puerta. Tales barras se extenderán un mínimo de 60 cm. más allá de la esquina de las aberturas.
- e) Los muros de concreto armado estarán anclados a los pisos, las columnas, contra fuertes, pilas y muros de intersección con una cantidad de refuerzo por lo menos equivalente a barras N° 3 (\emptyset 3/8) - espaciados 30 cm. centro a centro para cada capa de refuerzo.
- f) El esfuerzo de compresión permisible, para el Método a Rotura, será:

$$f'_{cu} = 0.225 \phi f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

Siendo:

f'_{cu} = esfuerzo de compresión permisible a rotura del concre

to.

$\phi = 1.9$ (Método a Rotura)

f'_c = resistencia a la compresión del concreto.

h = altura efectiva de la placa

t = espesor de la placa

Estas limitaciones que da el Reglamento son válidas cuando las cargas verticales que actúan sobre los muros o placas son razonablemente concéntricas.

- Para las cargas laterales, debidos a viento y sobre todo a sismos en nuestra región, el diseño se realiza verificando el cortante. El esfuerzo de corte que produce el sismo, incluyendo la corrección por torsión, se verifica con la fórmula de MUTO :

$$v_u = k \cdot \frac{V_u}{A_w}$$

Siendo:

k = coeficiente sísmico debido al ángulo cortante (varía de 1 a 2)

V_u = cortante último en el entrepiso y muro analizado.

A_w = área de la sección recta de la placa = $b \cdot t$

b = ancho de la placa (longitud horizontal)

Este esfuerzo debe compararse con el admisible último;

$$v'_{cu} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c}$$

Si dicho esfuerzo resulta menor que el admisible, entonces la armadura horizontal será la mínima (estribos estructurales).

- En general, los muros o placas de concreto armado se diseñan por flexión, por corte y compresión. Si la excentricidad $e = M_u/P_u$ es -

es mayor que la sexta parte del ancho de la placa ($b/6$), entonces - la placa trabaja en flexo-compresión (con flexión dominante); en es te caso se puede diseñarla como un elemento esbelto. Pero también - se puede diseñarla a flexión pura despreciando la carga P_u (lo cual no es correcto pero es conservador), considerando solo el momento - M_u (obtenido por el producto del corte V_u en el nivel considerado , por la altura de dicho nivel); dicho diseño se realiza para la condición de falla balanceada (con peralte $d = 0.8b$). Esto es para armadura vertical. Para el diseño por corte, se verifica el esfuerzo de corte admisible del concreto ($V_{cu} = 0.5\phi\sqrt{f'_c}$); para ello se determina el corte actuante como de costumbre (con peralte $d = 0.8b$). Si el esfuerzo admisible es mayor que el actuante, la sección no re quiere estribos estructurales.

En la mayoría de los casos las placas requieren armaduras de cuantía mínima, que cubren ampliamente los diseños por flexión pura , flexo-compresión, por corte y compresión pura, por lo que en muchos casos se obvian dichas verificaciones.

VERIFICACION DE LA "CAJA DE ASENSOR"

En el Capítulo de Análisis Sísmico se determinó el cortante sísmico (V_s) que toma la placa "Caja de asensor", que figura en las tablas N° 20.b y 21.b (V_s , cortante de servicio). Faltando determinar la carga de gravedad y que se obtiene de acuerdo a las Figs. N° 16 y 17; se considerará el peso de la placa, el de las vigas que se apoyan sobre aquella, pesos de aligerado, tabiquería y acabados que ac tuan en un área de influencia de 28.662 m^2 , así como la carga viva que actúa en dicha área y la correspondiente al equipo del ascensor y las personas que puede movilizar (se estima en 2 Ton. el equipo y el peso de 10 personas, ubicándolos en el último nivel).

Tabla N° 63.- Cargas de servicio y última de gravedad que actúa en la placa "Caja de ascensor"

Niv. y Entrep. No.	CM. (TON)			CV. (TON)	1.5CM + 1.8CV	CARGA ACUMULADA (TON)	
	Alig. Acab. Tab.	Placas y Vigas	Total			De Servicio	Ultima
6	11.645	18.563	30.028	6.299	56.380	36.327	56.380
5	15.764	18.563	34.327	10.032	69.548	80.686	125.928
4	15.764	18.563	34.327	10.032	69.548	125.045	195.476
3	15.764	18.563	34.327	10.032	69.548	169.404	265.024
2	15.764	18.563	34.327	10.032	69.548	213.763	334.572
1	15.764	18.563	34.327	10.032	69.548	258.122	404.120

- Las Tablas N° 20.b y 21.b muestran los cortantes finales debido a sismo; se tomarán los mayores valores que corresponden al 2º entre piso y son:

Tabla N° 20.b Dirección Y-Y : $V_s = 60.37$ Ton.

Tabla N° 21.b Dirección X-X : $V_s = 153.78$ Ton.

y las correspondientes cargas de gravedad se tomarán de la Tabla N° 63,

- Tanto las cargas de gravedad como las de corte señalados anteriormente actúan en las 4 paredes de la "Caja de ascensor". Como debe verificarse pared por pared (placa), para simplificar y por ser más conservador se determina la carga parcial que cada pared toma proporcional al área de su sección recta. Dicha verificación se realiza con la pared mas cargada por metro lineal.

Area Total de la caja : $25,500 \text{ cm}^2$ (sección recta)

Paredes paralelas a viguetas de aligerado :

$$275 \times 25 = 6,875 \text{ cm}^2$$

Paredes perpendiculares a viguetas de aligerado :

$$\begin{aligned} & 285 \times 25 = 7,125 \text{ cm}^2 \\ \text{(Puerta)} & 115 \times 25 = 2,875 \text{ cm}^2 \\ & 70 \times 25 = 1,750 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Distribución de carga de gravedad (de 2º Nivel).-

a) Cada pared paralela a viguetas:

$$(6,875 \div 25,500) \times 334.572 = 90.20 \text{ Ton.} \quad 32.8 \text{ Ton/m.}$$

b) Paredes perpendiculares a viguetas

$$(7,125 \div 25,500) \times 334.572 = 93.48 \text{ Ton.} \quad 32.8 \text{ Ton/m.}$$

$$(2,875 \div 25,500) \times 334.572 = 37.72 \text{ Ton.} \quad 32.8 \text{ Ton/m.}$$

$$(1,750 \div 25,500) \times 334.572 = 22.96 \text{ Ton.} \quad 32.8 \text{ Ton/m.}$$

- Distribución de carga lateral de sismo (2º nivel).-

a] Dirección Y-Y: se considerará que todo el corte lo toman las pa redes perpendiculares a las viguetas.

$$(7,125 + 2,875 + 1,750) = 11,750 \text{ cm}^2 \quad (\text{área que toma corte})$$

La más cargada:

$$(7,125 \div 11,750) \times 60.37 = 36.61 \text{ Ton.}$$

b] Dirección X-X: se considerará que todo el corte lo toman las pa redes paralelas a las viguetas.

$$(2 \times 325) \times 25 = 16,250 \text{ cm}^2$$

La mas cargada:

$$(325 \times 25 \div 16,250) \times 153.78 = 76.89 \text{ Ton.}$$

- Para la verificación se debe tomar la placa mas cargada de cada dirección; todas las paredes tienen el mismo espesor $t = 25$ cm. y la misma altura $h = 3.00$ m.; $f'_c = 140$ Kg/cm². Método a Rotura.

PLACAS PARALELAS A VIGUETAS (3.25 x 0.25)

$$P_u = 90,20 \text{ Ton.} \quad , \quad V_u = 1.33 \times 76.89 = 102.26 \text{ Ton.}$$

- a) Esfuerzos debidos a cargas verticales (compresión pura)

$$\text{Permisible : } f'_{cu} = 0.225 \times 1.9 \times 140 \left[1 - \left(\frac{3.00}{40 \times 0.25} \right)^3 \right] = 58.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Actuante : } f_u = \frac{P_u}{b \cdot t} = \frac{90,200}{325 \times 25} = 11.10 \text{ Kg/cm}^2 < 58.23$$

Luego no se requiere armadura en compresión

- b) Esfuerzos debidos a cargas laterales:

$$\text{Permisible : } v'_{cu} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{140} = 5.03 \text{ Kg/cm}^2$$

Actuante (Según Muto):

$$v_u = 1.2 \times \frac{102,260}{25 \times 325} = 15.10 \text{ Kg/cm}^2 > 5.03 \text{ Kg/cm}^2$$

requiere estribos estructurales (armadura horizontal)

- c) Cálculo de estribos estructurales (Diseño por Corte):

$$\frac{A_y}{S} = \frac{V'_u}{\phi \cdot f_y \cdot d} \quad ; \quad b = 3.25 \text{ m. (ancho de la placa)}$$

$$V_{cu} = v'_{cu} \times A_w = 5.03 \times 25 \times 325 = 40.87 \text{ Ton.}$$

$$V'_u = V_u - V_{cu} = 102,26 - 40,87 = 61.39 \text{ Ton.}$$

$$\frac{A_y}{S} = \frac{61,390}{0,85 \times 2800 \times 0,8 \times 3,25} = 9,92 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

(se ha usado $d = 0.8b$)

Usando $\emptyset 3/8"$, $A_v = 0.71 \times 2 = 1.42 \text{ cm}^2$ (estribos de dos ramales equivalente a dos capas de armadura en la placa considerada como viga); la separaci3n de las varillas ser3:

$$s = \frac{A_v}{9.92} = \frac{1.42}{9.92} = 0.15 \text{ m.}$$

Luego, por corte se requiere $\emptyset 3/8"$ a . 15 m., en dos capas (armadura horizontal).

d) C3lculo de la armadura vertical por flexi3n: aunque por compresi3n no se requiere refuerzo, en cambio por flexi3n s3 es necesario ya que la excentricidad de P_u :

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{102.26 \times 3.00}{90.20} = \frac{306.78}{90.20} = 3.40 \text{ m.}$$

es mayor que $\frac{b}{6} = \frac{3.25}{6} = 0.54 \text{ m.}$

Como puede observarse, la flexi3n es dominante y es conservador dise1ar por flexi3n pura; si se considera falla balanceada, la cuant3a y el 3rea de acero correspondientes son:

$$p_b = 0.5 \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.5 \times \frac{140}{2800} = 0.025$$

$$A_{Sb} = p_b \cdot b' \cdot d = 0.025 \times 25 (0.8 \times 325) = 162.50 \text{ cm}^2$$

que es excesivo (muy conservador), por lo que es mas conveniente calcular la armadura requerida para tomar el momento actuante $M = 306.78 \text{ Ton-m.}$

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

Calculando por tanteos y para $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$,
 $d = 0.8 b = 0.8 \times 325 = 260 \text{ cm.}$, se obtiene:

$$A_s = 51.65 \text{ cm}^2 , \quad a = 48.61 \text{ cm.}$$

Si esta refuerzo se coloca en dos capas y se distribuye en todo el ancho de la placa ($b = 3.25 \text{ m.}$), ya que la parte en compresión es pequeña, usando $\phi 3/8$, se tiene:

$$c/\text{capa} : A_s = 0.5 \times 51.65 = 25.825 \text{ cm}^2.$$

$$S = \frac{0.71 \times 325}{25.825} = 10 \text{ cm.}$$

Luego, se requiere por flexión $\phi 3/8''$ a . 10 m. en dos capas - (armadura vertical).

e) Cálculo de la armadura mínima.-

En general, si la excentricidad de P_u es menor que $b/6$, solo es necesario calcular armadura mínima (chequeando siempre el corte).

- Armadura horizontal (para 1m, de ancho):

$$A_{sh} = 0.0025 b \cdot h = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

que se colocará en dos capas ($h \geq 25 \text{ cm.}$), cada una con $0.5 \times 6.25 = 3.125 \text{ cm}^2$; usando $\phi 3/8''$:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{3.125} = 23 \text{ cm.}$$

esta separación no debe exceder a ninguna de las siguientes:

$$\frac{b}{5} = \frac{325}{5} = 65 \text{ cm.}$$

$$1.5 h = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ cm.}$$

$$18'' = 18 \times 2.54 = 45.7 \text{ cm.}$$

Se usaría entonces $\emptyset 3/8''$ a . 23 m., pero en la parte (c) se determinó que la separación de estas varillas no debe ser mayor de 15 cm.; finalmente debe usarse:

$\emptyset 3/8''$ a . 15 m., en dos capas

(manda el diseño por corte).

- Armadura vertical (para 1 m. de ancho).

$$A_{sv} = 0.0015 b.h = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

que debe ser colocada en dos capas (ya que $h \geq 25 \text{ cm.}$), c/u con $0.5 \times 3.75 = 1.875 \text{ cm}^2$; usando $\emptyset 3/8''$:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{1.875} \approx 38 \text{ cm.}$$

esta separación no debe exceder a :

$$3 h = 3 \times 25 = 75 \text{ cm.}$$

$$18'' = 18 \times 2.54 = 45.7 \text{ cm.}$$

Luego se usaría $\emptyset 3/8''$ a . 38 m., en dos capas, pero en la parte (d) se obtuvo una separación de 10 cm. para dichas varillas, por lo que debe usarse:

$\emptyset 3/8''$ a . 10 m., en dos capas.

(manda el diseño por flexión)

f) En resumen, las placas paralelas a las viguetas deben ser reforzadas de la siguiente forma ;

Armadura horizontal: \emptyset 3/8" a . 15 m. en dos capas

Armadura vertical : \emptyset 3/8" a . 10 m. en dos capas

PLACAS PERPENDICULARES A VIGUETAS (25 x 2.85)

$$P_u = 93.48 \text{ Ton} ; V_u = 1.33 \times 36.61 = 48.69 \text{ Ton.}$$

Siguiendo el procedimiento anterior se obtiene:

a) Armadura horizontal:

\emptyset 3/8" a . 23 m. en dos capas

(la armadura mínima es mayor que de diseño por corte).

b) Armadura vertical:

\emptyset 3/8" a . 15 cm. en dos capas

(manda el diseño por flexión)

- Estas armaduras de cálculo deben ser comparadas con las existentes en los planos. En los archivos del CINPIP no se ha conseguido el plano estructural de la "Caja de Asensor"; como en la evaluación de daños no se ha observado daños, se concluye que los refuerzos de acero debieron ser los obtenidos anteriormente, por lo menos. Esto es, en los entresijos 1°, 2° y 3° donde el cortante sísmico es de consideración. En los demás entresijos superiores los refuerzos podrían disminuir pero no ser inferiores a las cuantías mínimas señaladas.
- Esta solución es bastante conservadora. Si se considera todas las paredes de la Caja de Asensor con un solo conjunto, bastan los refuerzos mínimos.

C A P I T U L O V

CAUSAS QUE ORIGINARON LOS DAÑOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

Evidentemente la causa principal, para producir daños sobre todo en elementos no estructurales (tabiquerías y acabados), fué el sismo del 3 de Octubre de 1974 que como se señaló en los capítulos iniciales tuvo una intensidad - promedio de VII - VIII M.M., magnitud aproximada a 7.5 en la Escala de Richter y duración mas de 2 minutos. Pero estructuras bien diseñadas para resistir las vibraciones sísmicas, sobre todo teniendo en cuenta los elementos no estructurales, debieron sufrir muy leves daños; esto es en lo referente a estructuras de concreto armado.

Al estudiar las características del suelo en el que está construido el CINPIP, se señaló también que es un suelo muy resistente y que es apropiado para edificios aporticados (flexibles) cuya cimentación puede ser de zapatas aisladas, teniendo en cuenta que los asentamientos serán mínimos y que no afectarán a los elementos estructurales del edificio.

Considerando las características del sismo del 03.10.74 y las del suelo de Lima (en el Cono Deyectivo del Rfo Rímac), se tiene que concluir que cualquier daño considerable en edificios aporticados se deben a deficiencias de diseño. Ya que según la Escala de Mercali Modificada por Richter, estas estructuras deben sufrir leves daños para intensidades hasta del grado VIII y para las características del suelo de Lima se deben edificar estructuras flexibles en suelos rígidos.

Muchos edificios de este tipo han sufrido leves daños ante la ocurrencia del sismo; pero otros apesar de estar diseñados para resistir las vibraciones sísmicas han sufrido daños considerables, sobre todo en las tabiquerías que posiblemente no fueron considerados en los cálculos estructurales y que en muchos casos han comprometido a la estructura en sí de los edificios, ya que estos elementos por tener una gran rigidez, mayor que el de los pórticos, han atraído grandes fuerzas cortantes.

Bajo estas consideraciones muy importantes, se tratará de determinar las causas que originaron los daños en el edificio del Centro de Instrucción de la PIP (CINPIP). Para ello se recurrirá a la Evaluación de Daños y el Análisis y Diseño Estructural que se desarrollo en los Capítulos anteriores, y a los planos de estructuras que sirvieron para la construcción del CINPIP.

COMPARACION DE LA VERIFICACION DE DISEÑO CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES EXISTENTES.-

En el Capítulo inmediatamente anterior ya se realizó dicha comparación. A continuación se comentará los resultados obtenidos, teniendo en cuenta que el Análisis y Verificación de Diseño corresponden a una situación anterior a la ocurrencia del sismo; se complementará dichos comentarios con los resultados de la Evaluación de Daños causados por el sismo en estudio. Se trata pues de determinar el comportamiento de la estructura ante la ocurrencia de las vibraciones sísmicas y observar las partes resistentes y débiles para su posterior reforzamiento con criterio sismo-resistente.

Como el Pabellón Izquierdo ha sido mas afectado, principalmente en lo referente a las tabiquerías de la dirección secundaria, la comparación corresponde a éste pabellón y resulta también válido para los otros pabellones por ser similares.

1) Cortante Sísmico en Columnas.- Al efectuar un dimensionamiento previo, lo -

primero que debe verificarse es que la sección de las columnas sin refuerzo deben ser capaces de resistir el esfuerzo cortante debido a efectos sísmicos. Las Tablas N° 44, 45 y 46 muestran los resultados de dicha verificación. El esfuerzo de corte admisible (Método a Rotura) en el primer entrepiso es de 5.623 Kg/cm^2 y de 5.029 Kg/cm^2 en los demás entrepisos.

- a. En el Pórtico N° 1, los esfuerzos actuantes últimos son: máximo valor 2.899 Kg/cm^2 - 3er entrepiso y columna A-1; mínimo valor 1.308 kg/cm^2 6° entrepiso y columna A-1. Como puede observarse ambos son inferiores que el admisible de 5.029 kg/cm^2 . Luego, por corte el Pórtico No. 1 así como el Pórtico No. 12A que es su simétrico, es satisfactorio.
- b. En el Pórtico N° 2: máximo valor 2.796 Kg/cm^2 - 3er entrepiso y columna A-2; mínimo valor 1.049 kg/cm^2 - 6to. entrepiso y columna D-2; que son inferiores que el admisible, por lo que son satisfactorios al corte todas las columnas de los pórticos interiores (Nos. 2, 3, 4, ..., 12).
- c. En los pórticos secundarios: máximo valor de 2.720 Kg/cm^2 - 4° entrepiso y columna interior; mínimo valor 0.736 Kg/cm^2 - 2° entrepiso y columna exterior, ambos inferiores al admisible; por lo que todas las columnas de los pórticos secundarios (A, B, C y D) son satisfactorios al corte.

En la evaluación de daños se comprobó que no existen daños considerables en columnas por corte. Los fisuramientos que algunas presentan son debido a su comportamiento como columnas cortas y a la predominancia de la flexión y a otros motivos como la deficiencia de la junta de construcción (columna D-5, - del 5° entrepiso; el tarrajeo se desprendió y el refuerzo de acero quedó visible; se observó oquedades en el concreto sobre todo en la junta de construcción, el concreto no fue vibrado en el momento del llenado).

2) Vigas.- se han verificado por flexión y corte, bajo la acción conjunta de CV, CM y CS.

- a. Vigas del Pórtico N° 1: En todos los niveles la armadura positiva existente es suficiente, mientras que la negativa es deficiente en todos los

niveles a excepción del 6º; dicha deficiencia llega hasta un máximo de - 109% respecto de la existente según se puede comprobar en la Tabla Nº 48. Igualmente la armadura en compresión es deficiente si se tiene en cuenta la inversión de esfuerzos que se produce en el momento de la ocurrencia de un sismo. Se comprueba así que el diseño existente, según los planos, no ha previsto las cargas laterales de inercia originados por un sismo. En cuanto al refuerzo transversal (estribos), todas las vigas peraltadas son satisfactorias; en cambio las vigas chatas del pasadizo observan deficiencia como puede observarse en la Tabla Nº 52, hay pues gran concentración de fuerza cortante.

- b. Vigas del Pórtico Nº 2: La armadura positiva es satisfactoria en todas las vigas y en todos los niveles; en cambio la armadura negativa (apoyos ó nudos) es deficiente en todos los niveles a excepción del 6º, llegando dicha deficiencia hasta un máximo de 102% respecto de la armadura existente como puede observarse en la Tabla Nº 49. La armadura en compresión es igualmente deficiente sobre todo en los tramos centrales. Se comprueba así que el diseño existente en los planos no corresponde a un diseño sísmico (la influencia del sismo incrementa notablemente los esfuerzos de flexión sobre todo en los nudos o apoyos aunque no en los tramos centrales de vigas).

El refuerzo transversal (estribos) es satisfactorio en las vigas peraltadas, no así en las vigas chatas del pasadizo debido a que hubo concentración de esfuerzos cortantes (viga de pequeña longitud y rodeada por elementos más rígidos). Ver la Tabla Nº 53.

- c. Vigas de arriostre (Pórticos Secundarios): La armadura positiva es suficiente; pero la negativa es deficiente, llegando dicha deficiencia hasta un máximo de 80% respecto a la armadura existente (Tabla Nº 50). Igualmente la armadura en compresión es deficiente sobre todo en los tramos centrales de las vigas. El diseño existente no corresponde a un diseño sísmico, ya que el refuerzo existente en los nudos es inferior al necesa

rio, considerando la influencia del sismo.

Con respecto a la armadura transversal, es satisfactorio como puede observarse en la Tabla N° 54; pero el estribo utilizado \emptyset 1/4 es deficiente por razones sísmicas, ya que el mínimo debió ser \emptyset 3/8.

En la evaluación de daños referente a vigas principales y de arriostre, se comprobó que no había daños considerables, pero se observó fisuras muy finas que parten del techo y en la mayoría de los casos no llegan a la base de las vigas; esto se ha debido a la deficiencia de armadura negativa y en compresión. Estas fisuras, que en promedio llegan a 6, están distribuidas a lo largo de las vigas peraltadas y en forma uniforme, que explica gráficamente el fenómeno de la inversión de esfuerzos en el momento del sismo. Además, en el análisis y diseño se ha comprobado gran concentración de esfuerzos en los niveles 2°, 3° y 4° debido al sismo, que ha producido el fenómeno de "chicoteo" por la vibración del edificio en modos altos.

Evidentemente no se han producido daños graves, sobre todo en los nudos de los pórticos, debido a dos razones muy importantes: primero, por la gran densidad de muros (tabiquerías) que cubren la mayoría de los vanos de los pórticos, que habrán tomado gran porcentaje del cortante sísmico debido a su rigidez superior al de los pórticos, quedando éstos últimos favorecidos; en segundo lugar, debido a que el concreto a través de los años ha ido adquiriendo mayor resistencia y también debido a que las dimensiones han sido agrandadas. Por estas razones, los daños mayores se produjeron en los tabiques sobre todo en la unión de los pórticos con aquellos, ya que las deformaciones han temido que ser diferentes.

3) Columnas.- Se han verificado a flexo-compresión bi-axial (Fórmula de Bresler), utilizando para ello la armadura existente en planos y determinando la capacidad de cada columna.

a.- Columnas del Pórtico N° 1.- Como puede observarse en la Tabla N° 55, la mayor parte de las columnas no tienen la capacidad suficiente para sopor

tar esfuerzos de flexo-compresión bi-axial, con flexión dominante, es decir los refuerzos de acero existentes no son satisfactorios. La insuficiencia llega hasta un máximo de 101% respecto a la armadura existente, sobre todo en los dos últimos entrepisos; la causa principal es la predominancia de la flexión debido a la influencia sísmica (las excentricidades de la carga axial son grandes).

En cuanto a los estribos, es deficiente ya que aparte de que no se hizo confinamiento en la cabeza y pie de las columnas tampoco se utilizó el estribo mínimo $\emptyset 3/8''$ recomendada para diseño sísmico, según se observa en la Tabla N° 57.

- b. Columnas del Pórtico N° 2.- La Tabla N° 56 muestra el resultado de la verificación, observándose también deficiencia de capacidad aunque no muy excesiva; como en el caso anterior hay tendencia a que la flexión predomine sobre todo en los pisos superiores. La máxima deficiencia llega también a 101% respecto a la capacidad de la columna que corresponde a la armadura existente. En compresión pura o compresión uniaxial, todas son satisfactorias.

Con respecto a los estribos, son igualmente deficientes por falta de confinamiento y porque no se utilizó $\emptyset 3/8''$ en forma uniforme.

En la Evaluación de Daños se ha constatado la ausencia de daños considerables en columnas, a excepción de algunos fisuramientos producidos en las columnas cortas y así como en las falsas columnas de la parte en voladizo. Este comportamiento se explica, comparando con los resultados de la verificación, - que así sea porque las tabiquerías han tomado la mayor parte del cortante sísmico, que el concreto ha adquirido mayor resistencia y porque las dimensiones fueron ampliadas; de lo contrario se habría producido daños mayores, ya que las vibraciones sísmicas producen grandes excentricidades.

- 4) Cimentación.- Según figura en los planos, se utilizó zapatas aisladas y una combinada; la verificación se realizó con $\sigma_t = 4 \text{ Kg/cm}^2$ aunque los planos no

indican la resistencia del suelo.

La tabla N° 60 muestra el resultado de la verificación y compara con lo que indican los planos existentes.

a.- Zapatas de columnas del Pórtico N° 1.- Las dimensiones en planta son insuficientes y en elevación son satisfactorias; dicha deficiencia llega hasta un máximo de 70% con respecto al área existente. En cuanto a las armaduras, calculadas considerando las dimensiones en planta existentes, son satisfactorias, a excepción de la Z-C-1 en la dirección Y-Y (45%). La adherencia por flexión no queda satisfecha ya que en vez de $\emptyset 1/2''$ debió utilizarse $\emptyset 5/8''$.

b.- Zapatas de columnas del Pórtico N° 2 y otras interiores.- Las dimensiones en planta son deficientes y en altura satisfactorias; la máxima deficiencia llega hasta 48% respecto al área existente. Los refuerzos de a c e r o son satisfactorios (calculadas considerando las dimensiones de zapatas que indican los planos). Como en el caso anterior, la adherencia por flexión no queda satisfecha; debió utilizarse $\emptyset 5/8''$ en vez de $\emptyset 1/2''$.

c.- Zapata combinada.- Las columnas D-1 y D-2 son unidas en su cimentación por medio de una zapata combinada; en planta sus dimensiones no son satisfactorias aunque no excesivamente; en altura es satisfactoria.

Refuerzos de la zapata combinada: la armadura longitudinal de la capa superior (positiva) no es suficiente (insuficiencia de 21% respecto a la existente); en capa inferior (armadura negativa) debajo de las columnas, queda satisfecha aunque no en la dirección X-X de la Columna D-2. Por otra parte esta zapata requiere estribos de 4 ramales $\emptyset 1/2''$ a partir de las caras de las columnas, aunque los planos existentes no muestran ningún estribo, constituyendo esta también otra deficiencia.

Observando los resultados de la Evaluación de Daños, se concluye que no hubo daños en la Cimentación ya que no se observó asentamientos (Si ello hubiera ocurrido, se habría observado diferencias de nivel de los pisos, veredas, etc). Posiblemente las dimensiones de las zapatas fueron ampliadas y que so-

bre todo la resistencia del suelo sea superior al asumido. En los taludes de la Vía Expresa (antes Paseo de la Republica) se observa el suelo conglomerado de alta potencia y es posible que en esta zona se tenga resistencias mayores de 5 Kg/cm^2 , que justifica el comportamiento del edificio en estudio. Además, la estructura debe tener un alto grado de empotramiento, ya que la cimentación está por debajo de 1.10 m. de profundidad respecto a la superficie del suelo, es decir debajo de la tierra de cultivo u horgánica.

- 5) Techo Aligerado.- Se ha hecho una verificación por flexión y por corte, utilizando el Método de los coeficientes que recomienda el Reglamento de Concreto Armado (ACI-71). Un dimensionamiento previo, hace necesario un aligerado de 25 cm. de altura total y que el existente según los planos es solo 20 cm; esto hace necesario ensanchar las viguetas en la cercanía de los apoyos. Tanto por flexión como por corte requieren ensanches de viguetas cuando se considera $h = 20 \text{ cm.}$, aunque al final manda el ensanche correspondiente a corte; en el primer apoyo queda satisfecho, con pequeña variante, el ensanche de vigueta; mientras que en el segundo apoyo donde el corte es máximo, el ensanche es satisfactorio en el ancho de la vigueta pero no en longitud; en los demás apoyos interiores ocurre lo mismo que en el primero, como puede observarse en la Tabla N° 62.

En cuanto al refuerzo longitudinal, es satisfactoria la armadura existente, a excepción del que corresponde al apoyo 2 (armadura negativa) y que llega hasta un 13% de deficiencia; estos resultados se pueden observar en la tabla N° 61. La armadura de repartición y temperatura es correcta.

En la parte de Evaluación de Daños, se indicó la ausencia de daños en el aligerado. Las fisuras muy finas en la parte inferior de la losa aligerada, junto a vigas, se han debido al comportamiento de estas últimas causadas posiblemente por la inversión de esfuerzos, en el momento de ocurrir las vibraciones sísmicas. Además, las deficiencias de ensanche han debido compensarse con el incremento de resistencia del concreto y con las posibles ampliaciones.

nes de dimensión en el proceso constructivo.

- 6) Escaleras.- Estos elementos tienen una losa resistente de 15 cm. de espesor y que para las dimensiones y cargas de diseño es satisfactoria. Los refuerzos de acero (por flexión) son satisfactorios tanto los positivos como los negativos, aunque no la armadura de repartición. Por corte también es satisfactorio.

En la Evaluación de Daños se recalcó que en la zona de separación de los tramos (anchos de 30 cm. aproximadamente) ubicada en cada nivel, se produjo fisuras en los niveles 2º y 3º mientras que en el 1º ligero agrietamiento; esto se ha debido a la vibración desordenada de los tramos en el momento de ocurrir el sismo. Como las fisuras o grietas avanzan hacia la losa aligerada, disminuyendo el espesor en forma gradual, da a entender también que se ha debido a esfuerzos de flexión ya que en dicha zona existe una losa maciza de 80x20 con 4Ø3/8" en cada capa (superior o inferior) y que de tener un mayor refuerzo, se habrá evitado los daños que aunque leves saltan a la vista. Además, al ocurrir el sismo, todo el estudiantado y demás personas efectuaron una rápida evacuación del local (desde el 6º nivel) por medio de las escaleras, recargándolas ampliamente y por lo tanto sometiendo a intensas vibraciones que pudo llegar hasta la resonancia en el primer nivel.

- 7) Caja de Asensor.- Posee una losa de concreto armado de 25 cm. de espesor. Como se indicó en su oportunidad, no se ha podido ubicar el plano de estructuras correspondientes; sin embargo se ha realizado un cálculo de los refuerzos necesarios, observando que la armadura vertical se calcula por flexión y la horizontal por corte (requieren cuantías mayores que las mínimas); esto es en los entrepisos 1º, 2º y 3º donde los cortantes son considerables, y en los siguientes solo requieren armaduras de cuantía mínima. Al realizar la Evaluación de Daños no se observó ningún daño, por lo que se concluye que la Caja de asensor está debidamente reforzada para resistir sismos que correspondan al Espectro Sísmico utilizado.

- 8) Tabiquerías.- Como se ha indicado repetidas veces, los mayores daños (fisuras y algunas grietas) se han producido en los tabiques (muros de ladrillo pandereta - soga), debido al cortante sísmico, sobre todo en los que corresponden a la dirección secundaria donde se alojan las puertas y ventanas. Estos elementos no estructurales, considerados así en los diseños, atraen mayor cortante que el pórtico que los enmarca, por su gran rigidez; si no son suficientemente resistentes como para tomar dichos esfuerzos, fallan parcial o totalmente, agravándose más aún si no están aislados debidamente de los pórticos. En otros casos, si estos tabiques son resistentes, pueden hacer fallar a las columnas al alargarse el tabique en una diagonal y acortarse en la otra (tracción y compresión diagonal).
- En la estructura del CINPIP estos tabiques, por ser poco resistentes, no han danado a las columnas; sin embargo se han producido fisuramientos y algunos agrietamientos en la unión de los tabiques con las vigas y columnas, así como también fisuramientos diagonales (corte típico) y verticales (especie de efecto puntal producido por tabiques perpendiculares); esto es, en los de la dirección principal.
 - En la dirección secundaria, la mayor parte de los tabiques no cubren toda la altura y vano de los pórticos; existen ventanas altas sobre todo en las zonas adyacentes del pasadizo de comunicación, que en algunos casos han transformado a las columnas normales en columnas cortas en las que se han producido fisuramientos aunque solo en el tarrajeo. Estos tabiques han sufrido los mayores daños, presentando fisuras, y algunas grietas, en diferentes direcciones y sobre todo en la unión con las columnas ya que en esta dirección los pórticos son mas flexibles por la menor densidad de tabiques. Las causas principales de estos danos son: la falta de aislamiento o separación entre pórticos y tabiques, la mayor magnitud de cortante sísmico en esta dirección (X-X), falta de simetría de los elementos estructurales (la caja de ascensor no está ubicada en forma simétrica y por lo tanto existe torsión sísmica); y la falta de limpieza de la Junta de

Separación y dilatación existente entre los tres Pabellones (incremento de esfuerzos por impacto). Las tabiquerías de los entresijos 2°, 3° y 4° han sufrido los mayores daños consistentes en fisuramientos y algunos agrietamientos.

- Por otra parte estas tabiquerías, sobre todo las de la dirección principal (Y-Y), han aliviado a los pórticos en cuanto a la absorción de los esfuerzos provocados por las vibraciones sísmicas. Esto se deduce que sea así, debido a que las vigas y columnas, según el análisis y verificación realizados anteriormente, no son capaces por sí solos de tomar la totalidad de dichos esfuerzos. Se ha comprobado que el diseño existente en los planos no corresponden a Diseño Sísmico (fuerzas laterales) sino solamente a Cargas de gravedad. En la dirección principal, existe gran densidad de estos tabiques ya que alrededor del 75% de los vanos de los pórticos están cubiertos por estos muros. Se sabe que estos elementos tienen gran rigidez y por lo tanto atraen grandes fuerzas laterales; estas fuerzas han sido transmitidas a los tabiques a través de las columnas limitando las deformaciones de los pórticos.

Para tener una referencia de la magnitud de corte tomado por estos muros, teniendo en cuenta las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico en lo referente a elementos no estructurales (tabiquerías), se sabe que éstos deben ser diseñados para soportar una carga horizontal de:

$$Q = C_2 \cdot P_2$$

Siendo:

Q = carga horizontal que actúa sobre el elemento no estructural

C₂ = coeficiente que depende del tipo de muro y de la Región Sísmica; para tabiques interiores de piso a techo y la Región 2 (Lima) se tiene C₂ = 0.8

P₂ = Peso del elemento. Para muros de ladrillo pandereta (aparejo -

soga) tarrajeados por ambas caras, el peso por metro cuadrado de dicho muro es 200 Kg. aproximadamente.

El área total de estos tabiques que cubren el vano de los pórticos, en promedio, en cada entrepiso y en la dirección principal (Y-Y) es 293 m^2 ; por lo tanto el cortante total que toman las tabiquerías, en cada entrepiso, será:

$$Q_i = 0.8 \times (293 \text{ m}^2 \times 200 \text{ Kg/m}^2) \approx 46,900 \text{ Kg.}$$

$$Q_i = 47 \text{ Ton.}$$

Sin considerar los tabiques ubicados fuera de los pórticos, aunque éstos son en menor proporción.

Si se observa la tabla N° 15, donde figura el corte total distribuido en cada nivel, y se deduce en cada nivel las 47 Ton, se concluye que efectivamente los pórticos principales (Y-Y) se ven aliviados y además sus deformaciones son reducidas por la presencia de dichos muros. En realidad los tabiques habrán tomado mayor cortante debido a la limitación de la deformación de los pórticos flexibles; de esta manera se explica la ocurrencia de fisuramientos y algunos agrietamientos. La existencia de estos tabiques hace pues que cada columna, en promedio, reciba alrededor de 1 Ton menos de carga horizontal.

En la dirección secundaria (X-X), donde hay menor densidad de estos muros, en cada entrepiso y en promedio solo toman 10 Ton. y que deduciendo de la tabla N° 15 no se favorece considerablemente a los pórticos, permitiéndolos a estos últimos a deformarse libremente y por lo tanto sobrecargándolos a aquellos; por esta razón en esta dirección se han producido los mayores daños en tabiques (fisuras y grietas).

CONCLUSIONES.-

1.- Considerando el resultado de las verificaciones de los elementos estructu-

rales, se ha comprobado que el concreto y los refuerzos de acero existentes en los planos del CINPIP, corresponden a Diseño por Cargas de Gravedad sin considerar las cargas laterales provocadas por las vibraciones sísmicas. Esto se observa claramente en las verificaciones de vigas y columnas, sobre todo en lo que respecta a los esfuerzos de flexión; lo que ha dado origen a que las vibraciones sísmicas produzcan fisuramientos y daños considerables en los elementos no estructurales.

- 2.- Techo Aligerado (20 cm.); es satisfactorio a esfuerzos de flexión. Para esfuerzos de corte requiere mayor ensanche de viguetas, sobre todo en el 2º apoyo. No se ha observado daños, por lo que se cree que las viguetas tienen el ensanche necesario. Se debió utilizar aligerado de 25 cm.
- 3.- Vigas: los refuerzos positivos son satisfactorios, así como los transversales (estribos). En cambio la armadura negativa (apoyos) es deficiente hasta en 109% y 102% en las vigas de los Pórticos Principales N° 1 y 2 respectivamente; la armadura existente solo corresponde a cargas verticales excluyendo las laterales de sismo. Asimismo, la armadura en compresión es deficiente.

De no existir la gran densidad de tabiquerías, los daños habrían sido considerables. La presencia de fisuras verticales que parten del techo, en el peralte de las vigas, que en contados casos llegan a la base, se deben a la inversión de esfuerzos al ocurrir el sismo y al escaso refuerzo de compresión y refuerzo negativo; y la concentración de esfuerzos en los niveles 2º, 3º y 4º se deben a que el edificio vibró en modos altos originando el fenómeno de "Chicoteo".

- 4.- Columnas: Todas son satisfactorias a esfuerzos de cortante sísmico, es decir que cada columna es capaz de tomar el corte que le corresponde, sin refuerzo de alma. Algunas se han comportado como columna corta, presentando fisuras solo en el tarrajeo, o en el caso único de la columna D-5 del 5º - entresiso que presenta desprendimiento del tarrajeo quedando visible los

refuerzos (hubo defectos de llenado en la junta de construcción).

Ante esfuerzos de flexo-compresión bi-axial, las columnas no tienen la capacidad suficiente ya que se producen grandes excentricidades (predomina la flexión). Esta insuficiencia llega hasta 101% tanto en las columnas del Pórtico N° 1 como en las del Pórtico N° 2. Es decir que la armadura existente es inferior a la necesaria. En cuanto a los estribos, no se hizo confinamiento ni se utilizó $\emptyset 3/8"$ en forma uniforme como recomienda el Diseño Sísmico. De no existir la gran densidad de tabiquerías que ha rigidizado la estructura, se habría producido daños considerables. Solo algunas columnas presentan fisuras oblicuas, sobre todo en la dirección secundaria, debido a las deficiencias.

Por otra parte, el concreto ha tenido que adquirir mayor resistencia a través de los años, y asimismo las dimensiones de la sección recta han sido aumentadas.

- 5.- Cimentación: Las dimensiones en planta de las zapatas aisladas no corresponden al esfuerzo de trabajo del suelo (4 Kg/cm) sino a un esfuerzo mayor. Las mayores deficiencias llegan hasta 70% y 48% en las dimensiones en planta de las zapatas de los Pórticos N° 1 y 2. Aunque las armaduras de flexión son las necesarias, en cambio la adherencia por flexión no queda satisfecha por usar $\emptyset 1/2"$ en vez de $\emptyset 5/8"$.

La zapata combinada igualmente tiene dimensiones en planta menores a las necesarias, y el refuerzo longitudinal (capa superior) con 21% de deficiencia aunque en la capa inferior es satisfactoria. No posee estribos.

Como no se observó asentamientos, en la Evaluación de daños, se concluye que la resistencia del suelo es mayor que el asumido, que las dimensiones fueron ampliadas y que el concreto ha adquirido mayor resistencia. Asimismo, la estructura tiene alto grado de empotramiento debido a que la cimentación está debajo de 1.10 m. de profundidad.

- 6.- Escaleras y Caja de Ascensor: en cuanto a dimensiones y refuerzos son satisfactorios; aunque no existe el plano de estructuras de la Caja de Ascensor

se supone que en la construcción se utilizó el refuerzo suficiente, ya que durante la Evaluación de daños no se constató daños.

La Caja de Asensor rigidizó considerablemente la estructura del CINPIP, sobre todo en la dirección secundaria (niveles 1º, 2º y 3º) donde tomó cortante hasta de 52% del total actuante en el 2º entrepiso (40% y 28% en los entrepisos 1º y 3º). En la dirección principal tomó el 7%, 25% y 2% del cortante correspondiente a los entrepisos 1º, 2º y 3º respectivamente. Esto, junto con las tabiquerías, ha contribuido favorablemente a los pórticos limitando sus deformaciones y daños consiguientes.

En cuanto a las escaleras no hubo daños en la estructura verdadera; los daños observados en el 2º descanso (ubicado en cada nivel), en el espacio de separación de los tramos, se debe a que dicho espacio del descanso no está reforzada suficientemente como para tomar esfuerzos de sismo, ya que al ocurrir éste los tramos vibraron en forma desordenada y que en dichos instantes estuvo recargada por la evacuación del personal.

- 7.- Tabiquerías.- Estos elementos han sufrido los mayores daños consistentes en fisuras y algunas grietas, sobre todo en la dirección secundaria donde se encuentran ubicadas las puertas y ventanas. Dichos daños se han debido al cortante sísmico (fisuras diagonales), por la falta de aislamiento de los pórticos (los cálculos estructurales no consideraron la influencia de los tabiques), por la falta de simetría de los elementos estructurales (la caja de asensor está a un extremo) y, por la falta de limpieza de las Juntas de separación y dilatación de los Pabellones (dichas juntas están rellenas de morteros, pedazos de ladrillos, maderas, bolsas y además se ha observado falta de uniformidad y verticalidad de dichas juntas). Los mayores daños se han registrado en los entrepisos 2º, 3º y 4º debido a la concentración de esfuerzos por la vibración de la estructura en Modos altos, por el choque o impacto entre los pabellones.

La presencia de estas tabiquerías, sobre todo las de la dirección princi-

pal (Y-Y), han aliviado a los pórticos absorbiendo parte del cortante sísmico y rigidizando a la estructura, de lo contrario los pórticos habrían sufrido daños considerables ya que solo están reforzados para resistir esfuerzos de cargas de gravedad. El 75% de los vanos de los pórticos principales están cubiertos de estos tabiques y han tomado por lo menos el 20% del cortante total actuante en cada entrepiso; en la dirección secundaria un mínimo de 5% del actuante en cada entrepiso.

8.- En resumen, la estructura del CINPIP está calculada y construida para soportar solo esfuerzos de gravedad sin considerar los correspondientes a fuerzas laterales de sismo. Las tabiquerías han ayudado a los pórticos en la absorción de esfuerzos, por ello han sido fisuradas o agrietadas en algunos casos; dichos esfuerzos se han incrementado por el impacto entre los Pabellones, por la falta de limpieza de las juntas y por falta de simetría estructural

Por otra parte, se tiene conocimiento por intermedio de los especialistas de estructuras que intervinieron en el Proyecto del CINPIP, que este se desarrolló en un tiempo record de 15 días, teniendo en cuenta que en 1961 no se disponía de elementos de cálculo rápidos y que existía presión de parte de personas allegadas a la PIP (el terreno sobre el cual se edificó el CINPIP iba a ser propiedad de una Congregación Religiosa y se pensaba construir un Convento; la PIP logró primero la adjudicación del terreno). En ese tiempo de 15 días se desarrollaron los planos de Arquitectura, Estructuras, Eléctricas y Sanitarias, y no hubo estudio de suelos. Las columnas se calcularon solo hasta el 4º entrepiso y las vigas solamente del 1er nivel; para los demás pisos se utilizaron los mismos planos. De todo ello se deduce que solo se consideró cargas de gravedad, que no se hizo hipótesis de carga viva ni menos se pensó en el comportamiento de los elementos no estructurales, ni tampoco se pensó en una estructura sísmo-resistente. Sin embargo, como es bien sabido, el Diseño por el Método de las Cargas de Servicio tiene un coeficiente de se-

guridad alto y por lo tanto los refuerzos de acero calculados siempre son conservadores en comparación con el Método a Rotura.

En cuanto a los materiales utilizados, se sabe que la armadura tiene su punto de fluencia a 2800 Kg/cm^2 y el concreto utilizado es de baja resistencia, de 140 Kg/cm^2 (solo las columnas del 1er entrepiso son de 175 Kg/cm^2) pero con el transcurso del tiempo dicha resistencia se habrá incrementado.

Con respecto a la resistencia del suelo, en el análisis se consideró 4 Kg/cm^2 . Como no se han producido asentamientos, se concluye que el suelo tiene una mayor resistencia que el asumido y además la carga de trabajo con el que se diseña la cimentación tiene un coeficiente de seguridad hasta de 3, que puede tomar los esfuerzos mayores que el admisible.

C A P I T U L O VI

CONCEPCION DE UNA ESTRUCTURA ADICIONAL DE REFUERZO

ESTRUCTURACION CON CRITERIO SISMO-RESISTENTE

En los capítulos anteriores, de Verificación y Determinación de las causas de los daños y así como considerando el Comportamiento Sísmico de la Estructura del CINPIP, se ha llegado a la conclusión de que en los cálculos estructurales existentes no se han considerado las Cargas laterales de sismo; que el concreto y los refuerzos de acero son deficientes sobre todo en vigas y columnas; que la estructura aporticada no ha fallado por la presencia de gran densidad de tabiquerías (dirección principal Y-Y) y que éstas al tomar excesiva cortante han sufrido daños consistentes en fisuras y grietas al no tener resistencia suficiente, y que es necesario rigidizar la estructura para evitar excesivas deformaciones y daños consiguientes.

- De ello se desprende que es imprescindible proyectar un Reforzamiento Estructural, introduciendo elementos de Concreto Armado Sismo-resistentes (Placas) que rigidice toda la estructura, es decir que transforme la estructura flexible existente en otra que sea capaz de absorber esfuerzos provocados por las vibraciones sísmicas sin sufrir excesivas deformaciones. Esto es, proveer a la estructura existente de una "Defensa Escalonada", que al ocurrir un sismo de gran intensidad, igual o mayor que el del sismo del 3 de Octubre de 1974, sean las Placas las que tomen el mayor porcentaje del cortante sísmico y si fallan no colapse la estructura restante, sino que la estructura flexible las remplace y tome los esfuerzos provocados por las últimas ondas sísmicas (debe tenerse en cuenta que la probabilidad de la ocurrencia de un sismo destructor es ínfima, aunque Lima se encuentra dentro de una de las zonas sísm-

micas mas activas del Perú).

- En cuanto a la interacción Suelo-Estructura, se sabe que el suelo del Valle del Río Rimac es un conglomerado seco y compacto pero no se le puede considerar como un suelo firme (roca). Los suelos firmes o rígidos tienen un periodo de vibración muy corto y sobre los cuales es recomendable edificar estructuras flexibles. En cambio en un suelo blando, donde el periodo de vibración es largo, es recomendable estructuras rígidas. Entre estos dos extremos se encuentra el suelo del cono deyectivo del Río Rimac y teniendo en cuenta la sismicidad de la Región, lo mas recomendable es adoptar una estructuración de Pórticos y Placas Sismo-Resistentes, evitando el fenómeno de la Resonancia que se produce al coincidir los periodos del suelo y de la estructura.
- Las Placas de Concreto Armado son resistentes a esfuerzos de flexión y sobre todo a esfuerzos de corte producidos por las fuerzas horizontales de inercia al ocurrir las vibraciones sísmicas, consiguiendo "rigidizar" a la estructura.
- En el presente estudio, se introducen estos elementos adicionales de refuerzo, las placas, teniendo en cuenta por razones de seguridad que en conjunto tomen alrededor del 75% del cortante total (esto es función del ancho y espesor de las placas), evitando concentración de esfuerzos en determinadas zonas por torsión sísmica. Asimismo, se toma en cuenta para su ubicación la Arquitectura del local, procurando ubicarlas sin limitar los ambientes y dentro de los pórticos.

De acuerdo con las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, los pórticos dúctiles se deben diseñar para resistir el 25% del cortante en la base del edificio y el 75% deben ser tomados por los demás elementos resistentes constituidos por muros de corte o placas, cajas de ascensor y otros elementos verticales que resisten la fuerza lateral (capacidad de absorción de energía, $K = 0,80$ en la Fórmula $H = UKCP$).

La interacción Suelo-estructura será también mejorada, ya que la cimentación de los nuevos elementos serán conectadas entre sí para evitar la vibración - desordenada en el caso de ocurrir un sismo.

ANÁLISIS SISMICO.-

- En el Capítulo de Análisis Sísmico de la estructura tal como se encontraba - antes del sismo 03.10.74, se ha definido los conceptos básicos del Análisis Sísmico por el Método de Muto, tanto para las columnas como para las placas en general.

En el presente capítulo, se aplicarán dichos conceptos en el Análisis Sísmico de los nuevos elementos de refuerzo (Placas), tanto en la determinación de los Coeficientes de Distribución "D" como en el Análisis Dinámico para la obtención de las frecuencias y formas de modo.

- Se seguirá el siguiente procedimiento:

- 1) Determinación del cortante en la base y distribución por niveles, de acuerdo a las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, en las dos direcciones de análisis (Y-Y, X-X).
- 2) Cálculo de los coeficientes de Distribución "D" en las nuevas Placas y en la Caja de Asensor.
- 3) Análisis Dinámico en base a las rigideces de todos los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales (Placas y columnas), en función a los Coeficientes "D". Se obtiene las frecuencias y formas de modo; así como el cortante sísmico que actúa en cada nivel.
- 4) Determinación del corte distribuido en cada nivel, definitivo, de los resultados de 1) y 3).
- 5) Cálculo de los centros de Masa y de Rigidez. Corrección por torsión y, - Cortes Finales y Últimos de Diseño.

Posteriormente se diseñarán los nuevos elementos de refuerzo.

SELECCION Y UBICACION DEL TIPO DE PLACAS

- Procurando la simetría en planta de los elementos adicionales de refuerzo - (placas), junto con la Caja de Asensor, se han ubicado y seleccionado los tipos de placas que aparecen en las figuras N° 26 y 27, en las dos direcciones de análisis.

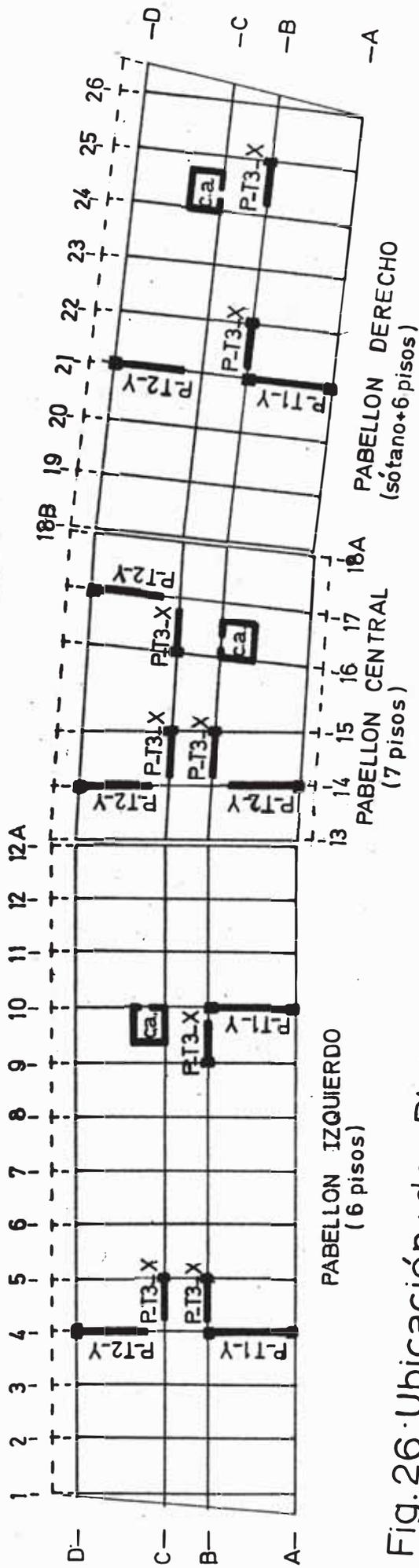


Fig.26:Ubicación de PLACAS-planta típica-Direcciones Y-Y, X-X

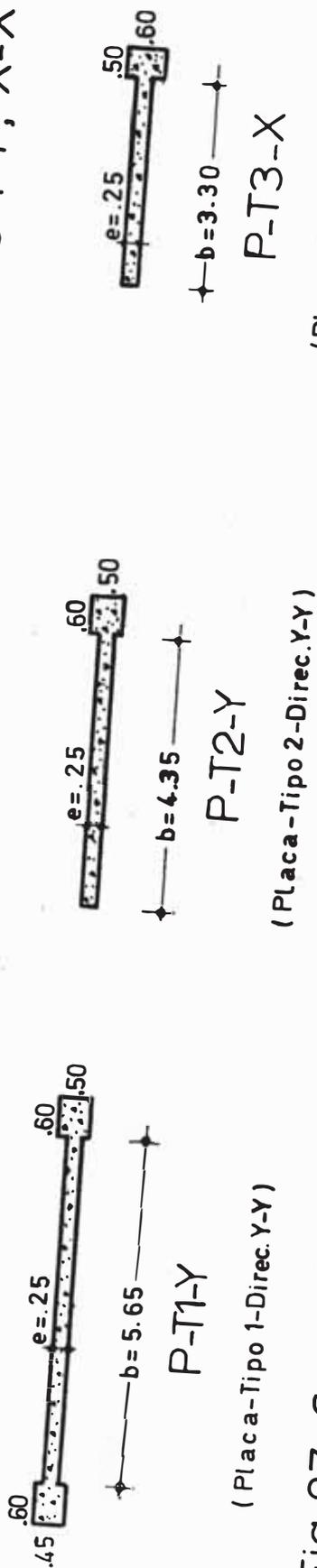


Fig.27: Sección recta de Placas de refuerzo. Dimension "b" varía ligeramente de un piso a otro.

- Se ha asumido un espesor de 25 cm. por tratarse de un edificio de varios pisos y de gran masa (para casas de vivienda de 2 pisos lo mas común es usar un espesor de placa de 15 cm.),
- El ancho de dichas placas se ha determinado considerando que el conjunto de placas toman el 75% aproximadamente del cortante en la base. Habiendo asumido el espesor de 25 cm., el área de la sección recta del conjunto de placas, incluyendo la caja de ascensor, se puede estimar en función del cortante en la base y el esfuerzo admisible (Método a Rotura) de corte, es decir:

$$\sum A_w = \frac{H_u^1}{\nu_{cu}}$$

Siendo:

$\sum A_w$ = área de la sección recta del conjunto de placas

$H_u^1 = 0,75 H_u$, $H_u = 1.33 H$, H = cortante en la base

$\nu_{cu} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c}$, $\phi = 0.85$, esfuerzo admisible a rotura del concreto.

- Se asumió que el concreto de las nuevas placas tienen una resistencia a compresión $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$.
- Con el área total estimado para el conjunto de placas, se efectuó la determinación del número de placas y del ancho correspondiente a cada una. Para las placas asumidas en primera instancia se calcularon los coeficientes de distribución "D" y se distribuyeron el cortante final proporcional a estos valores. Se proseguió tanteando para otros anchos de placas hasta conseguir la condición de que el conjunto de placas tomen alrededor del 75% del cortante en la base.
- Siguiendo las recomendaciones anteriores se ha obtenido el resultado mas conveniente, en lo que se refiere al número, ubicación y dimensiones de las placas de refuerzo adicional. En el siguiente Cuadro se muestra las características físicas de estos elementos (Tabla N° 64).

Se ha asumido la siguiente nomenclatura:

- P-T1-Y : placa tipo 1 en la dirección Y-Y
 P-T2-Y : placa tipo 2 en la dirección Y-Y
 P-T3-X : placa tipo 3 en la dirección X-X

Existen 2 placas P-T1-Y; 1 placa P-T2-Y; 3 placas P-T3-X. La Caja de ascensor también es considerado en el análisis. Esto es en lo que respecta al Pabellón Izquierdo. Posteriormente, para los demás Pabellones (Central y Derecho), se ubicarán las placas de refuerzo, en base a los resultados del Pabellón Izquierdo.

Tabla Nº 64.- Características físicas de las placas adicionales de refuerzo.

Entre-piso.	Característica.	DIRECCION Y-Y			DIRECCION X-X	
		P-T1-Y	P-T2-Y	Caja Asc.	P-T3-Y	Caja Asc.
6,5	h_w (cm)	320	320	320	320	320
	A_w (cm ²)	18,737	13,500	25,500	10,750	25,500
	I (cm ⁴)	81.99×10^7	30.03×10^7	33.44×10^7	14.47×10^7	48.21×10^7
4	h_w (cm)	320	320	320	320	320
	A_w (cm ²)	18,875	13,500	25,500	10,750	25,500
	I (cm ⁴)	83.51×10^7	30.03×10^7	33.44×10^7	14.47×10^7	48.21×10^7
3	h_w (cm)	320	320	320	320	320
	A_w (cm ²)	19,125	13,875	25,500	10,750	25,500
	I (cm ⁴)	86.06×10^7	31.64×10^7	33.44×10^7	14.47×10^7	48.21×10^7
2	h_w (cm)	320	320	320	320	320
	A_w (cm ²)	19,825	13,875	25,500	11,250	25,500
	I (cm ⁴)	93.36×10^7	31.64×10^7	33.44×10^7	15.49×10^7	48.21×10^7
1	h_w (cm)	290	290	290	300	300
	A_w (cm ²)	19,925	13,875	25,500	11,250	25,500
	I (cm ⁴)	93.36×10^7	31.64×10^7	33.44×10^7	15.49×10^7	48.21×10^7

La Fig. No. 27 muestra las demás dimensiones de las placas de refuerzo y la Fig. No. 26 la ubicación en planta de las mismas.

NUEVA CORTANTE EN LA BASE Y DISTRIBUCION POR NIVELES SEGUN LAS NORMAS PERUANAS

DE DISEÑO ANTISISMICO

La Tabla No. 3 muestra los pesos concentrados en cada nivel; a estos valores

se agregarán el peso de las placas adicionales de refuerzo. El resultado se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N° 65.- Nuevos pesos concentrados en cada uno de los niveles para la nueva estructuración con placas de refuerzo (Ton).

Nivel	Peso concentrado según tabla N° 3	Peso de placas Adicionales	Nuevo Peso concentrado en cada nivel
6	772.904	20.757	793.661
5	943.899	41.514	985.413
4	946.789	41.475	988.264
3	951.358	41.397	992.755
2	960.464	41.202	1001.666
1	967.553	41.046	1008.599

$$\sum W = 5770.358 \text{ Ton.}$$

Peso de la mitad inferior en el 1^{er} entrepiso:

columnas y caja de ascensor ----- 59.116 Ton

placas nuevas ----- 20.523 Ton

20% del peso de elementos en azotea ----- 16.970 Ton.

1) Cortante en la base - Dirección Y-Y- SEGUN LAS NORMAS

$$H = UKCP$$

- Las constantes U y K permanecen igual, $UK = 1.0 \times 0.8 = 0.8$

- El coeficiente sísmico C varía al introducir las placas de refuerzo, pues se rigidiza la estructura (el período de vibración debe disminuir).

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

- Las estructuras con buen número de muros de corte (placas), caja de ascensor y tabiquerías tienen un período de vibración T de:

$$T = \frac{0.07 \times h}{\sqrt{D}}$$

- Reemplazando los datos de la estructura en estudio se tiene:

$$T = \frac{0,07 \times 19,20}{\sqrt{16,20}} = 0,334 \text{ seg/vibración}$$

$$C = \frac{0,05}{\sqrt[3]{0,334}} = 0,0721 \text{ ----- (7,21\%)}$$

$$H_y = 0,8 \times 0,0721 (5770,358 + 59,116 + 20,523)$$

Cortante en la base del edificio (Y-Y):

$$H_y = 337,428 \text{ Ton.}$$

2) Cortante en la base - Dirección X - X - SEGUN LAS NORMAS

En forma análoga al anterior se obtiene:

$$T = \frac{0,07 \times 19,20}{\sqrt{58,8}} = 0,175 \text{ seg/vibración}$$

$$C = \frac{0,05}{\sqrt[3]{0,175}} = 0,0894 \text{ ----- (8,94\%)}$$

$$H_x = 0,8 \times 0,0894 \times 5849,997$$

Cortante en la base del edificio (x-x)

$$H_x = 418,392 \text{ Ton}$$

3) Distribución por niveles - Direcciones Y-Y, X-X,

Procediendo en forma similar como en el Análisis Sísmico de la estructura tal como se encontraba antes del sismo del 03.10.74 , se obtienen los valores que se indican en la siguiente tabla.

Tabla No. 66.- Distribución por niveles de la Nueva Cortante en la Base, según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

Direcciones Y - Y , X - X

Tabla No. 66 :

NIVEL	DIRECCION Y - Y			DIRECCION X-X		
	Concentrada (Ton)	Acumulada (Ton)	80% acumulada (Ton)	Concentrada (Ton)	Acumulada (Ton)	80% acumulada (Ton)
6	112.549	112,549	90,039	135,081	135,081	108.065
5	81,178	193,727	154,982	100,349	235,430	188.344
4	64.819	258,546	206.837	80.257	315.687	252.550
3	48.445	306,991	245,593	60.146	375.833	300.666
2	32,061	339,052	271.242	40.027	415.860	332.688
1	15,347	354.399	283,519	19.502	435.362	348.290

El 80 % del cortante acumulado será comparado posteriormente con los resultados del Análisis dinámico (Modal)

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE DISTRIBUCION "D" DE PLACAS

Los fundamentos teóricos del Método MUTO se han enunciado en la parte de Análisis Sísmico de la estructura tal como se encontraba antes del sismo, con el fin de obtener, los valores " D " de la caja de ascensor. Las nuevas placas así como la caja de ascensor, serán estudiadas en base a dichos fundamentos y además teniendo en cuenta que:

- En el análisis solo se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica;
- La fuerza horizontal se asume que actúa separadamente en las direcciones: longitudinal y transversal
Se asume que dicha fuerza actúa en el nivel de cada piso
- Se asume que las estructuras de los pisos son rígidas en la dirección horizontal . Según esto, todos los elementos resistentes en cualquier piso tienen el mismo desplazamiento horizontal relativo; y
- Cuando exista excentricidad entre el centro de corte (centro de masas), y el centro de rigideces (centro de valores " D "), la torsión resultante deberá tomarse en consideración.

1) Definición de " D " - Deformaciones

En el capítulo de Análisis Sísmico de la estructura antes del sismo, se definió que el coeficiente de distribución " D " es un valor relativo entre el corte que toma un elemento y la deformación que le produce. El cortante de cada entrepiso se distribuye (espacialmente) en forma proporcional a este valor y queda definido por medio de la siguiente fórmula:

$$D = \frac{V_n}{\sum_{Tn}} \text{ ----- (a1)}$$

Siendo : V_n = corte tomado por un elemento

\sum_{Tn} = deformación lateral total del elemento.

- Deformaciones.- Como en el caso de la Caja de ascensor, se considerarán las 3 deformaciones mas importantes: por corte, flexión y rotación.

- Deformación por corte.- Para elementos de concreto se definió como:

$$\delta_{sn} = \frac{27,6 V_n \cdot K_o}{h_n \cdot A_{wn}} \text{ ----- (a2)}$$

- Deformación por flexión.- Se obtiene por medio de la fórmula:

$$\delta_{Bn} = 4 \cdot \Delta_{Bn} \cdot \frac{3}{h_n} \text{ ----- (a3)}$$

$$\Delta_{Bn} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_i} + \frac{1}{2} \cdot \frac{M_n}{K_n}$$

$$K_i = \frac{I_i}{h_i \cdot K_o} ; K_n = \frac{I_n}{h_n \cdot K_o}$$

- Deformación por rotación.- está dada por la fórmula:

$$\delta_{\theta n} = \frac{12 E \cdot K_o \cdot \theta}{h_n}$$

- Deformación total.- Es la suma de las 3 deformaciones definidas:

$$\delta_{Tn} = \delta_{Sn} + \delta_{Bn} + \delta_{\theta n}$$

Siendo $K_o = 10^2 \text{ cm}^3$, ($K = \infty$, $K_o = \frac{I}{h}$), al obtener " D " en colum-

nas (tablas N° 7 y 8) se definió este valor K_o y se utilizará también para las placas por analizar.

- Angulo de rotación θ .- En el Análisis Sísmico de la estructura tal como se encontraba antes del sismo, para el estudio de la caja de ascen-

sor, se consideró: $\theta = 1/1500$, que correspondía a una rotación de 5 mm y de 20 mm en las direcciones Y-Y, y X-X respectivamente de la estructura, en conjunto. Aunque el suelo de cimentación es bueno, queda justificada la rotación teniendo en cuenta que la cimentación es en base a zapatas aisladas y así como por tratarse de un edificio de varios pisos.

Para el análisis de las nuevas placas, se considerará una rotación de:

$$\theta = 1/4000 \text{ radianes}$$

Teniendo en cuenta que la estructura será rigidizada, que la cimentación será conectada convenientemente (cuando sea necesario) y por tratarse de un suelo bueno (conglomerado seco y compacto, con la napa freática profunda) ya que no se han producido asentamientos diferenciales. Aunque en otros proyectos se desprecia la deformación por rotación (estructuras cimentadas en el suelo del cono deyectivo del Río Rímac), en el presente se considerará porque la cimentación no es profunda sino que es superficial y aislada, y también por razones de seguridad (no se puede tener la seguridad absoluta de que el suelo de Lima Metropolitana es, uniforme en todos los puntos de la ciudad ni tampoco en todos los puntos o zonas del terreno sobre el cual se edifica una estructura).

Luego la deformación por rotación es:

(1) Para nuevas placas; $f' = \text{Kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad del concreto es $E = 208 \text{ Ton/cm}^2$.

$$(a4): \delta_{\theta n} = \frac{12 E_c \cdot K_o \cdot \theta}{h_n} = \frac{12 \times 208}{4000} \cdot \frac{K_o}{h_n} = 0.624 \frac{K_o}{h_n}$$

(2) Para la Caja de ascensor; $f' = 140 \text{ Kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad del concreto es $E = 185 \text{ Ton/cm}^2$.

$$(a5): \delta_{\theta n} = \frac{12 E_c \cdot K_o \cdot \theta}{h_n} = \frac{12 \times 185}{4000} \cdot \frac{K_o}{h_n} = 0.555 \frac{K_o}{h_n}$$

2) Determinación de " D " en Placas - Método de Muto.

Se sigue el procedimiento iterativo indicado en la parte de Análisis Sísmico de la Caja de Ascensor antes del sismo, es decir:

- Asumir un valor inicial para el cortante V_n , para cada tipo de placa, y se calculan las deformaciones por corte, flexión y rotación (fórmu

las definidas anteriormente);

- Calcular " D " en función de V_n asumido y la suma de la deformaciones-obtenidas. Conocido " D ", se distribuye la fuerza cortante total que actúa en cada nivel (según tabla N° 66, columna " Acumulada "). Proporcional a estos valores, obteniendose nuevos valores V_n ; y
- Comparar el valor V_n calculado según el punto anterior, con el valor, de V_n asumido (de la iteración anterior si es que se realizan ya dos o mas iteraciones).
- Proseguir los cálculos hasta que el valor último V_n calculado , sea a proximadamente igual al V_n de la iteración anterior. El V_n calculado, pasa a ser el V_n asumido de la siguiente iteración.

El valor "D" de las columnas, en cada iteración, permanece constante en todos los entrepisos y figuran en las tablas N° 7 y 8.

Los valores iniciales asumidos V_n se toman proporcionales al promedio de las "D" de columnas en cada entrepiso. Es decir, se calcula, "D" en placas en función del "D" de columnas promedio en cada entrepiso , multiplicando a este promedio por el número del piso contado de arriba hacia abajo (ver el Análisis Sísmico de la Caja de Ascensor antes del sismo).

A continuación se adjunta solamente la última iteración, por razones de espacio y simplificación. Se utilizan los valores numéricos de las tablas N° 7,8,64, y 66, así como las fórmulas (a1), (a2), (a3), - (a4). y (a5).

Tablas N° 67.- Cálculo del Coeficiente de distribución " D " de Placas (8va. iteración) - Dirección Y-Y.

PLACA P-T1-Y								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Entrep. n	A_{wn} 10^3 cm^2	h_n 10^2 cm	I_{xx} 10^7 cm^4	K_n 10^2	V_n (Ton.)	$\sum S_n$ 10^{-3}	$V_n \cdot h_n$ 10^2	M'_n 10^2
6	18.737	3.20	81.99	25.62	0.069	0.027	0.189	0.189
5	18.737	3.20	81.99	25.62	6.854	3.155	21.933	22.122
4	18.875	3.20	83.51	26.10	30.993	14.162	99.178	121.300
3	19.125	3.20	86.06	26.89	58.591	26.423	187.491	308.791
2	19.825	3.20	93.36	29.18	75.590	32.886	241.888	550.670
1	19.825	2.90	93.36	32.19	61.566	29.556	178.541	729.220

Tabla No. 67

Cont. -----

10	11	12	13	14	15	16	17	18
$2M_n$ 10^2	$2M_n/K_n$ 10^{-1}	$4\Delta B_n$ 10^{-1}	$3/h_n$ 10^{-2}	δ_{Bn} 10^{-3}	$\Delta\theta_i$ 10^{-3}	$\delta_{\theta n}$ 10^{-3}	δ_{Tn}	D_n
0.189	0.007	183.157	0.937	171.618	195.000	1190.172	1.362	0.043
22.311	0.871	182.279	0.937	170.795	195.000	995.172	1.169	5.863
143.422	5.495	175.913	0.937	164.830	195.000	800.172	0.979	31.658
430.091	15.994	154.424	0.937	144.695	195.000	605.172	0.776	75.504
859.470	29.454	108.976	0.937	102.111	195.000	410.172	0.545	138.697
1279.899	39.761	39.761	1.034	41.113	215.172	215.172	0.286	215.266

PLACA P-T2-Y

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Entrep. n	A_{wn} 10^3 cm^2	h_n 10^2 cm	I_{xx} 10^7 cm^4	K_n 10^2	V_n (Ton.)	δ_{Sn} 10^{-3}	$V_n \cdot h_n$ 10^2	M'_n 10^2
6	13.500	3.20	30.03	9.38	0.023	0.015	0.074	0.074
5	13.500	3.20	30.03	9.38	3.445	2.201	11.024	11.098
4	13.500	3.20	30.03	9.38	14.272	9.118	45.670	56.768
3	13.875	3.20	31.64	9.89	25.346	15.756	81.107	137.875
2	13.875	3.20	31.64	9.89	32.487	20.195	103.958	241.833
1	13.875	2.90	31.64	10.91	32.023	21.965	92.867	334.700

10	11	12	13	14	15	16	17	18
$2M_n$ 10^2	$2M_n/K_n$ 10^{-1}	$4\Delta B_n$ 10^{-1}	$3/h_n$ 10^{-2}	δ_{Bn} 10^{-3}	$\Delta\theta_i$ 10^{-3}	$\delta_{\theta n}$ 10^{-3}	δ_{Tn}	D_n
0.074	0.008	238.696	0.937	223.658	195.000	1190.172	1.414	0.016
11.172	1.191	237.497	0.937	222.535	195.000	995.172	1.220	2.824
67.866	7.235	229.071	0.937	214.640	195.000	800.172	1.024	13.938
194.643	19.681	202.155	0.937	189.419	195.000	605.172	0.810	31.291
379.708	38.393	144.081	0.937	135.004	195.000	410.172	0.565	57.499
576.533	52.844	52.844	1.034	54.641	215.172	215.172	0.292	109.668

PLACA CAJA DE ASCENSOR

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Entrep. n	A_{wn} 10^3 cm^2	h_n 10^2 cm	I_{xx} 10^7 cm^4	K_n 10^2	V_n (Ton.)	δ_{Sn} 10^{-3}	$V_n \cdot h_n$ 10^2	M'_n 10^2
6	25.50	3.20	33.44	10.45	0.039	0.013	0.125	0.125
5	25.50	3.20	33.44	10.45	3.758	1.271	12.026	12.151
4	25.50	3.20	33.44	10.45	18.489	6.254	59.165	71.316
3	25.50	3.20	33.44	10.45	31.290	10.583	100.128	171.444
2	25.50	3.20	33.44	10.45	54.819	18.542	175.421	346.865
1	25.50	2.90	33.44	11.53	61.925	23.112	179.583	526.448

Tabla No. 67

Cont. -----

10	11	12	13	14	15	16	17	18
$2M_n$ 10^2	$2M_n/K_n$ 10^{-1}	$4\Delta B_n$ 10^{-1}	$3/h_n$ 10^{-2}	\int_{B_n} 10^{-3}	$\Delta \theta_i$ 10^{-3}	\int_{θ_n} 10^{-3}	\int_{Tn}	D_n
0.125	0.012	315.482	0.937	295.607	173.438	1058.569	1.354	0.029
12.276	1.175	314.295	0.937	294.494	173.438	885.131	1.181	3.182
83.467	7.987	305.133	0.937	285.910	173.438	711.693	1.004	18.415
242.760	23.231	273.915	0.937	256.658	173.438	538.255	0.805	38.870
518.309	49.599	201.085	0.937	188.417	173.438	364.817	0.572	95.837
873.313	75.743	75.743	1.034	78.318	191.379	191.379	0.293	211.348

DISTRIBUCION DEL CORTANTE (V_T) DE CADA NIVEL

Ent. n.	"D" Cols. Y-Y	"D" PLACAS (Y-Y)			"D" TOTAL	V_T (Ton.)	V_n PLACAS (Ton.)		
		P-T1-Y (2 u)	P-T2-Y (1 u)	Caja Ascensor			P-T1-Y	P-T2-Y	Caja Ascens.
6	155.42	2x0.043	0.016	0.029	155.551	112.549	0.031	0.012	0.021
5	155.76	2x5.863	2.824	3.182	173.492	193.727	6.549	3.154	3.554
4	163.23	2x31.658	13.938	18.415	258.899	258.546	31.626	13.924	18.397
3	168.66	2x75.504	31.291	38.870	389.829	306.991	59.497	24.657	30.630
2	181.36	2x138.697	57.499	95.837	612.090	339.052	76.838	31.854	53.094
1	474.35	2x215.266	109.668	211.348	1225.898	354.399	62.212	31.694	61.080

Tabla No. 68 .- Cálculo del Coeficiente de Distribución "D" de placas

(7ma. Iteración) - Dirección X-X.

PLACA P-T3-X

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Entrep. n.	A_{wn} 10^3 cm ²	h_n 10^2 cm.	I_{yy} 10^7 cm ⁴	K_n 10^3	V_n (Ton.)	\int_{S_n} 10^{-3}	$V_n \cdot h_n$ 10^2	M'_n 10^2
6	10.75	3.20	14.47	4.522	0.141	0.113	0.451	0.451
5	10.75	3.20	14.47	4.522	7.975	6.399	25.520	25.971
4	10.75	3.20	14.47	4.522	27.162	21.793	86.918	112.889
3	10.75	3.20	14.47	4.522	36.642	29.399	117.254	230.143
2	11.25	3.20	15.49	4.841	41.206	31.591	131.859	362.002
1	11.25	3.00	15.49	5.163	45.840	37.487	137.520	499.522

Tabla No. 68 :

Cont. -----

10	11	12	13	14	15	16	17	18
$2M_n$ 10^2	$2M_n/K_n$ 10^{-1}	$4 \Delta_{Bn}$ 10^{-1}	$3/h_n$ 10^{-2}	δ_{Bn} 10^{-3}	$\Delta_{\theta i}$ 10^{-3}	$\delta_{\theta n}$ 10^{-3}	δ_{Tn}	D_n
0.451	0.100	803.286	0.937	752.679	195.00	1183.00	1.936	0.073
26.422	5.843	797.343	0.937	747.110	195.00	988.00	1.741	4.581
138.860	30.708	760.792	0.937	712.862	195.00	793.00	1.527	17.788
343.032	75.858	654.226	0.937	613.010	195.00	598.00	1.240	29.550
592.145	122.319	456.049	0.937	427.318	195.00	403.00	0.862	47.803
861.524	166.865	166.865	1.000	166.865	208.00	208.00	0.412	111.262

PLACA CAJA DE ASCENSOR

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Entrep. n.	A_{wn} 10^3 cm^2	h_n 10^2 cm.	I_{yy} 10^7 cm^4	K_n 10^3	V_n (Ton.)	δ_{Sn} 10^{-3}	$V_n \cdot h_n$ 10^2	M_n^i 10^2
6	25.50	3.20	48.21	15.07	0.613	0.207	1.962	1.962
5	25.50	3.20	48.21	15.07	21.520	7.279	68.864	70.826
4	25.50	3.20	48.21	15.07	60.356	20.415	193.139	263.965
3	25.50	3.20	48.21	15.07	121.313	41.032	388.202	652.167
2	25.50	3.20	48.21	15.07	186.435	63.059	596.592	1248.759
1	25.50	3.00	48.21	16.07	165.063	59.552	495.189	1743.948

10	11	12	13	14	15	16	17	18
$2M_n$ 10^2	$2M_n/K_n$ 10^{-1}	$4 \Delta_{Bn}$ 10^{-1}	$3/h_n$ 10^{-2}	δ_{Bn} 10^{-3}	$\Delta_{\theta i}$ 10^{-3}	$\delta_{\theta n}$ 10^{-3}	δ_{Tn}	D_n
1.962	0.130	800.544	0.937	750.110	173.438	1052.190	1.802	0.340
72.788	4.830	795.584	0.937	745.472	173.438	878.752	1.631	13.194
334.791	22.216	768.538	0.937	720.120	173.438	705.314	1.446	41.740
916.132	60.792	685.530	0.937	642.342	173.438	531.876	1.215	99.846
1900.962	126.140	498.598	0.937	467.186	173.438	358.438	0.889	209.713
2992.707	186.229	186.229	1.000	186.229	185.000	185.000	0.431	382.977

DISTRIBUCION DEL CORTANTE (V_T) DE CADA NIVEL

Entrep. n.	"D" Columnas X-X	"D" PLACAS (X-X)		"D" TOTAL	V_T (Ton.)	V_n PLACAS (Ton.)	
		P-T3-X (3 u)	Caja Ascensor			P-T3-X	Caja Ascensor
6	113.26	3x0.073	0.340	113.819	135.081	0.087	0.404
5	113.52	3x4.581	13.194	140.457	235.430	7.678	22.113
4	115.08	3x17.788	41.740	210.184	315.687	26.718	62.693
3	117.87	3x29.550	99.846	306.366	375.833	36.258	122.511
2	120.81	3x47.803	209.713	473.932	415.860	41.923	183.918
1	314.77	3x111.262	382.977	1031.533	435.362	46.953	161.616

En las tablas N° 67 y 68 se observan que los coeficientes de distribución " D " de placas, en los entrepisos 5º y 6º, son pequeños; como cada placa está constituida por una o dos columnas, se considerará que el " D " sea por lo menos de :

P-T1-Y : 3 veces el promedio del " D " de columnas de cada entrepiso y dirección.

P-T2-Y : 1.5 veces de dicho promedio

Caja de ascensor: 2 veces dicho promedio (Y-Y)

P-T3-Y : 2 veces dicho promedio

Caja de ascensor: 4 veces dicho promedio (X - X) por la mayor rigidez.

Dicho promedio se obtiene de las tablas N° 7 y 8.

Tabla N° 69.- Resumen del cálculo del coeficiente de Distribución " D " de las Placas de Refuerzo - Dirección Y-Y, X-X

ENTRE- PISO	DIRECCION Y-Y			DIRECCION X-X	
	P-T1-Y	P-T2-Y	C. ASENSOR	P-T3-X	C. ASENSOR
6	10.110	5.050	6.740	4.960	9.920
5	10.140	5.070	6.760	4.980	13.194
4	31.658	13.938	18.415	17.788	41.740
3	75.504	31.291	38.870	29.550	99.846
2	138.697	57.499	95.837	47.803	209.713
1	215.266	109.668	211.348	111.262	382.977

DETERMINACION DEL CORTANTE POR NIVELES - ANALISIS DINAMICO (MODAL)

1) CONSTANTES DE RESORTE (K) EN COLUMNAS Y PLACAS.-

En la tabla N° 6 figuran las constantes de resorte (rigidez de entrepiso) de columnas. Utilizando la Tabla N° 69 se obtienen las constantes de rigidez " K " de placas, para ello basta multiplicar cada valor " D " por el

factor $12 \cdot E K_o / h^2$, siendo $K_o = 10^2 \text{ cm}^3$, h la altura de entrepiso, E módulo de elasticidad del concreto :

Para $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ ----- E = 185 Ton / cm^2

$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ ----- E = 208 Ton / cm^2

Como se señaló en su oportunidad, las nuevas placas de refuerzo serán de concreto $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$.

Tabla N° 70.- Constantes de resorte (rigidez) de columnas y Placas -
Dirección Y-Y. (Ton/cm.)

ENTREP. n	P-T1-Y (2 placas)	P-T2-Y (1 placa)	CAJA DE ASENSOR	RIGIDEZ DE ENTREPISO		
				EN PLACAS	EN COLUM,	TOTAL
6	49.296	12.312	14.612	76.220	1816.12	1892.34
5	49.443	12.361	14.656	76.460	1835.08	1911.54
4	154.364	33.981	39.924	228.269	2076.58	2304.85
3	368.158	76.287	84.270	528.715	2542.84	3071.56
2	676.287	140.183	207.775	1024.245	3678.23	4702.48
1	1277.819	325.495	557.959	2161.273	4313.62	6474.89

- Los valores que figurah en las Tablas Nos. 70 y 71, columna "total" cons_tituyen la rigidez de entrepiso o constantes de resorte, que se utiliza_rrán en la determinación de las frecuencias y formas de modo de la estruc_tura en estudio, según la dirección de análisis.

Tabla No. 71.- Constantes de Resorte (Rigidez) de Columnas y Placas
Dirección X - X

Tabla No. 71 :

Cont. -----

ENTREP. n	P-T3-X (3 placas)	CAJA DE ASENSOR	RIGIDEZ DE ENTREPISO		
			EN PLACAS	EN COLUM.	TOTAL
6	36,276	21,507	57,783	1607.91	1665.69
5	36,424	28,605	65,029	1649.69	1714.72
4	130,101	90,492	220,593	1783.79	2004.38
3	216,129	216,466	432,695	2015.97	2448.67
2	349,631	454,658	804,289	2285.63	3089.92
1	925,589	944,804	1870,393	2530.26	4400.65

De los valores " K " de la tabla N° 6 se han descontado los correspondientes a las columnas que forman parte de las placas de refuerzo.

2) FRECUENCIAS DE VIBRACION Y FORMAS DE MODO.-

Conociendo la rigidez de entrepiso (K) y el peso concentrado en cada nivel ya es posible calcular las frecuencias de vibración y formas de modo de la estructura. Para ello se ha confeccionado un Programa para Computadora y que se utilizará como en el caso del Analisis Sísmico de la Estructura antes del sismo; dicho Programa se adjunta en el Anexo del presente estudio. Este Programa se ha adoptado para los Métodos de STODOLA, y HOLZER.

Son datos de entrada:

El número de pisos (6); la cte. UK = 0.80, las cargas concentradas de la tabla N° 65, y las ctes. de resorte (K) de las tablas N° 70 y 71, según la dirección de análisis.

En la siguiente tabla se muestra el resultado simplificado del Programa de Computadora.

Tabla N° 72 .- Resumen del Cálculo de las Frecuencias de Vibración de la estructura - Metodo de STODOLA y HOLZER - Dirección Y-Y, X-X.

Tabla No. 72 :

DIRECCION DE VIBRACION	Nº ITE - RACION	MODO	FRECUENCIA (VIB./SEG)	PERIODO (SEG/VIB.)
Y - Y	14	1	14.89	0.422
	29	2	39.21	0.160
	40	3	61.01	0.103
X - X	11	1	13.09	0.480
	19	2	35.12	0.179
	35	3	55.32	0.114

3) DESPLAZAMIENTOS Y CORTANTES DE ENTREPISO.-

- Conocidas las frecuencias y formas de modo mas significativas (los 3 primeros modos), se calculan los desplazamientos y cortantes de entrepiso reales. Procediendo como en el caso de Análisis Sísmico de la Estructura , antes del sismo, se obtienen los valores que en la tabla siguiente se muestra.
- En el Programa para Computadora para los Métodos de Stodola y Holzer; se acopla el método utilizado en las copias del Ingeniero J. Kuroiwa H; como es de conocimiento se utiliza el espectro de aceleraciones de las Normas-Peruanas de Diseño Antisismico.
- En la siguiente tabla se muestran los desplazamientos y cortantes correspondientes a cada modo, Como puede observarse, los desplazamientos y cortantes del primer modo son mayores que los del segundo y tercer modos; pero en estos últimos y en los siguientes no ocurre lo mismo, como puede observarse en el caso del segundo y tercer modos correspondientes al tercer entrepiso y la Dirección X-X.

Tabla No. 73.- Nuevos Desplazamientos y Cortantes de Entrepiso al introducir las Placas de Refuerzo - Direcciones Y-Y ; X-X.

Tabla No. 73 :

DIRECCIONES DE VIBRACION	MODO	ENTREPISO	1	2	3	4	5	6	
Y-Y	1	DESPLAZ. (cm)	0.036	0.083	0.150	0.224	0.288	0.318	
		CORTANTE (ton)	231.935	233.770	204.889	171.211	121.094	57.014	
	2	DESPLAZ. (cm)	0.009	0.019	0.024	0.015	-0.009	-0.025	
		CORTANTE (ton)	60.120	45.446	15.706	-21.724	-44.389	-31.135	
	3	DESPLAZ. (cm)	0.004	0.006	0.002	-0.007	-0.004	0.007	
		CORTANTE (ton)	24.703	10.105	-12.558	-19.621	5.264	19.733	
	SUPERPOSICION DE LOS 3 MODOS (ton)		240.870	228.562	205.874	173.695	129.081	67.907	
	X-X	1	DESPLAZ. (cm)	0.053	0.125	0.207	0.289	0.357	0.389
			CORTANTE (ton)	232.188	222.897	201.056	165.179	115.247	53.896
		2	DESPLAZ. (cm)	0.012	0.023	0.026	0.013	-0.011	-0.028
CORTANTE (ton)			50.828	36.181	6.889	-25.655	-42.147	-28.139	
3		DESPLAZ. (cm)	0.005	0.006	0.001	-0.008	-0.003	0.007	
		CORTANTE (ton)	20.321	5.791	-14.495	-16.268	6.990	17.649	
SUPERPOSICION DE LOS 3 MODOS (ton)		238.553	225.888	201.696	167.949	122.911	63.309		

CORTANTE SISMICO SEGUN ANALISIS MODAL Y LAS NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISISMICO

De acuerdo al Art. N° 19.03 de las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, el cortante sísmico que actúa en cada nivel se determinará por comparación de los resultados de ambos análisis. Se diseñarán los elementos estructurales con los valores

del análisis modal si estos son inferiores a los valores dados por las Normas, pero en ningún caso deberán ser inferiores que el 80% de los valores determinados según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

En el siguiente cuadro se hace la comparación de ambos análisis, según las Tablas No. 66 y 73, observándose que para el diseño de los elementos estructurales se deben tomar los valores correspondientes al 80 % según las Normas. Este último valor no es definitivo, faltando hacer la corrección por torsión sísmica.

Tabla No. 74 : Cortante Sísmico actuante en cada nivel según Análisis Modal y Normas Peruanas de Diseño Antisísmico - Direcciones Y-Y, X-X, (Ton.)

NIVEL	DIRECCION Y-Y			DIRECCION X-X		
	Análisis Modal.	Normas Peruanas	80% Normas Peruanas.	Análisis Modal.	Normas Peruanas	80% Normas Peruanas.
6	67.907	112.549	90.039	63.309	135.081	108.065
5	129,081	193,727	154,982	122,911	235,430	188,344
4	173,695	258,546	206,837	167,949	315,687	252.550
3	205,874	306.991	245.593	201.696	375.833	300.666
2	228,562	339,052	271.242	225,888	415.860	332.688
1	240.870	354.399	283.519	238.553	435.362	348.290

CORTANTE SISMICO EN CADA ELEMENTO VERTICAL DE CADA ENTREPISO-SIN CORRECCION POR TORSION

Las Tablas No. 7,8 y 69 muestran los valores "D" de columnas y placas, mientras que la Tabla No. 74 el cortante sísmico H (80% según las Normas) a distribuir entre cada uno de los elementos verticales de cada entrepiso. El corte tomado por cada elemento vertical se determina por medio de la fórmula :

$$V_{in} = \frac{D_{in}}{\sum D_{in}} \cdot H, \text{ (Ton.)}$$

Tabla No. 75 : Cortante Sísmico sin corrección por torsión tomado por cada elemento vertical de entrepiso - Distribución para el conjunto de columnas y placas de cada pórtico - Dirección Y-Y (Ton.)

Entre-piso	$\sum D_{in}$ H _y (Ton)	COLUMNAS Y PLACAS DE CADA PORTICO					En todas las Placas
		Pórtico	1, 12A	2,3,5 a 9 11,12	4+P-T1-Y +P-T2-Y	10+P-T1-Y +Caja Asc.	
6	187.43	D _{in}	11.43	13.74	18.84	22.07	32.01
	90.04	V _{in}	5.49	6.60	9.05	10.61	15.38
5	187.87	D _{in}	11.60	13.74	18.89	22.12	32.11
	154.98	V _{in}	9.57	11.36	15.58	18.25	26.49
4	258.90	D _{in}	14.03	14.03	49.28	55.30	95.68
	206.84	V _{in}	11.21	11.21	39.37	44.18	76.44
3	389.83	D _{in}	14.45	14.45	110.47	120.40	221.16
	245.59	V _{in}	9.10	9.10	69.60	75.85	139.33
2	612.09	D _{in}	15.57	15.57	200.26	240.57	430.74
	271.24	V _{in}	6.90	6.90	88.74	106.61	190.88
1	1225.90	D _{in}	41.07	41.07	335.54	438.60	751.56
	283.52	V _{in}	9.50	9.50	77.60	101.44	173.82

Tabla No. 76 : Cortante Sísmico sin corrección por torsión tomado por cada elemento vertical de entrepiso - Distribución para el conjunto de columnas y placas de cada pórtico - Dirección X-X (Ton)

Entre-piso	$\sum D_{in}$ H _x (Ton)	COLUMNAS Y PLACAS DE CADA PORTICO				En todas las Placas	
		Pórtico	A	B + 2 placas P-T3-X	C + P-T3-X + Caja Asc		D
6	138.07	D _{in}	23.45	37.43	44.06	33.13	24.80
	108.07	V _{in}	18.35	29.30	34.49	25.93	19.41
5	141.65	D _{in}	23.45	37.47	47.35	33.39	28.13
	188.34	V _{in}	31.18	49.82	62.96	44.40	37.40
4	210.18	D _{in}	24.29	63.44	89.07	33.39	95.11
	252.55	V _{in}	29.19	76.23	107.03	40.12	114.28
3	306.37	D _{in}	26.23	86.96	158.94	34.24	188.50
	300.67	V _{in}	25.74	85.34	155.98	33.60	184.99
2	473.93	D _{in}	27.33	124.32	288.03	34.24	353.11
	332.69	V _{in}	19.19	87.27	202.19	24.04	247.88
1	1031.53	D _{in}	62.40	301.48	573.95	93.70	716.76
	348.29	V _{in}	21.07	101.79	193.79	31.64	242.01

CORRECCION POR TORSION SISMICA-CORTANTE FINAL DE DISEÑO

- En la parte correspondiente del Análisis Sísmico de la Estructura tal como se encontraba antes del sismo del 03.10.74, se definió los conceptos correspondientes para efectuar la corrección por torsión sísmica. Como se ha introducido las placas de refuerzo adicional, el centro de rigidez ha cambiado de ubicación aunque el centro de masa permanece igual.
- En la ubicación de las nuevas placas se ha considerado la simetría, la arquitectura del local de tal manera de no afectar los ambientes y también se ha considerado la facilidad del proceso constructivo de manera que la cimentación sea conectadas en determinadas direcciones. Por estos motivos, y sobre todo por la arquitectura del local, se observará en las tablas siguientes que se introduce cierta excentricidad que no afecta mayormente a las columnas.
- La fuerza cortante final para el diseño de los elementos estructurales, es la suma del cortante sin corrección por torsión mas el cortante por torsión sísmica

$$V_F = V_{in} + V_{tj}$$

1) CENTRO DE MASA (X_m, Y_m)

Permanece invariable en todos los niveles como en el caso de Análisis Sísmico antes del sismo.

$$X_m = 8.869 \text{ m.}$$

$$Y_m = 28.499 \text{ m.}$$

El origen de coordenadas se ubica en la columna A-1, con el eje Y-Y pasando por el eje de construcción N° 1 y el eje X-X pasando por el eje de construcción A.

2) CENTRO DE RIGIDEZ-MOMENTO POLAR

Tanto el centro de rigidez como el momento polar de inercia se ha definido en el Capítulo de Análisis Sísmico de la Estructura tal como se encontraba hasta antes del sismo. Las fórmulas (20), (21), (21') y (21''), Se utilizan para el cálculo correspondiente.

Tabla N° 77.- Centro de rigidez (Y_r) y momento de inercia (I_x) calculados con los valores " D_x " de la tabla N° 76 y la Fig. N° 21.

ENTREPISO	PORTICO	D_x	Y (m)	Y. D_x	$Y^2.D_x$	Y_r (m)	$Y_r^2.\Sigma D_x$	I_x
6	A	23.45	0	0	0	8.523	10,029.62	3,630.34
	B	37.43	6.25	233.94	1462.13			
	C	34.14	9.35	319.21	2984.61			
	C.ASC.	9.92	10.77	106.84	1150.67			
	D	33.13	15.60	516.83	8062.55			
	Σ	138.07	-	1176.82	13659.96			
5	A	23.45	0	0	0	8.588	10,447.25	3,658.55
	B	37.47	6.25	234.19	1463.69			
	C	34.16	9.35	319.40	2986.39			
	C.ASC.	13.19	10.77	142.06	1529.99			
	D	33.39	15.60	520.88	8125.73			
	Σ	141.65	-	1216.53	14105.80			
4	A	24.29	0	0	0	8.609	15,577.47	4,006.69
	B	63.44	6.25	396.50	2478.13			
	C	47.33	9.35	442.54	4137.75			
	C.ASC.	41.74	10.77	449.54	4841.55			
	D	33.39	15.60	520.88	8125.73			
	Σ	210.18	-	1809.46	19583.16			
3	A	26.23	0	0	0	8.831	23,892.74	4,584.34
	B	86.96	6.25	543.50	3396.88			
	C	59.09	9.35	552.49	5165.78			
	C.ASC.	99.85	10.77	1075.38	11581.84			
	D	34.24	15.60	534.14	8332.58			
	Σ	306.37	-	2705.51	28477.08			
2	A	27.33	0	0	0	9,077	39,048.01	5,312.64
	B	124.32	6.25	777.00	4856.25			
	C	78.32	9.35	732.29	6846.91			
	C.ASC.	209.71	10.77	2258.58	24324.91			
	D	34.24	15.60	534.14	8332.58			
	Σ	473.93	-	4302.01	44360.65			
1	A	62.40	0	0	0	8,973	83,053.36	12,644.02
	B	301.48	6.25	1884.25	11776.56			
	C	190.97	9.35	1785.57	16695.08			
	C.ASC.	382.98	10.77	4124.69	44422.91			
	D	93.70	15.60	1461.72	22802.83			
	Σ	1031.53	-	9256.23	95697.38			

Tabla N° 78.- Centro de rigidez (X_r) y momento de Inercia (I_y) calculado con los valores " D_y " de la Tabla N° 75 y la figura N° 21.

Entrepiso	Pórtico	D_y	X (m)	$X \cdot D_y$	$X^2 \cdot D_y$	X_r (m)	$X_r^2 \cdot \sum D_y$	I_y
6	1	11.43	0	0	0	28.983	157,443,88	56,228.27
	2	13.74	4.80	65.95	316.56			
	3	13.74	9.60	131.90	1266.24			
	4	18.84	14.40	271.30	3906.72			
	5	13.74	19.20	263.81	5065.15			
	6	13.74	24.00	329.76	7914.24			
	7	13.74	28.80	395.71	11396.45			
	8	13.74	33.60	461.66	15511.78			
	9	13.74	38.40	527.62	20260.61			
	C.ASC.	6.74	41.38	278.90	11540.88			
	10	15.33	43.20	662.26	28609.63			
	11	13.74	48.00	659.52	31656.96			
	12	13.74	52.80	725.47	38304.82			
12A	11.43	57.60	658.37	37922.11				
Σ	187.43	-	5432.23	213672.15				
5	1	11.60	0	0	0	28.982	157,802.60	56,533.91
	2	13.74	4.80	65.95	316.56			
	3	13.74	9.60	131.90	1266.24			
	4	18.89	14.40	272.02	3917.09			
	5	13.74	19.20	263.81	5065.15			
	6	13.74	24.00	329.76	7914.24			
	7	13.74	28.80	395.71	11396.45			
	8	13.74	33.60	461.66	15511.78			
	9	13.74	38.40	527.62	20260.61			
	C.ASC.	6.76	41.38	279.73	11575.23			
	10	15.36	43.20	663.55	28665.36			
	11	13.74	48.00	659.52	31656.96			
	12	13.74	52.80	725.47	38304.82			
12A	11.60	57.60	668.16	38486.02				
Σ	187.87	-	5444.86	214336.51				
4	1	14.03	0	0	0	29.006	217,825.01	73,781.95
	2	14.03	4.80	67.34	323.23			
	3	14.03	9.60	134.69	1293.02			
	4	49.28	14.40	709.63	10218.67			
	5	14.03	19.20	269.38	5172.10			
	6	14.03	24.00	336.72	8081.28			
	7	14.03	28.80	404.06	11636.93			
	8	14.03	33.60	471.41	15839.38			
	9	14.03	38.40	538.75	20688.00			
	C.ASC.	18.42	41.38	762.22	31540.66			
	10	36.88	43.20	1593.22	68827.10			
	11	14.03	48.00	673.44	32325.12			
	12	14.03	52.80	740.78	39113.18			
12A	14.03	57.60	808.13	46548.29				
Σ	258.90	-	7509.77	291606.96				

Cont. -----

Tabla No. 78 :

Cont. -----

3	1	14.45	0	0	0	28.985	327,508.00	100,550.74
	2	14.45	4.80	69.36	332.93			
	3	14.45	9.60	178.72	1331.71			
	4	110.47	14.40	1590.77	22907.09			
	5	14.45	19.20	277.44	5326.85			
	6	14.45	24.00	346.80	8323.20			
	7	14.45	28.80	416.16	11985.41			
	8	14.45	33.60	485.52	16313.47			
	9	14.45	38.40	554.88	21307.39			
	C.ASC	38.87	41.38	1608.44	66557.25			
	10	81.53	43.20	3522.10	152154.72			
	11	14.45	48.00	693.60	33292.80			
	12	14.45	52.80	762.96	40284.29			
12A	14.45	57.60	832.32	47941.63				
Σ	389.83	-	11299.07	428058.74				
2	1	15.57	0	0	0	29.464	531,372.04	145,252.72
	2	15.57	4.80	74.74	358.75			
	3	15.57	9.60	149.47	1434.91			
	4	200.26	14.40	2883.74	41525.86			
	5	15.57	19.20	298.94	5739.65			
	6	15.57	24.00	373.68	8968.32			
	7	15.57	28.80	448.42	12914.50			
	8	15.57	33.60	523.15	17577.84			
	9	15.57	38.40	597.89	22958.98			
	C.ASC	95.84	41.32	3965.86	164107.29			
	10	144.73	43.20	6252.34	270101.09			
	11	15.57	48.00	747.36	35873.28			
	12	15.57	52.80	822.10	43406.88			
12A	15.57	57.60	896.83	51657.41				
Σ	612.09	-	18034.52	676624.76				
1	1	41.07	0	0	0	29.697	1'081,135.69	304,342.11
	2	41.07	4.80	197.14	946.27			
	3	41.07	9.60	394.27	3784.99			
	4	335.54	14.40	4831.78	69577.63			
	5	41.07	19.20	788.54	15139.97			
	6	41.07	24.00	985.68	23656.32			
	7	41.07	28.80	1182.82	34965.22			
	8	41.07	33.60	1379.95	46366.32			
	9	41.07	38.40	1577.09	60560.26			
	C.ASC	211.35	41.38	8745.66	361895.41			
	10	227.25	43.20	9817.20	424103.04			
	11	41.07	48.00	1971.36	94625.28			
	12	41.07	52.80	2168.50	114496.80			
12A	41.07	57.60	2365.63	136260.29				
Σ	1225.90	-	36405.62	1385477.80				

Tabla No. 79 : Momento Polar de Inercia (M_p) calculado según las Tablas No. 77 y 78.

ENTREPISO	I_x	I_y	$M_p = I_x + I_y$
6	3,630.34	56,228.27	59,858.61
5	3,658.55	56,533.91	60,192.46
4	4,005.69	73,781.95	77,787.64
3	4,584.34	100,550.74	105,135.08
2	5,312.64	145,252.72	150,565.36
1	12,644.02	304,342.11	316,986.13

3) CORTE DEBIDO A TORSION SISMICA (V_t) - CORTE FINAL (V)

En el Capítulo de Análisis Sísmico de la estructura tal como se encontraba hasta antes del sismo, se definió y se señaló las fórmulas No. (16), (16'), (17) y (18) para el cálculo del corte debido a torsión sísmica. El corte final se define como la suma del corte sin corrección por torsión (V_f) según las Tablas Nos. 75 y 76, y el debido a la torsión sísmica (V_t).

Tablas Nos. 80.a y 80.b .- Corte debido a torsión sísmica (V_t , V_t') y corte final de diseño (V) - Dirección Y-Y.

80.a

Entrep. N° →	6	5	4	3	2	1
H_y	90.040	154.980	206.840	245.590	271.240	283.520
M_p	59858.610	60192.460	77787.640	105135.080	150565.360	316986.130
X_m	28.499	28.499	28.499	28.499	28.499	28.499
X_r	28.983	28.982	29.006	28.985	29.404	29.697
e_x	-0.484	-0.483	-0.507	-0.486	-0.965	-1.198
b_x	57.600	57.600	57.600	57.600	57.600	57.600
E_x	2.154	2.155	2.119	2.151	1.432	1.083
E_x'	-3.364	-3.363	-3.387	-3.366	-3.845	-4.078
M_{ty}	193.946	333.982	438.294	528.264	388.416	307.052
M_{ty}'	-302.895	-521.198	-700.567	-826.656	-1042.918	-1156.195
V_t	0.0032X.Dy	0.0055X.Dy	0.0056X.Dy	0.0050X.Dy	0.0026X.Dy	0.0010X.Dy
V_t'	-0.0051X.Dy	-0.0087X.Dy	-0.0090X.Dy	-0.0079X.Dy	-0.0069X.Dy	-0.0036X.Dy

80.b

Entrep N° ↓	Pórtico ↓ N°	D_y	X (m)	$X.D_y$	V_t (Ton.)	V_t' (Ton.)	V_f (Ton.)	V (Ton.)	
6	1	11.43	-28.983	-331.980	----	1.68	5.49	7.17	
	2	13.74	-24.183	-332.270	----	1.69	6.60	8.29	
	3	13.74	-19.383	-266.320	----	1.36	6.60	7.96	
	4	18.84	-14.583	-274.740	----	1.40	9.05	10.45	
	5	13.74	-9.783	-134.420	----	0.69	6.60	7.29	
	6	13.74	-4.983	-68.470	----	0.35	6.60	6.95	
	7	13.74	-0.183	-2.510	----	0.01	6.60	6.61	
	8	13.74	4.617	63.440	0.20	----	6.60	6.80	
	9	13.74	9.417	129.390	0.41	----	6.60	7.01	
		Caja Asc.	6.74	12.397	83.560	0.29	----	3.24	3.51
	10	15.33	14.217	217.950	0.70	----	7.37	8.07	
	11	13.74	19.017	261.290	0.84	----	6.60	7.44	
	12	13.74	23.817	327.250	1.05	----	6.60	7.65	
	12A	11.43	28.617	327.090	1.05	----	5.49	6.54	

80.b

Entrep N°	Pórtico N°	Dy	X (m)	X.Dy	V _t (Ton.)	V _t ⁱ (Ton.)	V _f (Ton.)	V (Ton.)
	1	11.60	-28.982	-336.190	----	2.92	9.57	12.49
	2	13.74	-24.182	-332.260	----	2.89	11.36	14.25
	3	13.74	-19.382	-266.310	----	2.32	11.36	13.68
	4	18.89	-14.582	-275.450	----	2.40	15.58	17.98
	5	13.74	- 9.782	-134.400	----	1.17	11.36	12.53
5	6	13.74	- 4.982	- 68.450	----	0.59	11.36	11.95
	7	13.74	- 0.182	- 2.500	----	0.02	11.36	11.38
	8	13.78	4.618	63.450	0.35	----	11.36	11.71
	9	13.74	9.418	129.400	0.71	----	11.36	12.07
	Caja Asc	6.76	12.398	83.810	0.46	----	5.58	6.04
	10	15.36	14.218	218.390	1.20	----	12.67	13.87
	11	13.74	19.018	261.310	1.44	----	11.36	12.80
	12	13.74	23.818	327.260	1.80	----	11.36	13.16
	12A	11.60	28.618	331.970	1.82	----	9.57	11.39
	1	14.03	-29.006	-406.950	----	3.66	11.21	14.87
	2	14.03	-24.206	-339.610	----	3.06	11.21	14.27
	3	14.03	-19.406	-272.270	----	2.45	11.21	13.66
	4	49.28	-14.606	-719.780	----	6.48	39.37	45.85
	5	14.03	- 9.806	-137.580	----	1.24	11.21	12.45
4	6	14.03	- 5.006	- 70.230	----	0.63	11.21	11.84
	7	14.03	- 0.206	- 2.890	----	0.03	11.21	11.24
	8	14.03	4.594	64.450	0.36	----	11.21	11.57
	9	14.03	9.394	131.800	0.74	----	11.21	11.95
	Caja Asc	18.42	12.374	227.930	1.28	----	14.72	16.00
	10	36.88	14.194	523.470	2.93	----	29.46	32.39
	11	14.03	18.994	266.490	1.49	----	11.21	12.70
	12	14.03	23.794	333.830	1.87	----	11.21	13.08
	12A	14.03	28.594	401.170	2.25	----	11.21	13.46
	1	14.45	-28.985	-418.830	----	3.31	9.10	12.41
	2	14.45	-24.185	-349.470	----	2.76	9.10	11.86
	3	14.45	-19.385	-280.110	----	2.21	9.10	11.31
	4	110.47	-14.585	-1611.200	----	12.73	69.60	82.33
	5	14.45	- 9.785	-141.390	----	1.12	9.10	10.22
	6	14.45	- 4.985	- 72.030	----	0.57	9.10	9.67
3	7	14.45	- 0.185	- 2.670	----	0.02	9.10	9.12
	8	14.45	4.615	66.690	0.33	----	9.10	9.43
	9	14.45	9.415	136.050	0.68	----	9.10	9.78
	Caja Asc	38.87	12.395	481.790	2.41	----	24.49	26.90
	10	81.53	14.215	1158.950	5.79	----	51.36	57.15
	11	14.45	19.015	247.770	1.24	----	9.10	10.34
	12	14.45	23.815	344.130	1.72	----	9.10	10.82
	12A	14.45	28.615	413.490	2.07	----	9.10	11.17
	1	15.57	-29.464	-458.750	----	3.16	6.90	10.06
	2	15.57	-24.664	-384.020	----	2.65	6.90	9.55
	3	15.57	-19.864	-309.280	----	2.13	6.90	9.03
	4	200.26	-15.064	-3016.720	----	20.81	88.74	09.55
	5	15.57	-10.264	-159.810	----	1.10	6.90	8.00
2	6	15.57	- 5.464	- 85.070	----	0.59	6.90	7.49
	7	15.57	- 0.664	- 10.340	----	0.07	6.90	6.97
	8	15.57	4.136	64.400	0.17	----	6.90	7.07
	9	15.57	8.936	139.130	0.36	----	6.90	7.26
	Caja Asc	95.84	11.916	1142.030	2.97	----	42.47	45.44
	10	144.73	13.736	1988.010	5.17	----	64.14	69.31
	11	15.57	18.536	288.610	0.75	----	6.90	7.65
	12	15.57	23.336	363.340	0.94	----	6.90	7.84
	12A	15.57	28.136	438.080	1.14	----	6.90	8.04

80.b

Entrep. N°	Pórtico N°	D _y	X (m)	X.D _y	V _t (Ton.)	V' _t (Ton.)	V _f (Ton.)	V (Ton.)
1	1	41.07	-29.697	-1219.660	----	4.39	9.50	13.89
	2	41.07	-24.897	-1022.520	----	3.68	9.50	13.68
	3	41.07	-20.097	- 825.380	----	2.97	9.50	12.47
	4	335.54	-15.297	-5132.760	----	18.48	77.60	96.08
	5	41.07	-10.497	- 431.110	----	1.55	9.50	11.05
	6	41.07	- 5.697	- 233.980	----	0.84	9.50	10.34
	7	41.07	- 0.897	- 36.840	----	0.13	9.50	9.63
	8	41.07	3.903	160.300	0.16	----	9.50	9.66
	9	41.07	8.703	357.430	0.36	----	9.50	9.86
	Caja Asc	211.35	11.683	2469.200	2.47	----	48.88	51.35
	10	227.25	13.503	3068.560	3.07	----	52.56	55.63
	11	41.07	18.303	751.700	0.75	----	9.50	10.25
	12	41.07	23.103	948.840	0.95	----	9.50	10.45
	12A	41.07	27.903	1145.980	1.14	----	9.50	10.64

Tabla No. 81a y 81b .- Corte debido a torsión sísmica (V_t , V'_t) y corte final de diseño (V) - Dirección X-X.

81.a

Entrep. N°	6	5	4	3	2	1
H _x	108.070	188.340	252.550	300.670	332.690	348.290
M _p	59858.610	60192.460	77787.640	105135.080	150565.360	316986.130
Y _m	8.869	8.869	8.869	8.869	8.869	8.869
Y _r	8.523	8.588	8.609	8.831	9.077	8.979
e _y	0.346	0.281	0.260	0.038	-0.208	-0.104
b _y	15.600	15.600	15.600	15.600	15.600	15.600
E _y	1.299	1.202	1.170	0.837	0.468	0.624
E' _y	-0.434	-0.499	-0.520	-0.742	-0.988	-0.884
M _{tx}	140.383	226.385	295.484	251.661	155.699	217.333
M' _{tx}	-46.902	-93.982	-131.326	-223.097	-328.698	-307.888
V _t	0.0023Y.D _x	0.0038Y.D _x	0.0038Y.D _x	0.0024Y.D _x	0.0010Y.D _x	0.0007Y.D _x
V' _t	-0.0008Y.D _x	-0.0016Y.D _x	-0.0017Y.D _x	-0.0021Y.D _x	-0.0022Y.D _x	-0.0010Y.D _x

81.b

Entrep. N°	Pórtico N°	D _x	Y (m)	Y.D _x	V _t (Ton.)	V' _t (Ton.)	V _f (Ton.)	V (Ton.)
6	A	23.45	- 8.523	- 199.860	----	0.16	18.35	18.51
	B	37.43	- 2.273	- 85.080	----	0.07	29.30	29.37
	C	34.14	0.827	28.230	0.06	----	26.72	26.78
	Caja Asc	9.92	2.247	22.290	0.05	----	7.77	7.82
	D	33.13	7.077	234.460	0.54	----	25.93	26.47

81.b

Cont. -----

Entre piso. N°	Pórtico N°	D _x	Y (m)	Y.D _x	V _t (Ton.)	V' _t (Ton.)	V _f (Ton.)	V (Ton.)
5	A	23.45	- 8.588	- 201.390	----	0.32	31.18	31.50
	B	37.47	- 2.338	- 87.600	----	0.14	49.82	49.96
	C	34.16	0.762	26.030	0.10	----	45.42	45.52
	Caja Asc.	13.19	2.182	28.780	0.11	----	17.54	17.65
	D	33.39	7.012	234.130	0.89	----	44.40	45.29
4	A	24.29	- 8.609	- 209.110	----	0.35	29.19	29.54
	B	63.44	- 2.359	- 149.650	----	0.25	76.23	76.48
	C	47.33	0.741	35.070	0.13	----	56.87	57.00
	Caja Asc.	41.74	2.161	90.200	0.34	----	50.16	50.50
	D	33.39	6.991	233.430	0.89	----	40.12	41.01
3	A	26.23	- 8.831	- 231.640	----	0.49	25.74	26.23
	B	86.96	- 2.581	- 224.440	----	0.47	85.34	85.81
	C	59.09	0.519	30.670	0.07	----	57.99	58.06
	Caja Asc.	99.85	1.937	193.610	0.46	----	97.99	98.45
	D	34.24	6.769	231.770	0.56	----	33.60	34.16
2	A	27.33	- 9.077	- 248.070	----	0.54	19.19	19.73
	B	124.32	- 2.829	- 351.450	----	0.77	87.27	88.04
	C	78.32	0.273	21.380	0.02	----	54.98	55.00
	Caja Asc.	209.71	1.693	355.040	0.35	----	147.21	147.56
	D	34.24	6.523	223.350	0.22	----	24.04	24.26
1	A	62.40	- 8.973	- 559.920	----	0.56	21.07	21.63
	B	301.48	- 2.723	- 820.930	----	0.82	101.79	102.61
	C	190.97	0.377	72.000	0.05	----	64.48	64.53
	Caja Asc.	382.98	1.797	688.220	0.48	----	129.31	129.79
	D	93.70	6.627	620.950	0.43	----	31.64	32.07

Los valores que figuran en las Tablas Nos. 80 y 81 corresponden a todas las columnas y placas que contiene cada pórtico (Valores del Segundo Cuadro de cada Tabla).

4) CORTE FINAL PARA DISEÑO DE PLACAS

- En las Tablas Nos. 80 y 81 se ha determinado el cortante sísmico definitivo para diseño, habiendo hecho la corrección por torsión. En las siguientes tablas se mostrarán los valores correspondientes a las Placas Adicionales de Refuerzo y la caja de ascensor, obtenida según la fórmula :

$$V_{iw} = \frac{D_{iw}}{\sum D_i} \cdot V_i$$

Los valores : D_{iw} (placas) se obtienen de la Tabla No. 69.

$\sum D_i$ (placas y columnas) de las Tablas Nos. 75 y 76

V_i (placas y columnas) de las Tablas Nos. 80 y 81

Según la dirección de análisis y el pórtico al que pertenece cada placa.

- Como quedó definido, las placas adicionales de refuerzo están ubicadas así :

. Pórtico Principal No. 4 (Y-Y) ···· P - T1 - Y, P - T2 - Y

. Pórtico Principal No. 10 (Y-Y) ··· P - T1 - Y

. Pórtico Secundario B (X-X) ······ 2 de P - T3 - X

. Pórtico Secundario C (X-X) ······ 1 de P - T3 - X

- Las Tablas que siguen a continuación muestran también el porcentaje de corte sísmico tomado por el conjunto de placas, respecto al corte actuante en cada nivel. Se observa que queda satisfecha, en gran parte, la condición inicial de que dichas placas junto con las existentes tomen el mayor porcentaje del cortante, aliviando de esa manera a los pórticos flexibles.
- Por otra parte, la estructura queda rigidizada en ambas direcciones de análisis, lo que se puede observar en las Tablas 72 y 73 en comparación a las Tablas 13 y 14 que corresponde a la situación de la estructura sin las placas de refuerzo. El período de vibración ha disminuído y los desplazamientos laterales también; comprobándose así que las placas poseen una gran capacidad de absorción y disipación de energía. Si en la determinación del coeficiente de distribución "D" no se hubiera considerado la deformación por rotación, las placas tendrían aún mayor capacidad para tomar el cortante sísmico. Por razones de precaución se ha asumido dicha deformación, ya que de lo contrario las columnas y vigas no serían capaces de absorber gran parte de las fuerzas laterales originadas por las vibraciones sísmicas.

Tabla No. 82 : Corte final para diseño de Placas de Refuerzo - Porcentaje de Corte tomado por todas las placas - Direcciones Y-Y, X-X.

82.a

Entrep. No.	Corte tomado por cada nivel. (Ton.)	PLACAS DE LA DIRECCION PRINCIPAL Y-Y					
		En Pórtico N° 4		En Pórtico N° 10		Corte tomado por Placas	% de Corte tomado por Placas.
		P-T1-Y	P-T2-Y	P-T1-Y	C. Asc.		
6	90.04	5.61	2.80	5.32	3.51	17.24	19.15
5	154.98	9.65	4.83	9.16	6.04	29.68	19.15
4	206.84	29.46	12.97	27.72	16.00	86.15	41.65
3	245.59	57.27	23.32	52.91	26.90	160.40	65.31
2	271.24	75.87	31.45	66.42	45.44	219.18	80.81
1	283.52	61.64	31.40	52.70	51.35	197.09	69.52

82.b

Entrep. No.	Corte tomado por cada nivel. (Ton.)	PLACAS DE LA DIRECCION SECUNDARIA X-X					
		En Pórtico "B"		En Pórtico "C"		Corte tomado por Placas	% de Corte tomado por Placas.
		P-T3-X	P-T3-X	P-T3-X	C. Asc.		
6	108.07	3.89	3.89	3.89	7.82	19.49	18.03
5	188.34	6.64	6.64	6.64	17.65	37.57	19.95
4	252.55	21.45	21.45	21.43	50.50	114.83	45.47
3	300.67	29.16	29.16	29.04	98.45	185.81	61.80
2	332.69	33.85	33.85	33.57	147.56	248.83	74.80
1	348.29	37.87	37.87	37.60	129.79	243.33	69.86

Los valores de estas dos tablas serán utilizadas posteriormente para el diseño de las placas de refuerzo. Dichos valores (corte en Ton.), son las cargas horizontales de sismo que actúan en cada una de las placas.

El corte último de diseño se obtendrá amplificando los valores de las tablas mencionadas en un 33% (Diseño a Rotura).

C A P I T U L O VII

ANÁLISIS DE CONJUNTO

A. VOLTEO DE UNA ESTRUCTURA POR EFECTO SISMICO.

1. Toda acción sísmica origina fuerzas horizontales de inercia en la estructura, en función de su masa, provocando un efecto de volteo de dicha estructura. Para que la estructura no colapse por volteo, es necesario que dicho efecto sea absorbido con suficiencia por sus elementos resistentes y el suelo de la edificación.

- Se logra compensar dicho efecto si se verifica que la resultante entre las fuerzas de gravedad (carga muerta y % de carga viva) y la horizontal de sismo (obtenida según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico) actúa o cae dentro del tercio central del ancho de la edificación, en la dirección que se esté analizando.

- Este efecto de volteo se cuantifica como Momento de Volteo y toda estructura debe ser diseñada para resistir este efecto. De acuerdo con las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico el Momento de Volteo (M_V) se determina mediante la fórmula :

$$M_V = J \cdot \sum F_i \cdot h_i$$

donde:

J : es un factor de modificación que reduce el momento de volteo con el incremento del periodo natural de vibración de la estructura, que se calcula con la fórmula:

$$J = \frac{0.5}{T^{2/3}}$$

Este factor J tendrá un valor máximo de 1.00 y un mínimo de 0.33, que corresponden a los periodos $T_1 = 0.354$ seg y $T_2 = 1.830$ seg respectivamente. Para periodos menores que T_1 o mayores que T_2 se tomarán los valores máximos y mínimos indicados anteriormente.

F_i : fuerza cortante que actúa en el nivel i, obtenida según las Normas o el Análisis Modal.

h_i : altura del entrepiso i

- Conocido M_V , se procede a calcular la altura (\bar{h}) en que se supone que actúa la fuerza horizontal de sismo (H):

$$\bar{h} = \frac{M_V}{H}$$

- La carga de gravedad (P) tiene su línea de acción que pasa por el centro de gravedad de la estructura en planta y habiendo determinado la línea de acción de la carga horizontal de sismo (cortante en la base), se determina la línea de acción de la resultante de ambas cargas. Por simple semejanza geométrica se logra ubicar el punto donde cae dicha resultante; si cae dentro del tercio central del ancho de la base de la estructura, entonces el efecto de volteo es despreciable en la dirección que se analice.

2. Las tensiones y compresiones originadas por los efectos del Momento de Volteo, son mayores cuanto mas grande es dicho momento y cuanto mas angosto es el edificio en la dirección que se analice.

- Para mantener el equilibrio de la estructura deberá haber un Momento Resistente igual y de sentido contrario que se oponga al de volteo.
- En los edificios altos y angostos, el momento de volteo tiene mucha importancia en el diseño, el cual va disminuyendo hasta no ser de consideración conforme los edificios sean bajos y anchos (Fig. 28.1). En estos

Últimos, las tensiones y compresiones que actúan en las columnas pueden ser despreciables, ya que es probable que el incremento de cargas no provoque esfuerzos mayores a los permisibles (los coeficientes de diseño deben absorber estos incrementos).

- La demastada altura y reducida base de un edificio, puede provocar volteo sobre el terreno, ya que las tensiones que provoca dicho volteo sobre las columnas del lado del empuje llegan a ser mayores que sus cargas (Fig. 28.2). Este efecto negativo se puede evitar consiguiendo que la estructura esté debidamente empotrada en el terreno (Fig. 28.3), o considerando una cimentación de suficiente amplitud en los diseños (Fig. 28.4).

3. La Estructura en estudio, la del Centro de Instrucción de la PIP, tiene una altura de 19.20 m., ancho en la base en la dirección principal (Y-Y) de 16.20 m. y de 58.00 m. en la dirección secundaria (X-X). La cimentación consiste en zapatas aisladas y algunas combinadas. Solamente el Pabellón Derecho posee sótano,

En la verificación del volteo, se añadirá a la estructura inicial las Placas de Refuerzo. Dicha verificación se realizará solamente para la dirección principal (Y-Y) donde el ancho de la base es pequeña en comparación con el ancho de la otra dirección.

B. VERIFICACIÓN DEL VOLTEO-PABELLON IZQUIERDO-DIRECCION PRINCIPAL Y-Y DE MENOR ANCHO

- El período de vibración de la estructura, incluyendo las placas de refuerzo en las dos direcciones de análisis, se determinó por Análisis Modal y según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico. Para la dirección Y-Y, el análisis modal en el primer modo de vibración da $T = 0.422$ seg/vib. y las Normas $T = 0.334$ seg/vib. Tomando el del análisis modal, que considera el comportamiento más próximo al real, el factor J defini

do anteriormente vale para:

$$T_1 = 0.354 \text{ seg.} < T = 0.422 \text{ seg.} < T_2 = 1.830 \text{ seg.}$$

$$J = \frac{0.5}{0.422^{2/3}} = \frac{0.5}{0.5626} = 0.889$$

- El peso de la estructura, incluyendo las placas de refuerzo, se obtuvo anteriormente:

$$P = 5849.997 \text{ Ton.}$$

- La fuerza sísmica que actúa en la base de la estructura se determinó que es:

$$H = 354.399 \text{ Ton.}$$

- El ancho de la base de la estructura en la dirección Y-Y es:

$$b = 16.20 \text{ m.}$$

- Momento de Volteo:

$$M_y = J \cdot \sum V_n \cdot h_n$$

En la Tabla Nº 66 figura el cortante acumulada V_n en cada nivel.

Tabla Nº 83. Cálculo del momento de volteo-Análisis de conjunto-Dirección Y-Y

NIVEL n.	CORTANTE POR NIVEL V_n (Ton)	ALTURA DE CADA NIVEL h_n (m)	$V_n \cdot h_n$ (Ton·m)
6	112.549	3.20	360.157
5	193.727	3.20	619.926
4	258.546	3.20	827.347
3	306.991	3.20	983.371
2	339.052	3.20	1084.966
1	354.399	2.90	1027.757
		$\sum V_n \cdot h_n$	4902.525

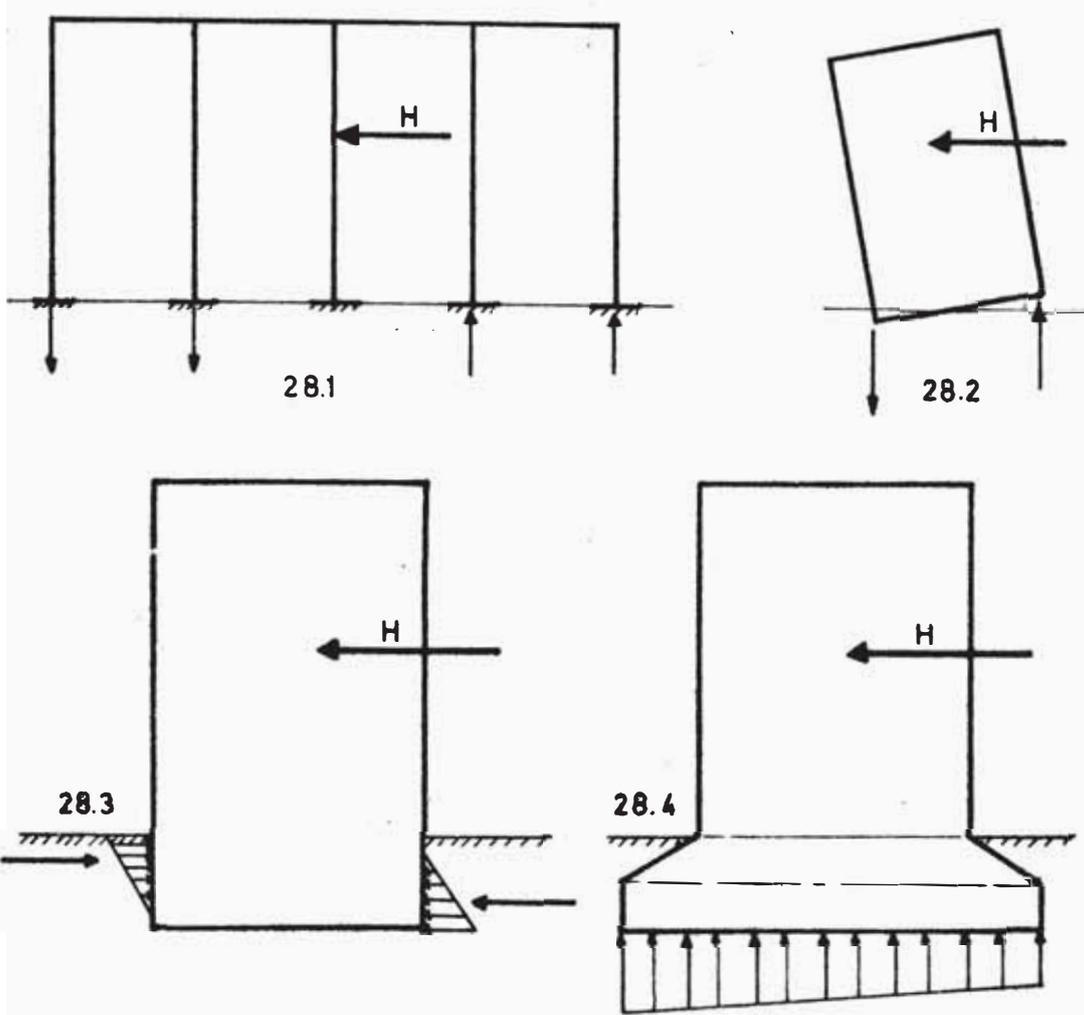


Fig.28: Efectos de volteo sobre estructuras originada por la fuerza H.

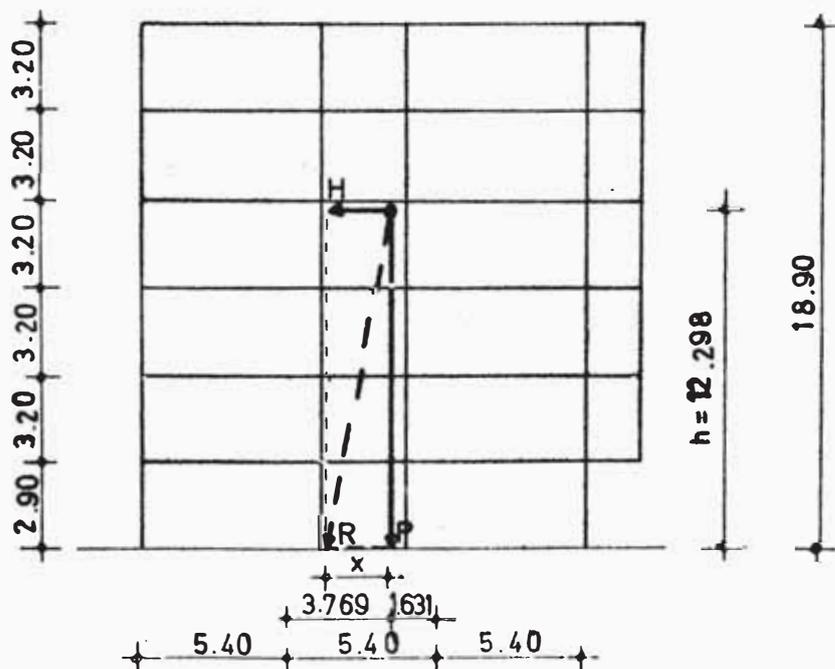


Fig.29: Ubicación(x) de la resultante entre las fuerzas H y P-análisis de volteo en la Dirección crítica Y-Y.

$$M_y = 0.889 \times 4902.525 = 4358.345 \text{ Ton-m}$$

- Ubicación de la fuerza resultante horizontal:

$$M_y = H \cdot \bar{h}$$

$$\bar{h} = \frac{4358.345 \text{ Ton-m}}{354.399 \text{ Ton}} = 12.298 \text{ m.}$$

- Ubicación de la fuerza resultante de H y P:

En la Fig. N° 29 se muestran la ubicación de las fuerzas H y P para determinar la distancia x a que actúa la resultante R respecto a la línea de acción de P; según este esquema se plantea la siguiente proporción:

$$\frac{\bar{h}}{P} = \frac{x}{H}$$

de donde:

$$x = \frac{H}{P} \cdot \bar{h} = \frac{354.399 \text{ Ton}}{5849.997 \text{ Ton}} \times 12.298 \text{ m.}$$

$$x = 0.745 \text{ m.} < 1.631 \text{ m.}$$

Luego, la resultante R cae dentro del tercio central de la base del edificio, por lo que la estructura no tiene problemas de volteo. Es decir el efecto de volteo es despreciable.

- Por tanto es aceptable la cimentación a base de zapatas aisladas y combinadas como las tiene la estructura del CINPIP. Como medida de seguridad, la cimentación de las placas serán conectadas, con fin de evitar la vibración desordenada de dichos elementos en el momento de la ocurrencia de un sismo.
- El Análisis de Volteo en la Dirección X-X no será necesario debido a que el ancho de la base de la estructura es mucho mayor ($b = 58.00 \text{ m.}$) y la fuerza horizontal ($H = 435.362 \text{ Ton}$) de sismo no es excesivamente mayor que la otra Dirección. El volteo en esta Dirección es, pues, casi imposible.

C A P I T U L O VIII

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE REFUERZO Y REPARACION DE DAÑOS CAUSADOS POR EL SISMO

A. INTRODUCCION

- En la evaluación de daños causados por el sismo del 03-10-74 en la estructura del CINPIP, se señaló que dicho sismo afectó mayormente a los elementos no estructurales (tabiquerías) sobre todo en los de la dirección secundaria y a algunos elementos estructurales (fisuramientos en vigas y columnas).
- Seguidamente se analizó la estructura bajo la acción de cargas de gravedad y de sismo. Se realizó, a continuación, la verificación de los elementos estructurales (cimentación, columnas, vigas, aligerados, caja de ascensor y escaleras).
- En el capítulo siguiente se determinó las causas de los daños, comprobándose que la estructura está diseñada solo para resistir cargas de gravedad y no así cargas laterales de sismo. La gran densidad de tabiquerías, sobre todo en dirección principal de análisis, ha evitado que la estructura sufra daños considerables o colapse algunos de los elementos de aquella.
- Como consecuencia de la verificación realizada, se ha introducido nuevos elementos estructurales consistentes en Placas de Concreto Armado. Se ha efectuado el Análisis Sísmico correspondiente a la nueva estructura con los elementos de refuerzo. Al introducir las placas de refuerzo se rigidiza la estructura, haciendo que aquellas tomen alrededor del 75% del cortante sísmico y el restante los pórticos flexibles, limitando así las deformaciones y por ende los daños que puedan causar otros sismos; se protege también las tabiquerías ya que el corte que tomen serán pequeños. Las

placas y las tabiquerías tomarán casi el 100% del cortante sísmico y los pórticos prácticamente trabajarán bajo la acción de las cargas de gravedad.

- En la parte de Análisis Sísmico de los elementos de refuerzo, se ha determinado los cortes sísmicos que cada placa toma y que en el cálculo de los refuerzos de acero serán utilizados.
- Luego, se ha estudiado el efecto de volteo de estructura (Análisis de Conjunto) comprobándose que dicho efecto es despreciable.
- En seguida se diseñarán las Placas de refuerzo y se mostrarán los procedimientos a seguir en la reparación de los elementos dañados por el sismo.

B. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE REFUERZO-PABELLON IZQUIERDO

- Las Tablas No. 82.a y 82.b muestran los cortes debido a sismo tomado por las placas adicionales de refuerzo en cada dirección de análisis (Cargas Laterales).
- Las cargas de gravedad que actúan en cada placa se muestran en las siguientes tablas, considerando el peso de las vigas, columnas, placa, aligerado, tabiquería, acabados y carga viva actuantes en el área de influencia correspondiente a cada tipo de placas.

Tabla No. 84.- Cargas de Servicio y última de gravedad actuante en cada tipo de placas adicionales de refuerzo.

NIVEL	CM (TON)			CV (Ton.)	1.5CM+1.8CV	CARGA ACUMULADA	
	ALIGERADO ACAB.Y TAB	PLACA Y VIGAS	TOTAL			ULTIMA	DE SERVICIO
PLACA P-T1-Y							
6	13.500	15.988	29.488	5.063	53.345	53.345	34.551
5	18.563	15.988	34.551	11.813	73.090	126.435	80.915
4	18.563	16.075	34.638	11.813	73.220	199.655	127.366
3	18.563	16.231	34.794	11.813	73.454	273.109	173.973
2	18.563	16.668	35.231	11.813	74.110	347.219	221.017
1	18.563	16.668	35.231	11.813	74.110	421.329	268.061

Cont. -----

Tabla No. 84

Cont. -----

PLACA P-T2-Y							
6	11.790	12.442	24.232	4.421	44.306	44.306	28.653
5	16.211	12.442	28.653	10.316	61.548	105.854	67.622
4	16.211	12.442	28.653	10.316	61.548	167.402	106.591
3	16.211	12.679	28.890	10.316	61.904	229.306	145.797
2	16.211	12.679	28.890	10.316	61.904	291.210	185.003
1	16.211	12.679	28.890	10.316	61.904	353.114	224.209
PLACA P-T3-X							
6	3.560	9.224	12.784	1.335	21.759	21.579	14.119
5	4.895	9.224	14.119	3.115	26.786	48.365	31.353
4	4.895	9.224	14.119	3.115	26.786	75.151	48.587
3	4.895	9.224	14.119	3.115	26.786	101.937	65.821
2	4.895	9.560	14.455	3.115	27.290	129.226	83.391
1	4.895	9.560	14.455	3.115	27.290	156.517	100.961
PLACA CAJA DE ASCENSOR (TABLA No. 63)							

- En el Capítulo de Verificación de la Placa "Caja de Ascensor" se definió la función y características de las Placas (Muros de Corte), el análisis y diseño de las mismas. A continuación se seguirá el mismo procedimiento de diseño señalado en aquel capítulo, de acuerdo al Reglamento Peruano de Concreto Armado, considerando las cargas de gravedad y lateral de sismo señalados en las Tablas Nos. 84 y 82 respectivamente; la Tabla No. 64 muestra las características físicas de las placas de refuerzo y las fisuras Nos. 26 y 27 la ubicación y otros datos de las mismas.

Se obviarán los diseños por flexión, corte y compresión, considerando solamente las cuantías mínimas señaladas por el Reglamento señalado anteriormente, ya que las placas son de dimensiones considerables y las cargas no son excesivas.

- El diseño será por el método de cargas últimas.

1. DISEÑO DE LA PLACA P-T1-Y.

De acuerdo a las Figuras Nos. 26 y 27, y las Tablas Nos. 82 y 84 se tiene :

- $h = 2.60 \text{ m.}$ (altura efectiva de placa)
- $t = 0.25 \text{ m.}$ (espesor de la placa)
- $b = 6.85 \text{ m.}$ (longitud de la placa)
- $A_w = 19,825 \text{ cm}^2$ (área sección recta de la placa)
- $P_u = 421.329 \text{ Ton}$ (carga de gravedad última)
- $V_u = 1.33 \times 75.87 = 100.91 \text{ Ton.}$ (carga lateral de sismo)
- $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a compresión del concreto)

a) Esfuerzos en la placa debido a cargas verticales : Según la fórmula empírica dada por el Reglamento (ACI-71), el esfuerzo debido a cargas verticales no debe exceder a :

$$f'_{cu} = 1.9 \times 0.225 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

O sea :

$$f'_{cu} = 1.9 \times 0.225 \times 175 \left[1 - \left(\frac{2.60}{40 \times 0.25} \right)^3 \right] = 73.5 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante en la placa es :

$$f_{cu} = \frac{P_u}{b'.t} = \frac{P_u}{A_w} = \frac{421.329 \times 1000}{19,825} = 21.25 \text{ Kg/cm}^2$$

que es inferior al permisible 73.5 Kg/cm^2 , por lo que la placa se considera satisfactoria a cargas verticales de gravedad. Es decir, no requiere armadura en compresión.

b) Esfuerzos en la Placa debido a cargas laterales : El esfuerzo cortante producido por el sismo, incluyendo la corrección por torsión, debe verificarse mediante la fórmula de MUTO :

$$v_{su} = K \cdot \frac{V_u}{A_w}$$

K : coeficiente sísmico debido al ángulo cortante (varía de 1 a 2); se tomará $K = 1.00$.

La máxima fuerza cortante ocurre en el segundo nivel (Pórtico No. 4) y el corte actuante último correspondiente es :

$$v_{su} = 1.00 \frac{100.91 \times 1000}{19,825} = 5.09 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo último permisible al corte en el concreto sin refuerzo es:

$$v_{cu} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c}$$

O sea :

$$v_{cu} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ Kg/cm}^2$$

que es superior al actuante, por lo que la placa se considera también satisfactoria a cargas laterales de sismo. Es decir no requiere armadura transversal (estribos).

- c) Cálculo de las Armaduras Mínimas : A pesar de que la placa en estudio no requiere refuerzos de ninguna clase (el concreto solo es capaz de tomar los esfuerzos laterales y verticales), el Reglamento del ACI recomienda reforzar las placas con armaduras mínimas y da los siguientes valores :

$$\text{Armadura Vertical } A_{v\text{mín}} = 0.0015 b'.t$$

$$\text{Armadura Horizontal } A_{h\text{mín}} = 0.0025 b'.t$$

Para un metro de ancho de placa ($b' = 100 \text{ cm.}$) se tienen las siguientes armaduras mínimas :

- Armadura Vertical :

$$A_v = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

que se colocará en dos capas ($t \geq 25 \text{ cm.}$), conteniendo cada una :

$$0.5 A_v = 0.5 \times 3.75 = 1.875 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

usando $\phi 3/8$, la separación de las barras es de :

$$s = \frac{0.71 \times 100}{1.875} = 37.8 \text{ cm, usual a } 35 \text{ cm.}$$

Separación que no debe ser superior a ninguno de los siguientes valores :

$$S_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 3t = 3 \times 25 = 75 \text{ cm.} \\ 18'' = 45.72 \text{ cm.} \end{cases}$$

Luego se usará :

$\emptyset 3/8 @ . 35 \text{ m. en dos capas.}$

- Armadura Horizontal :

$$A_h = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

colocando en dos capas, c/u debe tener :

$$0.5A_h = 0.5 \times 6.25 = 3.125 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

usando $\emptyset 3/8$, la separación de las barras centro a centro es :

$$S = \frac{0.71 \times 100}{3.125} = 22.7 \text{ cm.}, \text{ usual a } 20 \text{ cm.}$$

separación que no debe ser superior a ninguno de los siguientes valores:

$$S_{\text{máx.}} \leq \begin{cases} b/5 = 685/5 = 237 \text{ cm.} \\ 1.5t = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ cm.} \\ 18'' = 45.72 \text{ cm.} \end{cases}$$

Luego se usará :

$\emptyset 3/8'' @ . 20 \text{ m. en dos capas.}$

Estas armaduras mínimas serán utilizadas en los seis entrepisos del edificio.

- d) Cálculo de la Cimentación : Se considerará una zapata corrida de concreto armado a lo largo de la placa ($b = 6.85 \text{ m.}$). La resistencia del suelo se asumirá como 4 kg/cm^2 y el diseño se efectuará para 1 metro lineal de placa.

- Dimensionamiento en planta :

$$A_z = \frac{P'_s + 0.04 P'_s}{\sigma_t} ; \quad \sigma_t = 4 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ Ton/m}^2$$

donde P'_s es la carga de servicio, de gravedad, por metro lineal de placa.

De la Tabla No. 84 :

$$P'_s = \frac{268.061 \text{ Ton}}{6.85 \text{ m.}} = 39.133 \text{ Ton/m.}$$

Luego :

$$A_z = A \times B = \frac{1.04 \times 39.133}{40} = 1.018 \text{ m}^2$$

Como $B = 1.00 \text{ m.}$ (1 m. lineal de placa) ; $A = 1.018 \text{ m.}$

Se asumirá $A = 1.40 \text{ m.}$ igual que el ancho de la zapata de la columna exterior que forma parte de la placa.

Por lo tanto, las dimensiones en planta, para 1 m. de ancho de placa, son:

$A = 1.40 \text{ m.}$ (paralela al ancho 0.25 de la placa)

$B = 1.00 \text{ m.}$ (paralela a la longitud 6.85 de la placa)

- Dimensionamiento en altura (Método a Rotura) :

Carga última por 1 m. lineal de placa (Tabla No. 84)

$$P'_u = \frac{421.329}{6.85} = 61.508 \text{ Ton/m.}$$

Reacción neta del suelo :

$$W_u = \frac{61.508}{1.4 \times 1.0} = 43.934 \text{ Ton/m}^2$$

Momento flector crítico (en la cara de la placa) :

$$M_{1-1} = 43.934 \times \frac{0.575^2}{2} \times 1.0 = 7.263 \text{ Ton-m.}$$

Considerando una cuantía de acero 1%, el momento resistente, para

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2, \text{ es : } M_u = 32.448 \text{ bd}^2$$

y el peralte útil por flexión :

$$d = \sqrt{\frac{7.263 \times 10^5}{32.448 \times 100}} = 15 \text{ cm.}, \quad H = d + 9 = 24 \text{ cm.}$$

Se asumirá : $H = 0.50 \text{ m.}$ (altura de la zapata)

$$d = H - 9 = 0.41 \text{ m.}$$

En zapatas corridas no se verifica el esfuerzo de punzonamiento.

- Verificaciones : Las dimensiones de la zapata determinadas son satisfactorias a tracción diagonal, sección de aplastamiento y largo de desarrollo.
- Cálculo de las armaduras :

. Armadura Principal $M_{1-1} = 7.263 \text{ T-m.}, \quad d = 41 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{7.263 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (d - a/2)} = \frac{192.143}{(d - a/2)}$$

$$a = \frac{4200 A_s}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.282 A_s$$

Resolviendo por tanteos $A_s = 4.76 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$ de placa.

Por cuantía mínima :

$A_s = 0.002 \text{ bd} = 0.002 \times 100 \times 41 = 8.20 \text{ cm}^2$, que es mayor que el re fuerzo calculado, por lo que se tomará :

$$A_s = 8.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow \varnothing 1/2'' @ . 15 \text{ m.}$$

. Armadura de Repartición, transversal a la anterior :

$$A_{sr} = 0.0018 \text{ bd} = 0.0018 \times 100 \times 41 = 7.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 7.38 \text{ cm}^2 \longrightarrow \varnothing 1/2'' @ . 15 \text{ m.}$$

e) Verificación del Volteo :

- Para ver la necesidad o no de una cimentación amarrada o conectada, debe

verificarse el volteo de la placa en estudio. Para ello se procede en forma similar al seguido en el Capítulo anterior (Análisis de Conunto).

$$J = 0.889$$

$$P = 268.061 \text{ Ton (Tabla No. 84)}$$

$$H = 61.64 \text{ Ton (Tabla No. 82-a)}$$

$$b = 6.85 \text{ m. (long. Placa P-T1-Y)}$$

Tabla No. 85.- Cálculo del momento de volteo - Placa P-T1-Y

NIVEL n	CORTANTE NIVEL V_n (Ton)	ALTURA DEL NIVEL h_n (m)	$V_n \times h_n$ (Ton-m)
6	5.61	3.20	17.952
5	9.65	3.20	30.880
4	29.46	3.20	94.272
3	57.27	3.20	183.264
2	75.87	3.20	242.784
1	61.64	2.90	178.756
$\sum V_n \times h_n =$			747.908

- El momento de volteo es :

$$M_v = 0.899 \times 747.908 = 664.890 \text{ Ton-m.}$$

- La resultante de las fuerzas horizontales queda ubicada a :

$$\bar{h} = \frac{664.890}{61.64} = 10.787 \text{ m. del nivel cero.}$$

- La resultante final entre las fuerzas horizontal y vertical cae a una distancia :

$$X = \frac{61.64}{268.061} \times 10.787 = 2.48 \text{ m.}$$

de la línea de acción de P, que es superior a $b/6 = 6.85/6 = 1.142$ m. (la resultante no cae dentro del tercio central de la base). Por lo tanto el efecto de volteo se debe considerar y con tal fin la cimentación de la placa será amarrada, por medio de una viga de conexión, a la zapata mas cercana y ésta a su vez será conectada a la cimentación de la placa P-T2-Y o la Caja de Ascensor según el caso (Ver Fig. No. 26).

f) Diseño de la Viga de Conexión :

- Como se observa en las Figuras Nos. 26 y 27, las placas P-T1-Y están ubicadas en los ejes principales 4 y 10. Para el diseño se está tomando los datos de la placa ubicada en el eje 4 por ser la más cargada (mayor carga lateral debido a sismo). Esta placa está enmarcada por las columnas ya existentes A-4 y B-4; la zapata calculada anteriormente une las zapatas de las columnas mencionadas. La viga de conexión unirá la zapata de la columna B-4 con la de C-4 cruzando el pasadizo central del edificio.
- Esta viga, que será de sección "T" invertida, tendrá un ancho de 55 cm en la base superior (5 cm. mayor que el de la columna en la dirección Y-Y) y un peralte de 110 cm. aprovechando la profundidad de las zapatas (según los planos existentes dichas zapatas están debajo de 110 cm. de la superficie del terreno natural) y un ancho en la base inferior de 180 cm.
- La viga de conexión se diseñará de manera que tome parte del momento de volteo actuante en la base de la placa. Este momento actúa en el eje neutro de la placa (considerada como viga en voladizo); para mantener el equilibrio, la viga conexión debe oponer un momento igual pero de sentido contrario al que le comunica la placa.
- El análisis estructural de esta viga corresponde a una viga articulada en ambos extremos, siendo un extremo el punto donde se ubica el eje neutro de la placa considerada como viga en voladizo, y el otro extremo en el eje neutro de la columna C-4; en el primer extremo actúa el momento de volteo (sentido antihorario). Entre ambos extremos existe una separación de

6.225 m. Para el cálculo de las armaduras se considerará el momento correspondiente a una sección ubicada a 3.425 m. del eje neutro de la placa, en la cara libre de la columna B-4. Del diagrama triangular de momentos flectores y equilibrio de la viga de conexión se obtiene :

$$M_x = \frac{l - X}{l} \cdot M$$

Siendo :

M_x : momento de flexión a la distancia X del eje neutro de la placa.

l : luz de la viga de conexión (6.225 m.)

X : longitud donde se ubica la sección donde se desea calcular el momento de flexión (3.425 m.)

M : momento de volteo actuante en el extremo donde se considera el eje neutro de la placa (punto donde cae la línea de acción del centro de gravedad de la placa).

- El momento de volteo se obtendrá considerando solamente el cortante del primer nivel. Las cortantes de los niveles superiores no se toman en cuenta debido a que los demás elementos resistentes también absorben este momento; además la viga colindante a la placa será reforzada.
- Se considera despreciable el peso propio de la viga de conexión, ya que quedará compensada con la reacción del suelo al estar en contacto con éste.

Se tienen los siguientes datos :

$$M = 1.33 (61.64 \times 2.90) = 237.745 \text{ Ton-m.}$$

$$l = 6.225 \text{ m.}$$

$$X = 3.425 \text{ m.}$$

$$M_x = \frac{6.225 - 3.425}{6.225} \times 237.745 = 106.938 \text{ Ton-m.}$$

(La sección en compresión resulta rectangular)

. Refuerzo Longitudinal : $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$; $d = 105 \text{ cm}$.

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{106.938 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (d - a/2)} = \frac{2829.048}{(d - a/2)} ; a = \frac{4200 A_s}{0.85 \times 175 \times 55} = 0.5133 A_s$$

Por tanteos : $A_s = 29.00 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ 6 \emptyset 1" Capa superior
3 \emptyset 1" Capa inferior

. Refuerzo Transversal :

$$\text{Corta \u00faltimo } V_u = \frac{M}{l} = \frac{237.745}{6.225} = 38.192 \text{ Ton.}$$

$$\text{Corte unitario } v_u = \frac{38.192 \times 10^3}{55 \times 105} = 6.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Corte admisible } v'_u = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ kg/cm}^2$$

Requiere refuerzo (estribos) : Sea \emptyset 3/8"

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 0.85 \times 4200 \times 105}{(6.62 - 5.62) \times 55 \times 105} = 92.17 \text{ cm.}$$

Por criterio de grietas $v' = 1.6 \times 0.85 \sqrt{175} = 17.99 \text{ kg/cm}^2 > v_u$

$$S_{\text{m\u00e1x}} = \frac{d}{2} = \frac{105}{2} = 52.5 \text{ cm.}$$

Por cuant\u00eda m\u00ednima :

$$S_{\text{m\u00e1x}} = \frac{2 \times 0.71}{0.0015 \times 55} = 17.21 \text{ cm.} \quad \text{manda !}$$

Luego, se usar\u00e1n estribos $\square \emptyset$ 3/8 : 1 @ 0.085, R @ 0.17

La disposici\u00f3n de la viga y sus armaduras se muestran en los planos del Anexo.

2. DISE\u00d1O DE LA PLACA P-T2-Y

Seg\u00fan las Figuras Nos. 26 y 27, y las Tablas Nos. 82 y 84 se tienen :

$$h = 2.60 \text{ m.}$$

$$t = 0.25 \text{ m.}$$

$$b = 4.95 \text{ m.}$$

$$A_W = 13,875 \text{ cm}^2$$

$$P_U = 353.114 \text{ Ton.}, \quad P_S = 224.209 \text{ Ton.}$$

$$V_U = 1.33 \times 31.45 = 41.829 \text{ Ton.}$$

$$f'_C = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_j = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

a) Esfuerzos debido a cargas verticales :

$$\text{Permisible } f'_{cu} = 1.9 \times 0.225 \times 175 \left[1 - \left(\frac{2.60}{40 \times 0.25} \right)^3 \right] = 73.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Actuante } f_{cu} = \frac{353.114 \times 1.0000}{13,875} = 25.45 \text{ kg/cm}^2$$

No requiere refuerzo vertical de compresión.

b) Esfuerzos debido a cargas laterales :

$$\text{Permisible } v_{cu} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Actuante } v_{su} = \frac{41.829 \times 10.00}{13,875} = 3.01 \text{ kg/cm}^2$$

No requiere refuerzo horizontal (estribos).

c) Armaduras mínimas requeridas :

Vertical : $\emptyset 3/8'' @ 0.35 \text{ m.}$ en dos capas

Horizontal: $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ m.}$ en dos capas.

d) Cimentación :

Considerando zapata corrida y 1 m. lineal de placa :

- Dimensionamiento en Planta :

$$P'_S = \frac{P_S}{b} = \frac{224.209}{4.95} = 45.295 \text{ Ton/m.1. placa}$$

$$A_Z = A \times B = \frac{1.04 \times 45.295}{40} = 1.18 \text{ m}^2$$

Como $B = 1.00 \text{ m}$ \longrightarrow $A = 1.18 \text{ m}$.

Se tomará $A = 1.80 \text{ m}$. igual al ancho de la zapata de la columna exterior que forma parte de la placa. Luego, las dimensiones para 1 m. de longitud de placa, son :

$$A = 1.80 \text{ m.}$$

$$B = 1.00 \text{ m.}$$

Dimensionamiento en altura :

Carga vertical última para 1 m. lineal de placa :

$$P'_U = \frac{353.114}{4.95} = 71.336 \text{ Ton/m.l. placa}$$

Reacción neta del suelo :

$$W_U = \frac{71.336}{1.8 \times 1.00} = 39.631 \text{ Ton/m}^2$$

Momento crítico (Secc. 1-1) :

$$M_{1-1} = 39.631 \times \frac{0.775^2}{2} \times 1.00 = 11.902 \text{ Ton-m.}$$

Para $p = 1\%$, $M_U = 32.448 \text{ bd}^2$

$$d = \sqrt{\frac{11.902 \times 10^5}{32.448 \times 100}} = 19.15 \text{ cm.}, \quad H = 19 + 9 = 28 \text{ cm.}$$

Asumiendo $H = 50 \text{ cm}$.

$$d = 41 \text{ cm.}$$

- Verificaciones : es satisfactoria a tracción diagonal, sección de aplastamiento y largo de desarrollo.

- Cálculo de Armaduras :

. Armadura Principal : $M_{1-1} = 11.902 \text{ T-m}$, $d = 41 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{11.902 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{314.867}{\left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{4200 A_s}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.2824 A_s$$

Por tanteos $A_s = 7.49 \text{ cm}^2/\text{m.l. de placa}$

Por cuantía mínima $A_s = 0.002 \times 100 \times 41 = 8.20 \text{ cm}^2$

Luego $A_s = 8.20 \text{ cm}^2/\text{m.l.} \longrightarrow \emptyset 1/2" @ 0.15 \text{ m.}$

. Armadura de Repartición :

$$A_{sr} = 0.0018 \times 100 \times 41 = 7.38 \text{ cm}^2 \longrightarrow \emptyset 1/2" @ 0.15 \text{ m.}$$

- Esta zapata se prolongará hasta unir la zapata de la columna C-4.

e) Verificación del Volteo

$$J = 0.889$$

$$P = 224.209 \text{ Ton. (Tabla No. 84)}$$

$$H = 31.40 \text{ Ton. (Tabla No. 82-a)}$$

$$b = 4.95 \text{ m.}$$

Tabla No. 86.- Cálculo del momento de volteo - Placa P-T2-Y

NIVEL n	CORTANTE NIVEL n V_u (Ton)	ALTURA DEL NIVEL n h_n (m)	$V_u \times h_n$ (Ton-m)
6	2.80	3.20	8.960
5	4.83	3.20	15.456
4	12.93	3.20	41.504
3	23.32	3.20	74.624
2	31.45	3.20	100.640
1	31.40	2.90	91.060
$\sum V_n \times h_n =$			332.244

- Momento de volteo y ubicación de \bar{h} :

$$M_V = 0.889 \times 332.244 = 296.254 \text{ Ton-m.}$$

$$\bar{h} = \frac{296.254}{31.40} = 9.435 \text{ m.}$$

- Resultante final entre P y H :

$$x = \frac{31.40}{224.209} \times 9.435 = 1.321 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{4.95}{6} = 0.825 \text{ m.}$$

Esta resultante no cae dentro del tercio central de la base de la placa, por tanto debe considerarse el efecto de volteo. Se considerará, para tal efecto, viga de conexión y se reforzarán las vigas que llegan a la placa en la dirección Y-Y.

f) Diseño de la viga de Conexión :

Según las Figuras Nos. 26 y 27, la placa P-T2-Y consta de un muro de concreto armado de 0.25 m. de espesor y la columna existente D-4 (50x60). La viga de conexión a calcular unirá esta placa con la columna C-4, y será de Sección "T" invertida.

Según la idealización asumida (placa P-T1-Y), se tienen :

$$M = 1.33 (31.40 \times 2.90) = 121.110 \text{ Ton-m.}$$

$$l = 4.31 \text{ m.}$$

$$x = 2.71 \text{ m.}$$

$$M_x = \frac{4.31 - 2.71}{4.31} \times 121.110 = 44.960 \text{ T-m.}$$

Esta viga de Sección "T" forma parte de la zapata calculada anteriormente. La base inferior tendrá el ancho de la zapata (180 cm) y la superior 55 cm. como en el caso de la placa P-T1-Y; el peralte incluyendo la altura de la zapata será de 110 cm (d = 105 cm.)

- Por ser viga "T", se debe investigar si la sección en compresión es rectangular o Sección "T" :

Asumiendo $a = K_1 \cdot t = 0.85 \times 50 = 42.50 \text{ cm.}$

El área de acero correspondiente es :

$$A_s = \frac{44.960 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(105 - \frac{42.50}{2}\right)} = 14.20 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{14.20}{180 \times 105} = 7.51 \times 10^{-4}$$

$$q = 7.51 \times 10^{-4} \times \frac{4200}{175} = 1.80 \times 10^{-2}$$

$$c = 1.18 \times 1.80 \times 10^{-2} \times 105 / 0.85 = 2.63 \text{ cm.}$$

Como $c = 2.63 \text{ cm.} < t = 50 \text{ cm.}$, la sección en compresión es rectangular

Refuerzo Longitudinal :

$$A_s = \frac{44.960 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(105 - a/2\right)} = \frac{1189.418}{\left(105 - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{4200 A_s}{0.85 \times 175 \times 180} = 0.1569 A_s$$

Por tanteos $A_s = 11.43 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\emptyset 3/4" \text{ C. Sup.}, 2\emptyset 3/4" \text{ C. inf.}$

. Refuerzo Transversal :

$$\text{Corte último } V_u = \frac{121.110}{4.31} = 28.10 \text{ Ton.}$$

$$\text{Corte unitario } v_u = \frac{2810 \times 10^3}{55 \times 105} = 4.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Corte admisible } v'_u = 5.62 \text{ kg/cm}^2$$

No requiere estribos. Por montaje y el criterio de cuantía mínima, usando $\emptyset 3/8$:

$$S = \frac{2 \times 0.71}{0.0015 \times 55} = 17.21 \text{ cm.}$$

Luego, se usarán estribos $\square \emptyset 3/8" : 1 @ 0.085, R @ 0.17$

- En los planos del Anexo se muestran la disposición de estas armaduras.

- g) El extremo libre de la placa (abertura para puerta) será reforzada con $4\emptyset 3/4$ en los 3 primeros niveles y con $4\emptyset 5/8$ en los restantes; se confiarán dichas columnas con $\emptyset 3/8$.

3. DISEÑO DE LA PLACA P-T3-X

De las Figuras Nos. 26 y 27, y las Tablas Nos. 82 y 84 se tienen :

$$h = 2.80 \text{ m.}$$

$$t = 0.25 \text{ m.}$$

$$b = 3.50 \text{ m.}$$

$$A_w = 11,250 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 156.517 \text{ Ton} ; P_s = 100.961 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.33 \times 37.87 = 50.367 \text{ Ton.}$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- a) Esfuerzos debido a cargas verticales :

$$\text{Permisible} : f'_{cu} = 1.9 \times 0.225 \times 175 \left[1 - \left(\frac{2.80}{40 \times 0.25} \right)^3 \right] = 73.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Actuante} : f_{cu} = \frac{156.517 \times 10^3}{11,250} = 13.91 \text{ kg/cm}^2$$

no requiere armadura en compresión.

- b) Esfuerzos debidos a cargas laterales :

$$\text{Permisible} : v'_{cu} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Actuante} : v_{su} = \frac{50.367 \times 10^3}{11,250} = 4.48 \text{ kg/cm}^2$$

no requiere estribos (armadura horizontal).

c) Armaduras mínimas requerida.-

Vertical : \emptyset 3/8" @ 0.35 m. en dos capas

Horizontal : \emptyset 3/8" @ 0.20 m. en dos capas

d) Cimentación.-

Será una zapata corrida y unirá la zapata aislada mas cercana. Para el diseño se considerará 1m. lineal de placa.

- Dimensionamiento en Planta:

$$P'_s = \frac{100.961}{3.50} = 28.846 \text{ ton/m.l. placa}$$

$$Az = Ax B = \frac{1.04 \times 28.846}{40} = 0.75 \text{ m}^2$$

Como B = 1.00 m., entonces A = 0.75 m.

Se asumirá A = 1.20 m. igual al ancho de la zapata existente mas cercana. Por lo tanto las dimensiones de la zapata corrida, por cada metro lineal de placa, es:

$$A = 1.20 \text{ m.}$$

$$B = 1.00 \text{ m.}$$

- Dimensionamiento en altura:

Para 1m. lineal de placa, la carga vertical última vale:

$$P'_u = \frac{156.517}{3.50} = 44.719 \text{ Ton/m.l. placa.}$$

reacción neta del suelo:

$$W_u = \frac{44.719 \times 1000}{1.20 \times 1.00} = 37.266 \text{ Ton/m}^2.$$

momento crítico en la cara de la placa:

$$M_{1-1} = 37.266 \times \frac{0.475^2}{2} \times 1.00 = 4.204 \text{ Ton-m}$$

para $p = 1\%$, $M_u = 32.448 b \cdot d^2$

$$d = \sqrt{\frac{4.204 \times 10^5}{32.448 \times 100}} = 12 \text{ cm.} , H = 21 \text{ cm.}$$

Se asumirá $H = 0.50 \text{ m.}$

$$d = 0.41 \text{ m.}$$

- Verificaciones: las dimensiones obtenidas son satisfactorias.

- Cálculo de las Armaduras.-

. Armadura Principal : $M_{1-1} = 4.204 \text{ T-m}$, $d = 41 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{4.204 \times 10^5}{0.9 \times 4200(d-a/2)} = \frac{111.217}{(41 - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{4200 A_s}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.2824 A_s$$

Por tanteos : $A_s = 2.74 \text{ cm}^2/\text{m.l. placa}$

Por cuantía mínima $A_s = 0.002 \times 100 \times 41 = 8.20 \text{ cm}^2$

Luego $A_s = 8.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow \emptyset 1/2 @ 0.15 \text{ m.}$

. Armadura de Repartición:

$$A_{sr} = 0.0018 \times 100 \times 41 = 7.38 \text{ cm}^2/\text{m.l. placa}$$

$$A_{sr} = 7.38 \text{ cm}^2 \longrightarrow \emptyset 1/2 @ 0.15 \text{ m.}$$

Esta zapata se prolongará hasta unirse con la zapata aislada mas cercana.

e) Verificación del volteo.-

$$J = 0.889$$

$$P = 100.961 \text{ Ton.}$$

$$H = 37.87 \text{ Ton.}$$

$$b = 3.50 \text{ m.}$$

Tabla N° 87.- Cálculo del momento de volteo-Placa P-T3-X.

NIVEL	CORTANTE NIVEL n V_n (Ton)	ALTURA DEL NIVEL n h_n (Ton)	$V_n \cdot h_n$ (Ton-m)
6	3.89	3.20	12.448
5	6.64	3.20	21.248
4	21.45	3.20	68.640
3	29.16	3.20	93.312
2	33.85	3.20	108.320
1	37.87	3.00	113.610
$\sum V_n \cdot h_n =$			417.578

- Momento de volteo y ubicación de H:

$$M_v = 0.889 \times 417.578 = 371.227 \text{ Ton-m}$$

$$\bar{h} = \frac{371.227}{37.87} = 9.80 \text{ m.}$$

- Ubicación de la resultante entre P y H :

$$x = \frac{37.87}{100.961} \times 9.80 = 3.676 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{3.50}{6} = 0.583 \text{ m.}$$

Luego, la resultante cae fuera dentro tercio central de la base de la placa P-T3-X, por tanto se debe considerar el efecto de volteo. Con tal fin la cimentación será conectada a la zapata mas cercana y las vigas que llegan a la placa serán reforzadas (las de la dirección X-X).

f) Diseño de la viga de conexión.-

La placa en estudio consta de un muro de 0.25 m. de espesor y la columna B-5, ó C-5, ó B-9, según el caso (existen 3 placas P-T3-X). La viga de conexión unirá la placa con la columna mas cercana, en su base, es decir con la B-4, C-4 ó B-10 según el caso. La sección de esta viga será "T" invertida formando parte de la zapata corrida de la placa; la base inferior será de 120 cm. y la superior 65 cm., el espesor del ala 50 cm. (altura de la zapata corrida) y 60 cm. el resto de la altura, haciendo un total de 110 cm. de altura.

En concordancia con la idealización asumida se tiene:

$$M = 1.33 (37.87 \times 3.00) = 151.101 \text{ Ton-m}$$

$$l = 3.41 \text{ m.}$$

$$x = 2.16 \text{ m.}$$

$$M_x = \frac{3.41 - 2.16}{3.41} \times 151.101 = 55.389 \text{ Ton-m.}$$

- Verificación de la sección en compresión (viga de sección "T")

asumiendo $a = K_1 \cdot t = 0.85 \times 50 = 42.50 \text{ cm.}$; $d = 105 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{55.389 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (105 - \frac{42.50}{2})} = 17,50 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{17.50}{120 \times 105} = 1.389 \times 10^{-3}$$

$$q = 1.389 \times 10^{-3} \times \frac{4200}{175} = 3.333 \times 10^{-2}$$

$$c = 1.18 \times 3.333 \times 10^{-2} \times \frac{105}{0.85} = 4.86 \text{ cm.}$$

como $c = 4.86 \text{ cm.}$ es menor que $t = 50 \text{ cm.}$, la sección en compresión es rectangular.

. Refuerzo Longitudinal :

$$A_s = \frac{55.389 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(105 - \frac{a}{2}\right)} = \frac{1465.317}{\left(105 - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{4200 A_s}{0.85 \times 175 \times 120} = 0.2353 A_s$$

Por tantos $A_s = 14.18 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ 5 \emptyset 3/4 Capa superior
2 \emptyset 3/4 Capa inferior

. Refuerzo Transversal :

$$\text{Cortante último } V_u = \frac{151.101}{3.41} = 44.311 \text{ Ton}$$

$$\text{Cortante unitario } v_u = \frac{44.311 \times 10^3}{55 \times 105} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Corte admisible último } v'_u = 5.62 \text{ Kg/cm}^2.$$

requiere estribos. Usando \emptyset 3/8, la separación estructural S es:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 0.85 \times 4200}{(7.68 - 5.62) 55} = 44.74 \text{ cm.}$$

que no debe ser superior a ninguno de los dos valores:

$$(1) v_u'' = 1.6 \times 0.85 \sqrt{175} = 17.99 \text{ Kg/cm}^2 > v_u = 7.68$$

$$S_{\max} = \frac{105}{2} = 52.5 \text{ cm.}$$

(2) Cuantía mínima :

$$S_{\max} = \frac{2 \times 0.71}{0.0015 \times 55} = 17.21 \text{ cm.} \quad \text{manda!}$$

Por lo tanto, se usarán estribos $\square \emptyset 3/8 : 1 @ 0.085, R @ 0.17 \text{ m.}$

- En los planos que se adjuntan en el anexo se muestran estas armaduras.

- g) El extremo libre de la placa será reforzada como en el caso de la placa P-T2-Y, de acuerdo al Reglamento de Concreto Armado

4. VERIFICACION DE LA CAJA DE ASCENSOR - DIRECCION Y-Y

Para esta placa tipo cajón ya existente se tienen los siguientes datos (Fig. N° 17 y Tablas N° 63 y 82):

$$h = 3.00 \text{ m.}$$

$$t = 0.25 \text{ m.}$$

$$b_y = 2.85 \text{ cm.}$$

$$A_w = 25,500 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 404.12 \text{ Ton.} ; P_s = 258.122 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.33 \times 51.35 = 68.296 \text{ Ton. (Dirección Y-Y).}$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2, f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- a) Esfuerzos debido a cargas verticales.-

$$\text{Permisible : } f'_{cu} = 1.9 \times 0.225 \times 140 \left[1 - \left(\frac{3.00}{40 \times 0.25} \right)^3 \right] = 58.23 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Actuante : } f_{cu} = \frac{404.120 \times 10000}{25,500} = 15.85 \text{ Kg/cm}^2$$

no requiere refuerzo vertical de compresión.

b) Esfuerzos debido a cargas laterales.-

$$\text{Permisible : } v_{cu} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{140} = 5.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Actuante : } v_{su} = \frac{68.296 \times 1000}{25,500} = 2.68 \text{ Kg/cm}^2$$

no requiere refuerzo horizontal (estribos)

c) Armadura mínima.-

Vertical : \emptyset 3/8 (a) . 35 m. en dos capas

Horizontal : \emptyset 3/8 (a) . 20 m. en dos capas

Aunque no existe el plano de estructuras de la caja de Asensor, se supone que debe estar construida con la armadura mínima señalada.

d) Cimentación.-

- Dimensionamiento en planta-verificación:

Según los planos, las dimensiones existentes son :

A = 3.65 m. (dirección X-X)

B = 3.25 m. (dirección Y-Y)

Para estas dimensiones y la carga P_s actuante, la resistencia del suelo es de :

$$\sigma'_t = \frac{1.04 \times P_s}{A_z} = \frac{1.04 \times 258.122}{3.65 \times 3.25} = 22.63 \text{ Ton/m}^2$$

que es inferior al esfuerzo de trabajo asumido, de 40 Ton/m^2 ($\sigma_t = 4 \text{ Kg/cm}^2$).

Las dimensiones y refuerzos serán las mismas correspondientes a la viga de conexión de dicha placa.

5. REFORZAMIENTO DE VIGAS COLINDANTES A PLACAS

- Según se puede observar en la Fig. N° 26, las placas adicionales de refuerzo forman parte de los Pórticos Principal (P-T1-Y, P-T2, Caja de Asensor) y secundarios (P-T3-X, Caja de Asensor). Las vigas que llegan a estos elementos serán influenciados por el comportamiento de las placas ante la ocurrencia del sismo, por la interacción Placa-Pórtico.
- Por razones de simplificación no se estudiará dicha interacción. Sin embargo se considerará el reforzamiento de las vigas colindantes ya que estarán sujetos a mayores momentos flectores debido a sismo. Este reforzamiento consistirá en adicionar armadura longitudinal (acero negativo) y armadura transversal (estribos), para absorber los esfuerzos adicionales de flexión y corte respectivamente.
- Las Tablas N° 49, 50, 53 y 54 muestran los refuerzos necesarios en dichos elementos cuando se considera que el cortante sísmico es tomado por los pórticos, sin placas. La armadura remanente entre la existente y la necesaria, será la que se adicione en las vigas colindantes a las placas. Esta armadura remanente supera al que se obtendría considerando el momento sísmico de la placa en el nivel respectivo.
- Luego, las vigas colindantes a las placas se reforzarán con las siguientes armaduras:

* Dirección Y-Y, junto a placas P-T1-Y, P-T2-Y, Caja de Asensor.-

Viga BC (40x20): 3 \emptyset 5/8" en 4 primeros niveles (A_s^-)

2 \emptyset 5/8" en los siguientes (A_s^-)

☑ 3/8": 1 a .05, 1 a .15, R a .20 C/e estribos adicionales

Viga CD (30x60): igual que la anterior.

no requiere estribos adicionales

* Dirección X-X', junto a placas P-T3-X y Caja de Asensor

Vigas Secundarias (30x40):

2 \emptyset 5/8" en los 4 primeros niveles (A_S^-)

1 \emptyset 5/8" en los siguientes (A_S^-)

no requieren estribos adicionales

Las 4 vigas que llegan a la Caja de Asensor serán reforzadas (vigas BC, CD y secundarias) con las armaduras anteriormente señaladas.

C. UBICACION Y DISEÑO DE PLACAS DE REFUERZO-PABELLONES CENTRAL Y DERECHO

- El estudio que se ha realizado del Pabellon Izquierdo, que fué afectado mas notoriamente por el sismo del 03.10.74, se repite para los Pabellones Central y Derecho. La conclusión es la misma: no tienen diseño Sismo-resistente y por tanto presentan daños de características similares.
- Ambos Pabellones también requieren rigidización con placas adicionales de concreto armado. Como es de conocimiento, estos elementos poseen gran capacidad para absorber y disipar la energía generada por las vibraciones sísmicas sobre la masa de la estructura, aliviando a los pórticos flexibles y protegiendo también a los elementos secundarios, ya que se limitan las deformaciones laterales.
- Por ser estos Pabellones de características estructurales similares a la del Pabellón Izquierdo, las placas de refuerzo serán también similares.
- El Pabellón Derecho, que se diferencia del Izquierdo solo en el número de crujeas de los pórticos secundarios y en que posee un sótano, requerirá de: una placa P-T1-Y, una P-T2-Y y 2 P-T3-X, cuya ubicación se muestra en la Fig. N° 26 y cuyo diseño corresponde a las placas del Pabellón Izquierdo.
- El Pabellón Central, cuyos pórticos principales son similares a los del Pabellón Izquierdo y Derecho, se diferencian de estos en que posee un séptimo piso. Este pabellón ha sufrido los mayores daños, en las tabique

rías de la dirección secundaria y en menor grado las de la dirección principal. Se reforzará la estructura de este Pabellón por medio de placas cuya ubicación se muestra en la Fig. N° 26 y cuyo diseño corresponde al de las placas de los otros pabellones (cuantía mínima, según Reglamento de Concreto Armado). Serán 3 de P-T2-Y y 3 de P-T3-X.

El número y ubicación de las placas se ha determinado considerando que en conjunto tomen el mayor porcentaje del cortante sísmico y que no produzca mayores efectos de torsión, respectivamente. Se ha uniformizado el tipo de placas con fin de facilitar su proceso constructivo.

- Ambos Pabellones no tienen problemas de volteo, sin embargo se dará mayor amarre a la cimentación, por medio de vigas de conexión que unen la cimentación de placas y columnas colindantes. Igualmente las vigas que llegan a estas placas serán reforzadas en forma similar a las del Pabellón Izquierdo.

D. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LOS ELEMENTOS ADICIONALES DE REFUERZO

Para la construcción de las placas adicionales de refuerzo se seguirá el siguiente procedimiento:

1. La cimentación constará de una sub-zapata de concreto simple, de 80 cm. de altura a partir de la base inferior de las zapatas de las columnas existentes. Sobre esta sub-zapata se construirá la zapata corrida de las placas, de concreto armado, en la que se anclarán las armaduras de la placa.
2. La viga de conexión, de concreto armado, unirá las zapatas de la placa y columna existente mas cercana. Según el tipo de placa, esta viga será de sección "T" invertida definida anteriormente. Previo picado del recubrimiento de las armaduras existentes de columnas, el refuerzo de acero de la viga de conexión serán soladadas a aquellas.

3. Las armaduras de las placas, que serán mallas de dos capas, serán soldadas a las armaduras de vigas y columnas existentes; previamente se habrá retirado el recubrimiento de los refuerzos de estas últimas. Los detalles de la unión y soldadura se muestran en los planos respectivos del Anexo de la presente Tesis.
4. Antes de proceder al llenado de concreto de las placas, deberán pintarse las superficies de contacto de las columnas con las placas con Resina Sintética (ECOSAL-Pintura o similar) para conseguir la adherencia adecuada entre concreto seco o antiguo, con concreto húmedo o nuevo. Con este mismo fin, se utilizará Mortero mezclado con la Resina Sintética (ECOSAL-Mortero o similar) en la unión de viga con placa, el que será inyectado a presión en una altura de 5 a 10 cm. hasta cubrir las armaduras (el llenado de la placa deberá realizarse previamente hasta dejar la abertura indicada).
5. Los refuerzos de acero de las vigas colindantes a las placas serán ancladas en éstas y soldadas a las armaduras de vigas y columnas existentes, luego de haber descubierto el recubrimiento. Luego se cubrirá las superficies descubiertas con ECOSAL-MORTERO o similar antes de proceder a la restitución necesaria.
6. En el Anexo del presente estudio, se adjuntan los planos respectivos y se especifican en detalle todo lo explicado en los puntos anteriores y otros necesarios para el reforzamiento de los tres Pabellones de que consta el edificio del Centro de Instrucción de la PIP (CINPIP).

REPARACION DE DAÑOS OCASIONADOS POR EL SISMO DEL 3 DE OCTUBRE DE 1974

En la parte de Evaluación de daños del presente estudio, se ha llegado a la conclusión que los elementos mas afectados son la tabiquerías, sobre todo las de la dirección secundaria. También se señalo que las vigas han sido fisuradas y que éstas solo afectan el revestimiento; sobre todo en

las vigas de los niveles 2°, 3° y 4°. Igualmente las columnas solo han sufrido fisuramientos, sobre todo en los entrepisos 3°, 4° y 5°, a excepción de la columna D-5 del 5° entrepiso que fué agrietada con desprendimiento del tarrajeo y parte de las armaduras quedaron al descubierto. Esta columna no falló ya que el núcleo central de concreto no fué afectada; hubo deficiencia constructiva en el momento de llenado ya que en la zona dañada existe una junta de construcción.

- También se señaló que el segundo descanso de las escaleras han sufrido mayormente fisuramientos, a excepción del que corresponde al primer piso que fué agrietado. Tanto la grieta como las fisuras indicadas se han producido en el espacio de separación de los tramos.
- De la cuantificación de estos daños, se ha consignado la siguiente: 600 m.l. de fisuras (90%) y grietas (10%) en el Pabellón Izquierdo; 580 m.l. con los mismos porcentajes de fisuras y grietas en el Pabellón Central; y 330 m.l. con los mismos porcentajes de fisuras y grietas en el Pabellón Derecho, daños que corresponden a las tabiquerías. De estas cantidades, a proximadamente el 90% corresponden a las tabiquerías de la dirección secundaria. Corresponden a los daños significativos, para su reparación posterior.

En cuanto a los daños en vigas y columnas se ha cuantificado hasta 50 m.l. de fisuras en los tres pabellones. En el Pabellón Izquierdo, quinto entre piso, existe una columna (D-5) agrietada. Existen también falsas columnas del balcón dañados y que deberán ser reparadas.

- Con respecto a las juntas de separación y dilatación entre los pabellones, las que se encuentran obstruidas con pedazos de ladrillos, maderas, morteros y otros materiales, impidiendo la libre vibración de dichos pabellones y produciendo esfuerzos adicionales por impacto, se ha cuantificado para su limpieza 605 m².
- El procedimiento de reparación de todos estos daños se consignan en las

siguientes láminas, así como la limpieza de las juntas de separación. Entre ellos se tienen:

1. Reparación de fisuras en tabiquerías
2. Reparación de grietas en tabiquerías
3. Reparación de fisuras en vigas y columnas
4. Reparación de grietas en vigas y columnas
5. Reparación de fisuras y grieta en descanso de escaleras.
6. Limpieza de la junta de separación y dilatación de los pabellones, que incluye la colocación de brea, tekopor y platinas metálicas.

El orden lógico y recomendable que debe seguirse para llevar a cabo el Reforzamiento y Reparación de daños es que, primero se lleve a cabo la construcción de las Placas de refuerzo estructural, y en segundo lugar se reparen todos los elementos dañados por las vibraciones sísmicas. Pero como el Reforzamiento es mas costoso y requiere de mas tiempo, se llevará a cabo en primera instancia la reparación de los daños y la limpieza de la junta de separación de los pabellones, mientras se financie y se concluya con los estudios para el reforzamiento. De esta manera el local seguirá funcionando hasta que se tome la decisión de reforzarlo; teniendo en cuenta que la ciudad de Lima se encuentra dentro de la zona de actividad sísmica mas intensa del pais y que otro sismo de igual o mayor intensidad que el del 03.10.74 afectaría en mayor grado la estructura del local ya que se ha demostrado en el presente estudio que no tiene diseño sísmico.

C A P I T U L O IX

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS - PRESUPUESTO PARA EL REFORZAMIENTO Y REPARACION DEL EDIFICIO CINPIP

- En el presupuesto para la Reparación y Reforzamiento del CINPIP, se considerarán costos aproximados y en algunos casos estimados, debido a que en la técnica de reparación y reforzamiento no se tiene mayor experiencia. En nuestro medio se aplica en uno u otro edificio como en el caso del Estadio Nacional, la Escuela de la Guardia Civil y otros, pero aun no existen especificaciones técnicas y análisis de costos oficiales.
- Para la elaboración del presupuesto se considerarán metrados globales, de acuerdo a los planos de "Levantamiento de Daños" para la reparación y los planos de reforzamiento y otros, que aparecen en el Anexo. Como se ha señalado ya, se utilizarán costos unitarios promedio y algunos estimados, por tanto el monto total que se obtenga dará un valor aproximado y en todo caso en nuestro medio se puede considerar como aceptable.
- De acuerdo a experiencias en reparación y reforzamiento, una estructura dañada por las vibraciones sísmicas será reparable si en su ejecución el monto del presupuesto asciende a menos del 50% del costo actual de la edificación.
- Considerando que un metro cuadrado de área construida del edificio CINPIP tiene un costo a la fecha de S/. 8,000.00, y teniendo éste un área total construida de 15,040 m²., el costo actual de la edificación es de :
S/. 120'320,000.00
- El monto total del presupuesto para la reparación y reforzamiento del CIN-

PIP asciende a la suma de S/. 9'926,970.00 , incluyendo el 30% por gastos generales, utilidad del contratista, Equipos y Herramientas, Imprevistos y Dirección Técnica.

Este monto representa el 8,25% del costo actual del edificio, por lo que el Proyecto de Reforzamiento y Reparación planteados resulta practicable.

- En el Presupuesto detallado que a continuación se adjunta, se ha separado el Reforzamiento Estructural de la Reparación de daños causados por el sismo del 03-10-74, debido a que se llevarán a cabo en forma separada.
- NOTA , Los pegamentos Epóxicos que en este proyecto se utilizarán, son productos importados (ALEMANIA), y reemplazan a los pegamentos usualmente conocidos (COLMA-FIX y COLMA-DUR). La proporción a usarse se especifican en los planos del Anexo.

PRESUPUESTO

OBRA : Reforzamiento y Reparación del Edificio CINPIP

Hoja No. 1

LUGAR: Av. Aramburú No. 550 - Surquillo - Lima

Fecha: Noviembre 1976

codigo	ESPECIFICACION	METRADOS		C O S T O		
		U	Parcial	Unitario	Parcial	Por Partida
	<u>REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL</u>					
	<u>1.00 OBRAS PRELIMINARES</u>					
1.01	Trazado y Replanteo	E			15,000	
1.02	Agua y Electricidad	E			10,000	
1.03	Guardiana y Limpieza constante	E			40,000	65,000
	<u>2.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>					
2.01	Demolición de Tabiquerías	m ²	1,354	174	235,596	
2.02	Rotura de piso de loseta y falso piso (1er. nivel)	m ²	243	477	115,911	
2.03	Rotura de pisos de loseta y otros (niveles superiores)	m ²	103	217	22,351	
2.04	Picado de tarrajeo y recubrimiento de vigas y columnas.	m ²	1,653	217	358,701	
2.05	Excavación de zanjas	m ³	392	260	101,920	
2.06	Transporte de materiales hacia el patio del edificio.	m ³	992	130	128,960	
2.07	Relleno y compactación con material de excavación.	m ³	106	195	20,670	
2.08	Eliminación de materiales fuera de los linderos del edificio.	m ³	855	210	179,550	1'163,659
	<u>3.00 CONCRETO SIMPLE</u>					
3.01	Falsas zapatas para cimentación; concreto ciclópeo 1:10 C-H	m ³	112	1,454	162,848	
3.02	Falso piso para restitución de pisos; concreto 1:8 C-H	m ²	227	280	63,560	226,408
	<u>4.00 CONCRETO ARMADO</u> f' _c = 175 kg/cm ² f _y = 4200 "					
4.01	Zapatas corridas :					
	- Concreto	m ³	135	2,759	372,465	
	- Armadura	kg	2,388	37	88,356	
4.02	Vigas de Conexión :					
	- Encofrado	m ²	146	376	54,896	
	- Concreto	m ³	31	3,076	95,356	
	- Armadura con Soldadura	kg	5,510	65	358,150	
4.03	Placas :					
	- Encofrado	m ²	2,429	409	993,461	
	- Concreto	m ³	291	3,505	1'019,955	
	- Armadura con Soldadura	kg	27,673	65	1'798,745	
4.04	Reforzamiento de Vigas :					
	- Armadura con Soldadura	kg	2,921	65	189,865	4'971,249

PRESUPUESTO

OBRA : Reforzamiento y Reparación del Edificio CINPIP

Hoja No. 2

LUGAR: Av. Aramburú No. 550 - Surquillo - Lima

Fecha: Noviembre 1976

código	ESPECIFICACION	METRADOS		C O S T O		
		U	Parcial	Unitario	Parcial	Por Partida
5.00	<u>UNION DE CONCRETO NUEVO CON ANTIGUO</u>					
5.01	Mortero Cemento-Arena fina con Resina Sintética ECOSAL o Similar para la unión Placa-Base inferior de Viga y Recubrimiento de Vigas Reforzadas.	m ³	17	42,600	724,200	
5.02	Pintura Adhesiva formada por la mezcla de la Resina Sintética ECOSAL o Similar, con agua y cemento; para la unión Placa-Columna y Placa-Base Superior de Viga (dos manos de pintura).	m ²	823	420	345,660	1'069,860
6.00	<u>RESTITUCIONES</u>					
6.01	Tabiquerías de ladrillo pandere-ta, en amarre sogá.	m ²	246	363	89,298	
6.02	Pisos de loseta y otros en todos los niveles.	m ²	330	790	260,700	
6.03	Contrazócalos de madera y loseta en todos los niveles.	m.	466	150	69,900	419,898
7.00	<u>REVOQUES Y PINTURAS</u>					
7.01	Tarrajeo de placas con mortero 1:4 cemento-arena.	m ²	2,311	190	439,090	
7.02	Tarrajeo de vigas y columnas con mortero 1:2 cemento-arena.	m ²	691	270	186,570	
7.03	Tarrajeo de tabiquerías con mortero 1:5 cemento-arena.	m ²	492	180	88,560	
7.04	Pintura de placas, vigas, columnas y tabiquerías, a base de látex.	m ²	3,494	95	331,930	1'046,150
PRESUPUESTO PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL					S/.	8'962,224
<u>REPARACIONES Y LIMPIEZA DE LAS JUNTAS</u>						
1.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>					
1.01	Trazado y Replanteo	E			8,000	
1.02	Agua y Electricidad	E			5,000	
1.03	Guardianía y Limpieza constante	E			20,000	33,000
2.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>					
2.01	Rotura de tabiquerías para la limpieza de las juntas.	m ²	402	174	69,948	

PRESUPUESTO

OBRA : Reforzamiento y Reparación del Edificio CINPIP

Hoja No. 3

LUGAR: Av. Aramburú No. 550 - Surquillo - Lima

Fecha: Noviembre 1976

código	ESPECIFICACION	METRADOS		C O S T O		
		U	Parcial	Unitario	Parcial	Por Partida
2.02	Limpieza de las juntas en la zona de vigas y columnas.	m ²	191	130	24,830	
2.03	Picado de tabiquerías, vigas y columnas dañadas por el sismo.	m.	1,560	30	46,800	
2.04	Rotura de piso de loseta en zonas de escaleras y juntas del pasadizo.	m ²	25	217	5,425	
2.05	Transporte de materiales hacia el patio del edificio.	m ³	164	130	21,320	
2.06	Eliminación de materiales fuera de los linderos del edificio.	m ³	164	210	34,440	202,763
	<u>3.00 REPARACIONES</u>					
3.01	Tabiquerías fisuradas, con mortero cemento-arena 1:2; según otras especificaciones.	m.	1,359	74	100,566	
3.02	Tabiquerías agrietadas, con mortero cemento-arena 1:2 mezclado con ECOSAL o Similar; según otras especificaciones.	m.	151	142	21,442	
3.03	Vigas y columnas fisuradas, con mortero cemento-arena 1:2 mezclado con ECOSAL o Similar; según otras especificaciones.	m.	45	157	7,065	
3.04	Vigas y columnas agrietadas, con mortero cemento-arena 1:2 mezclado con ECOSAL o Similar; según otras especificaciones.	m.	5	358	1,790	
3.05	Descanso de escaleras, incluye colocación de malla de acero y mortero con ECOSAL o Similar; según otras especificaciones.	m ²	12	5,100	61,200	192,063
	<u>4.00 JUNTAS DE SEPARACION</u>					
4.01	Colocación de TEKNOFOR embreado y a presión en zonas de vigas y columnas (elemento amortiguador)	m ²	191	400	76,400	
4.02	Colocación de brea o sellador de juntas en pisos de azotea y pasadizos aledaños a las juntas.	m.	62	50	3,100	
4.03	Colocación de Platinas de Aluminio Tipo PS-12 en el pasadizo.	m.	138	350	48,300	127,800
	<u>5.00 RESTITUCIONES Y OTROS</u>					
5.01	Piso de loseta junto a escaleras y pasadizos.	m ²	25	790	19,750	

PRESUPUESTO

OBRA : Reforzamiento y Reparación del Edificio CINPIP

Hoja No. 4

LUGAR : Av. Aramburú No. 550 - Surquillo - Lima

Fecha: Noviembre 1976

código	ESPECIFICACION	METRADOS		C O S T O		
		U	Parcial	Unitario	Parcial	Por Partida
5.02	Vidrios transparente y catedral medio dobles dañados por el sismo.	p ²	3,345	60	200,700	
5.03	Tarrajeo de tabiquerías aledañas a las juntas, con mortero 1:5 cemento-arena.	m ²	402	190	76,380	
5.04	Pintura de tabiquerías, vigas y columnas a base de látex.	m ²	1,182	95	112,290	<u>409,120</u>
PRESUPUESTO PARA LAS REPARACIONES Y LIMPIEZA DE JUNTAS					S/.	964,746
<u>R E S U M E N</u>						
1) Reforzamiento Estructural -----					S/.	8'962,224
2) Reparaciones y Limpieza de las Juntas -----					S/.	<u>964,746</u>
T O T A L -----					S/.	9'926,970
COSTO ACTUAL DEL EDIFICIO CINPIP -----					S/.	120'320,000
Porcentaje del costo del Reforzamiento y Reparación del Edificio CINPIP, respecto al costo actual del mismo -----						8.25%

C A P I T U L O X

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

A.- CONCLUSIONES DEL ESTUDIO

Como producto del estudio realizado del " COMPORTAMIENTO SISMICO Y REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO CINPIP (Pabellones Principales)", el que se ha llevado a cabo bajo el asesoramiento de especialistas y de acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

1. EL sismo del 3 del Octubre de 1974, que tuvo una intensidad de VII - VIII en la escala Mercali Modificada, Magnitud 7.5 en la Escala de Richter y una duración aproximada de 2 minutos y 15 segundos, afectó al local del centro de Instrucción de la PIP sito en la Av. Aramburú N°550 del Distrito de Surquillo (frente al edificio del Acuerdo de Cartagena), en mayor grado a los elementos secundarios como son las tabiquerías y los acabados, y en menor grado a los elementos principales o estructurales como son los techos, vigas, columnas, etc.

Luego de ocurrido el sismo mencionado, miembros del Comité Nacional de Defensa Civil y del Ministerio de Vivienda, especialistas en Sismología, inspeccionaron el local CINPIP encontrándolo dañado pero no inhabitable; recomendaron la necesidad de hacer un estudio de Comportamiento Sísmico y Reforzamiento Estructural del Edificio, del que es materia la presente Tesis por sugerencia y con el Asesoramiento del Ing^o. Julio Kuroiwa H., Catedrático de la Universidad Nacional de Ingeniería y Miembro del Comité Nacional de Defensa Civil.

2. El Edificio en estudio consta de tres Pabellones : Pabellón Izquierdo de seis pisos, Pabellón Central de siete pisos y Pabellón Derecho de seis pisos y un sótano, que abracan un área de terreno de 2,300 m².

La estructuración del edificio es Aporticado. Los pórticos portantes ó principales son perpendiculares a la fachada y los secundarios o de amarré son paralelos a ella. Los pabellones, ubicados uno a continuación - del otro, poseen dos juntas de separación. Cada pabellón posee una Caja de Asensor ubicadas en forma asimétrica con respecto a los ejes principales ficticios que pasan por el centro de masa.

El pabellón Izquierdo, que es de mayor masa, posee dos escaleras; - es utilizado para aulas de enseñanza en los primeros niveles, dormitorios en los intermedios y laboratorios de investigación PIP en los últimos. El pabellón Central, que no posee escalera; es utilizado para Oficinas - Administrativas y de Investigación.

El Pabellón Derecho, que posee una escalera, tiene un uso similar al del Pabellón Izquierdo.

Los tres pabellones están comunicados por medio de un pasadizo de 2.50 m. de ancho. Hacia el interior del local , tienen un voladizo de 2.00 m . de longitud. Poseen 4 pórticos Secundarios (A,B,C, y D) y 28 principa - les (1, 2 12,12A Pab. Izq.; 13, 14, 15, 16, 17, 18 A Pab. Central; 18B, 19.... 25, 26 Pab. Derecho).

3. Realizada las inspecciones minuciosas y la Evaluación de Daños, se ha -
llegado a determinar las siguientes conclusiones:

- La cimentación no ha sufrido daños, ya que no existe ningun indicio de asentamientos. El tipo de suelo corresponde a un conglomerado seco y compacto, de características homogéneas e isotrópicas, de gran resis - tencia al esfuerzo cortante y baja capacidad de deformación.

De haberse producido asentamientos se habría observado disniveles o ro turas de pisos.

- Las columnas tampoco presentan daños considerables. En los entrepisos 3º, 4º y 5º algunas columnas presentan figuramientos en la zona de venta nas altas y en algunas arriostradas hasta cierta altura, debido a su -

comportamiento como columna corta. Solamente una columna del 5° entrecimso, la D-5, fué agrietada quedando el fierro a la vista pero sin afectar el núcleo central de concreto, que se comportó como columna corta al ser arriostrada por un muro de 0.15 m. de espesor y 1.80 de altura ; en esta zona existe una junta de construcción y hubo deficiente llenado del concreto.

- Las vigas, principales y secundarias, no han sido agrietadas; en cambio presentan un promedio de 6 fisuras verticales que parten del techo que en la mayoría de los casos no llegan a la base. En algunas vigas dichas fisuras dan vuelta el peralte y la base, sobre todo en las secundarias. La mayor parte de estos daños se han producido en las vigas de los niveles 2°, 3° y 4°, los que tienen una separación casi uniforme a lo largo de las vigas. Se intuye que estas fisuras, aunque no profundas, se deben a la inversión de esfuerzos y al fenómeno de "chicoteo" al vibrar el edificio en modos altos.
- Los techos aligerados no presentan daños, a excepción de los fisuramientos producidos junto a las vigas mencionadas anteriormente.
- Las juntas de separación sísmica y dilatación se encuentran rellenas de materiales no compresibles : pedazos de ladrillos, madera, morteros, concreto y otros materiales. Las tabiquerías de uno y otro pabellón, junto a dicha separación, están prácticamente pegadas. Asimismo, la losa aligerada en la zona del pasadizo central del edificio está también pegada. Y, lo peor de todo es que no existe verticalidad y uniformidad de estas juntas; prácticamente un pórtico sirvió de encofrado del otro. Todo ello ha impedido la libre vibración de los pabellones y ocasionó daños debido al impacto entre ellos.
- Las cajas de ascensor y escaleras no han sufrido daños en su estructura. Las escaleras que constan de dos tramos, presentan fisuras y grieta en el segundo descanso, en la zona de separación de los tramos; ello puede

explicarse que se debe a la diferencia de rigideces entre la losa de la escalera y la viga de apoyo que constituye dicho descanso. La grieta se presenta en el segundo nivel y las fisuras en los dos niveles siguientes; ambas se prolongan en el piso sin llegar a la viga secundaria que constituye el verdadero apoyo de la escalera.

- Las tabiquerías, que son muros de pandereta (amarre sogá), constituyen los elementos no estructurales que más daños han sufrido por las vibraciones sísmicas. En la dirección principal estos elementos cubren casi la totalidad de los vanos de los pórticos principales, a excepción de los del pasadizo; presentan fisuramientos verticales y diagonales, así como en la unión con las vigas y columnas que las enmarca; esta gran densidad de muros ha debido tomar el mayor porcentaje del cortante sísmico favoreciendo a los pórticos, por su gran inercia que supera a los de dichos pórticos.

En cambio, en las tabiquerías de la dirección secundaria, los daños han sido mayores y consistieron en fisuras en toda dirección y grietas. En esta dirección se ubican las puertas y ventanas (bajas y altas). En el pasadizo presentan grietas y fisuras debido a la tracción y compresión diagonal ocasionadas por el cortante sísmico, comprometiendo además a las columnas, a la que transforma en columnas cortas en la zona de ventanas altas.

Aproximadamente, el 90% de estos daños corresponde a fisuras y el resto a grietas.

Las fuerzas de impacto entre los pabellones, por la falta de limpieza de las juntas de separación, ha tenido que influir ocasionando los daños señalados.

- En las Instalaciones Sanitarias y Eléctricas, así como en los acabados, los daños no han sido considerables. En cuanto al vidrio de las ventanas (ubicadas en la dirección secundaria), éstos han sufrido rotura en

gran porcentaje ya que no han soportado las deformaciones a que estuvieron sometidos y por deficiencias de colocación.

- Finalmente, los daños personales han sido mínimos. Según información obtenida, el CINPIP posee un Plan de Defensa Civil, que contempla la hipótesis de movimientos sísmicos instruyendo y orientando al personal para una rápida evacuación hacia el patio principal. Dicho plan se puso en práctica el 03-10-74, con resultado positivo; solo hubo dos heridos levemente
4. Se analizó la estructura del edificio, considerando las cargas de gravedad y laterales de sismo.
- En el Análisis de cargas de gravedad se consideró la carga muerta y las hipótesis de situación crítica de la carga viva, obteniéndose los efectos más importantes sobre los elementos estructurales.
 - En el Análisis Sísmico se determinó la Cortante en la Base, por medio de las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico y por Análisis Modal; previamente se determinó el Coeficiente de Distribución "D" de la Placa tipo Cajón "Caja de Ascensor" por el Método de Mutto. Según las Normas, la estructura en estudio tiene un período de vibración de $T = 0.492$ seg. y un coeficiente sísmico $C = 6.63\%$ de la carga permanente más un porcentaje de la carga viva, en la dirección principal; y en la dirección secundaria resulta $T = 0.225$ seg. y $C = 8.22\%$. De acuerdo al Análisis Modal, que considera los tres primeros modos de vibración, se obtuvo : en la dirección principal $T = 0.432$ seg. y $C = 6.21\%$, y en la dirección secundaria $T = 0.499$ seg. y $C = 4.03\%$, ambos para el primer modo de vibración. Este último método considera las rigideces de todos los elementos verticales de entrepiso y las masas que se consideran concentradas en cada nivel, dando resultados más cercanos a la realidad. Al comparar ambos resultados, la cortante definitiva resulta el 80% de

las fuerzas laterales dadas por las Normas Peruanas.

- Seguidamente se hizo la corrección por torsión sísmica, ya que la Caja de Ascensor está ubicada en forma asimétrica. En la dirección principal existe una excentricidad hasta de 3.50 m. y en la dirección secundaria hasta 0.70 m. de excentricidad; ambos valores máximos corresponden al segundo entrepiso. En consecuencia, los pórticos más afectados son los más alejados del centro de rigidez.
- Para la acción conjunta de las cargas de gravedad y cargas laterales - con corrección por torsión sísmica, considerando los pórticos más críticos, se obtuvo la envolvente de dichos efectos para la verificación posterior.

Considerando los resultados más críticos del Análisis Estructural del edificio tal como se encontraba hasta antes del sismo, se procedió a la verificación de cada uno de los elementos estructurales por el Método a Rotura. Según los planos existentes el concreto utilizado es de $f_c^i = 140 \text{ kg/cm}^2$ a excepción de las columnas del primer entrepiso que tienen $f_c^i = 175 \text{ kg/cm}^2$; el refuerzo de acero utilizado es de $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

- La verificación realizada consistió en rediseñar cada uno de los elementos estructurales, utilizando los valores del Análisis Estructural y las dimensiones y calidades de materiales utilizados según figuran en los planos existentes.
- Posteriormente, con el fin de determinar las causas que originaron los diseños, se comparó los resultados de la verificación con los valores - de refuerzo que indican los planos existentes.

De esta comparación se ha llegado a las siguientes conclusiones :

- a.- Que la estructura del edificio CINPIP no está diseñada para sopor -

tar cargas laterales de inercia provocadas por las vibraciones sísmicas, sino solamente para cargas de gravedad. Ello ha quedado de mostrado en la verificación de los refuerzos de acero de vigas y co lumnas, ya que los refuerzos existentes son inferiores a los necesarios

Los elementos no estructurales han contribuído positivamente para - que la estructura no falle.

- b.- Que el techo aligerado típico, en todos los niveles, es satisfactorio a esfuerzos de flexión, a excepción del acero negativo del 2° apoyo donde la deficiencia de refuerzo llega a 13 %. A esfuerzos de corte tiene cierta deficiencia, sobre todo en el 2° apoyo donde el corte es máximo, ya que el ensanche de vigueta existente es satisfactorio en ancho pero no en longitud, llegando dicha deficiencia, a un promedio de 36 % respecto a la longitud de ensanche existente. Lo mas recomendable hubiera sido utilizar aligerado de 25 cm. en vez de 20 cm., ya que la luz entre apoyos es 4.80 m, y la sobrecarga para el tipo de edificio es alto.

Estas deficiencias explican la presencia de fisuras muy finas que se presentan junto a las vigas de apoyos y que en la Evaluación de Daños se ha consignado. Sin embargo estos daños no ofrecen gravedad ya que solo afecta el enlucido del cielo raso según se constató en el lugar.

- c.- Que las vigas, tanto portantes o principales como las de amarre o secundarias, tienen el refuerzo de acero positivo satisfactorio, así como también los refuerzos transversales o estribos. En cambio los refuerzos de acero negativo que corresponden a los apoyos son deficientes, así como también la armadura en compresión. Las máximas deficiencias de refuerzo negativo llegan a 109% y 102% respecto al existente en los pórticos N° 1 y 2 que son los mas críticos, mien

- tras que las vigas de amarre tienen una deficiencia hasta de 80 %.
- La armadura en compresión cumple dos funciones muy importantes: prevee la inversión de esfuerzos y reduce las excesivas deformaciones; para tales funciones las recomendaciones sísmicas indican que como mínimo se debe usar un 25 % del refuerzo negativo o $14bd/ fy$, el que sea mayor y mínimo dos barras. Las vigas en estudio no cumplen, ninguna de las dos recomendaciones, llegando a deficiencias de 110 % y 49 % en los pórticos N° 1 y 2, mientras que en las de amarre llega hasta 35 % con respecto a la armadura en compresión existente.
 - Estas deficiencias son las causas principales para la ocurrencia de los daños en vigas, consistentes en fisuras verticales que parten del techo y que en la mayoría de los casos no llegan a la base de las vigas peraltadas. Aunque estos daños, por ahora, no son graves en cambio son indicios de falta de armaduras y que en el futuro si no se toman las precauciones convenientes pueden ser graves. Debe tenerse en cuenta que las vibraciones sísmicas producen inversión de esfuerzos y "chicoteo" debido a que la estructura no siempre vibra, en el primer modo , ya que se observó concentración de esfuerzos en los niveles 2º, 3º, y 4º.
 - El refuerzo transversal (estribos) es también deficiente en la viga-chata del pasadizo, debido a la concentración de fuerza cortante en dicha zona; en cambio las vigas de amarre debieron ser estribadas con $\emptyset 3/8$ en vez de $\emptyset 1/4$, esto es de acuerdo a recomendaciones de diseño sísmico.
 - Se explica la no ocurrencia de daños graves en las vigas teniendo en cuenta las siguientes razones: la gran densidad de muros (tabiques) han tomado gran porcentaje de cortante sísmico debido a su rigidez mayor que el de los pórticos; que el concreto ha adquirido mayor resistencia a través de los años (12 años de antigüedad) y es posible, que la resistencia utilizada sea mayor que la que indican los planos.

- Se comprueba así que estos elementos no tienen diseño sismo-resistente. Como es de conocimiento, por la flexibilidad de los pórticos, los nudos son los mas esforzados por las cargas sísmicas y que requieren de gran ductilidad, es decir que el concreto en esas uniones se confine con buen número de estribos y que junto con el refuerzo longitudinal se haga frente a los esfuerzos y deformaciones a que estarán sometidos en el momento crítico de la ocurrencia de un sismo.

d.- Que las columnas son satisfactorias a esfuerzos de cortante sísmico. Se han obtenido los siguientes esfuerzos límites: en el pórtico N° 1 un valor máximo de 2.90 Kg/cm^2 y un mínimo 1.31 Kg/cm^2 ; en el pórtico N° 2 un máximo de 2.80 Kg/cm^2 y un mínimo de 1.05 Kg/cm^2 y en la dirección secundaria un máximo de 2.72 Kg/cm^2 y un mínimo de 0.74 Kg/cm^2 ; todos inferiores al admisible 5.03 Kg/cm^2 . Los figuramientos que algunas columnas de los entrepisos 3°, 4° y 5° presentan, se deben a su comportamiento como columnas cortas al estar arriostradas por los muros de las ventanas altas; se deben también a la predominancia de la flexión y a otras causas que se indican posteriormente.

- Ante esfuerzos de flexo - compresión bi -axial, las columnas no tienen la capacidad suficiente, ya que predomina la flexión principalmente ocasionada por la acción sísmica; es decir las armaduras existentes son inferiores que las necesarias.

En las columnas de los pórticos N° 1 y 2 las deficiencias llegan hasta 101% con respecto al refuerzo longitudinal existente, que ocurre en los entrepisos superiores donde se produce concentración de esfuerzos. Aunque son satisfactorias a compresión pura no lo son bajo la influencia sísmica ya que las cargas tienen excentricidades considerables.

- No se hizo confinamiento de las columnas en la cercanía de los nudos donde el cortante sísmico es grande. Los estribos tienen una separación que por recomendaciones sísmicas corresponden solamente al tercio central. Tampoco se utilizó estribos con \emptyset 3/8 en forma uniforme.
 - Se explica la no ocurrencia de daños graves por la presencia de las tabiquerías que han rigidizado la estructura tomando gran porcentaje de cortante sísmico y limitando las deformaciones laterales; asimismo el concreto ha adquirido mayor resistencia y la sección recta de las columnas han sido aumentadas según se contactó durante las inspecciones.
 - Los daños leves ocurridos se deben pues a las deficiencias señaladas. El comportamiento como columna corta, que por su gran rigidez atraen mayor fuerza cortante que una columna normal, es otra causa para dichos daños. Esto último ocurrió con la columna D - 5 del 5º entrepiso al estar arriostrada por un muro de una altura de 1.80 m; así, el tarrajeo y el recubrimiento fueron despedidos quedando al descubierto una varilla longitudinal de refuerzo; otra causa fue que en dicha zona existe una junta de construcción y que hubo deficiencia de llenado al no vibrarse el concreto. Esta columna es totalmente reparable, y no reviste peligro ya que el núcleo central no fue afectado no los refuerzos sufrieron deformaciones.
 - También influyó la concentración de esfuerzos en las columnas del pasadizo, por la deferencia de rigideces con la viga chata.
 - Se concluye también que las columnas no tienen diseño Sismo-resistente. La gran densidad de tabiquerías evitaron graves daños.
- e.- La cimentación, que consiste en zapatas aisladas y combinadas, corresponden a una carga de trabajo del terreno de 5 Kg/ cm². Las

verificaciones realizadas corresponden a una carga de trabajo de $4\text{Kg}/\text{cm}^2$ como quedó fundamentado en el primer capítulo del presente estudio, ya que los planos no indican nada al respecto.

- Para la carga de trabajo asumida, las dimensiones en planta de las zapatas son deficientes hasta en 70 % y 48 % para los pórticos N° 1 y 2 que son los más críticos. En altura son satisfactorias y los esfuerzos de acero también, cumpliendo con las verificaciones necesarias a excepción de la adherencia por flexión al haber usado $\emptyset 1/2$ en vez de $\emptyset 5/8$. Cabe indicar que no todas las zapatas presentan las deficiencias señaladas. Pero muchas de ellas presentan excentricidades considerables.

- En cuanto a la zapata combinada, tiene sus dimensiones en planta inferiores que las necesarias para la carga de trabajo asumida. El refuerzo longitudinal de la capa superior tiene una deficiencia del 21 % respecto a la armadura existente, en cambio las de la capa inferior son satisfactorias.

También se ha observado la deficiencia de falta de estribos en la zapata combinada, ya que requerían estribos de 4 ramales con $\emptyset 1/2$ a partir de las caras de las columnas.

- En conclusión, como no se observó ningún indicio de asentamientos, la cimentación del edificio en estudio es satisfactoria. La carga de trabajo del terreno debe ser mayor que el asumido o que el factor de seguridad de que goza este dato del terreno cubre las deficiencias señaladas.

Asimismo el concreto ha adquirido mayor resistencia a través de los años, que las dimensiones de las zapatas pudieron ser ampliadas y que por la profundidad de 1.10 m. queda asegurada la resistencia del terreno necesaria. Debe recordarse que el suelo de Lima, en el cono

deyectivo del Río Rimac, es un conglomerado de alta resistencia que facilita la cimentación de edificios en base a zapatas aisladas.

- f.- La caja de ascensor, que en cada pabellon del edificio está ubicada en forma asimétrica, rigidizó considerablemente la estructura del CINPIP, tomando gran porcentaje de cortante sísmico.

En la dirección secundaria, en los 3 primeros niveles, tomó hasta 52 % del cortante actuante; mientras que en la dirección principal, hasta el 25%. Aunque no existen los planos de estructuras correspondientes, se hizo una verificación de dimensiones y refuerzos de acero, encontrándolos satisfactorios para los primeros y se supone que poseen los refuerzos necesarios, ya que no se observó ningún daño. Las tabiquerías que quedan junto a estos elementos fueron afectados levemente; asimismo las vigas colindantes solo han sufrido fisuramientos, sobre todo las secundarias, todo ello debido al considerable cortante sísmico tomando que necesariamente tuvo que ocasionar deformaciones laterales afectando a los elementos menos rígidos y resistentes.

- g.- Las escaleras, que constan de dos tramos iguales con 10 pasos y contrapasos (cada uno y 2.00 m. de ancho, posee las dimensiones y refuerzos de acero suficientes. Los daños observados en el 2° descanso que queda ubicado a nivel de cada piso del edificio, consistente en grieta en el primer piso y figura en los 2° y 3° pisos, se deben a que los tramos vibraron en forma desordenada al ocurrir el sismo y que en esos momentos estuvo recargada para la evacuación del personal. Estos daños se encuentran en el espacio de separación (30 cm.) de los tramos dicho espacio que consiste de una losa maciza (0.80 x 0.20) no posee un refuerzo suficiente y lo peor de todo ésta losa funcionó como apoyo de la escalera al estar unida a las vigas transversales. El apoyo verdadero corresponde a

la viga secundaria, ya que la escalera se calculó con dos descansos. La diferencia de rigideces entre las dos vigas mencionadas (losa macisa y viga secundaria) es la causa de los daños señalados y la deficiencia de refuerzo de la primera.

h.- Tabiquerías.- Estos elementos no estructurales son los que han sufrido los peores daños, consistentes en figuras mayormente y grietas en menor grado. Como estos elementos poseen gran inercia atraen fuerzas cortantes sísmicas considerables y al no tener la resistencia suficiente fallan o son dañados en menor o mayor grado. La rigidez de estos elementos superan enormemente a la del pórtico que los enmarca y como consecuencia de ello las fuerzas y deformaciones son diferentes. De esta manera se justifica la ocurrencia de fisuras o grietas en la unión de los tabiques con las columnas y vigas.

- Por otra parte, las fuerzas cortantes que atraen producen deformación, una diagonal del muro se alarga y la otra se acorta, produciendo esfuerzos de tracción y compresión diagonal respectivamente; como el concreto y los ladrillos no poseen suficiente capacidad para resistir esfuerzos de tracción, se produce una línea de falla aproximadamente a 45° en la dirección perpendicular a la diagonal que se alarga. Por tanto las fisuras o grietas oblicuas o diagonales son debido a "corte típico" producto de los esfuerzos de tracción diagonal.

- En forma análoga se puede explicar las fisuras verticales que se presentan en los tramos intermedios de los muros. Como las ondas sísmicas son de diferente tipo, que actúan espacialmente, sin buscar tal o cual dirección, producen también todo tipo de esfuerzos (corte , flexión, torsión, compresión); por lo tanto los muros tienen que recibir dichos efectos en menor o mayor grado. Deben también conside-

rarse otros efectos, secundarios, como la ubicación de tabiquería perpendiculares, el "efecto de puntal" que puede producir vaciamiento del muro perpendicular, etc.

- Además, los daños ocasionados serán mayores aun si existen deficiencias constructivas y mala calidad de materiales: mal aparejo, ladrillos recocidos o deformes, baja calidad o resistencia del morteo de asentado y juntas excesivas o muy pequeñas.
- Cuando estos tabiques tienen gran resistencia a fuerzas cortantes, llegan a afectar al pórtico que las enmarca al no estar aislados debidamente. De ahí que surge la necesidad de que en los cálculos estructurales se considere la influencia de estos muros, o en su defecto debe considerarse el aislamiento entre ellos, con el fin de que vibren libremente sin interferencia.
- Aunque estos últimos no han ocurrido con el edificio en estudio, sin embargo las tabiquerías han favorecido a los pórticos en la absorción y disipación del cortante sísmico, limitando las deformaciones laterales y en suma han rigidizado la estructura. De no ser así, sobre todo en la dirección principal, los daños en los elementos estructurales habrían sido de gravedad; ya que al considerar que los pórticos toman la casi totalidad de dicha cortante, se ha demostrado que estos no tienen la capacidad suficiente sobre todo en los nudos, donde los esfuerzos de flexión son de gran magnitud por la influencia sísmica, sino que están diseñados solo para resistir fuerzas de gravedad.
- Los tabiques de la dirección principal tiene una densidad de muros promedio de $13 \text{ cm} / \text{m}^2$ y han debido atraer por lo menos el 20% del del cortante sísmico; en la dirección secundaria tiene una densidad promedio por nivel de $7 \text{ cm} / \text{m}^2$ y debió atraer un mínimo de 5% del

cortante sísmico de esa dirección. Las normas Peruanas de Diseño Antisísmico; dan las pautas para la determinación del cortante mínimo que toma un tabique.

- Por lo tanto, la caja de ascensor y las tabiquerías han tomado el mayor porcentaje de la fuerza cortante de cada dirección, aliviando enormemente a los pórticos.
 - De esta manera se explican los daños ocasionados en las tabiquerías, sobre todo las de la dirección secundaria donde se alojan las puertas y ventanas (menor densidad de muros). Además ha contribuido, la gran concentración de esfuerzos en los niveles intermedios.
 - En conclusión: por una parte las tabiquerías han aliviado a los pórticos, sobre todo en la dirección principal, rigidizando la estructura en conjunto, aunque en la dirección secundaria han transformado a las columnas en "cortas" ; y por otra parte se justifican los daños, especialmente en la dirección secundaria, por la mala disposición y sin criterios de su comportamiento ante la ocurrencia de los movimientos sísmicos.
- i.- En los puntos anteriores se ha señalado la existencia de "concentración de Esfuerzos" en los pisos intermedios del edificio; ello queda explicado por las siguientes razones:
- Según el análisis sísmico se ha demostrado la existencia de grandes excentricidades, es decir que los centros de masa y de rigidez están muy alejados, ocasionando cortantes adicionales de torsión por la ubicación asimétrica de la caja de ascensor. En la dirección principal dichas excentricidades llegan hasta 3.50 m, mientras que en la secundaria hasta 0.70 m.
 - El primer entrepiso resulta excesivamente rígido, siguiéndole en me-

nor grado el 2do. entrepiso, en comparación con los entrepisos superiores. En la dirección principal las rigideces de los tres últimos entrepisos resultan sensiblemente menores que la mitad del que corresponde al 1ro.; mientras que en la otra dirección resultan sensiblemente mayores que la mitad de la rigidez del 1er. entrepiso.

El tener los primeros pisos rígidos y flexibles los superiores hace que se reduzca el período de vibración de la estructura, lo cual puede ser ventajoso en suelos de períodos grandes ; pero si el suelo también es rígido, de período corto, puede haber coincidencia de ambos en el momento de vibrar. Esto ha debido ocurrir en cierta forma con el edificio en estudio, habiéndose producido el fenómeno de " Chicoteo " (resonancia) , haciendo que los esfuerzos sean mayores en los pisos superiores que en los inferiores; ello se justifica al tener en cuenta las características del suelo de Lima Metropolitana: conglomerado seco y compacto, de alta resistencia a esfuerzos de corte (rígidos) entre otras;

- Otra causa puede ser que el edificio haya vibrado es modos altos. Se sabe que en el primer modo de vibración los esfuerzos aumentan , de arriba hacia abajo, pero no sucede lo mismo en los modos siguientes pudiendo ser superiores en los pisos intermedios en comparación con los primeros o últimos pisos;
- Finalmente, las juntas de separación de los pabellones, que se encontraban rellenas de materiales poco compresibles impidiendo la libre vibración, ha tenido que ocasionar esfuerzos adicionales de impacto. Estas juntas, en los niveles intermedios están prácticamente pegados y el impacto ha debido ser inevitable, ya que además, cada pabellón tiene diferente masa y el Central tiene un piso más . Esto explica también los daños en las tabiquerías de la dirección-secundaria y que menos mal no dañó a los elementos estructurales.

- j.- En resumen, el edificio CINPIP fue diseñado y construido sin tomar en cuenta criterios de Diseño y construcción Sísmica, tomándose en cuenta solamente los esfuerzos ocasionados por cargas de gravedad , (peso propio y sobrecarga).
- Todo ello ha quedado demostrado en el análisis y verificación realizados: mala estructuración por la ubicación asimétrica de la Caja de Ascensor que ha ocasionado torsión sísmica; distribución deficiente de rigideces de entrepiso que ha originado concentración de esfuerzos en los pisos superiores; deficiencia de refuerzos longitudinales; falta de confinamiento de los nudos; baja resistencia de concreto ; falta de uniformidad, verticalidad y limpieza de las juntas de separación que ha ocasionado esfuerzos adicionales de impacto.
 - Los daños causados por el sismo no fueron graves gracias a la influencia de las tabiquerías que, junto con la Caja de Ascensor rigidizaron la estructura. Por la absorción de gran porcentaje de cortante, estas tabiquerías fueron dañadas y por tanto ya no ofrecen garantía para resistir otros sismos severos. Si se quisiera proteger a estos elementos se les podría aislar de los pórticos; pero esto no resulta beneficioso ya que dichos porticos se verían expuestos al peligro de colapsar ante sismos violentos.
 - Surge, pues, la necesidad de proteger la estructura principalmente y los elementos no estructurales.
- 6.- Como consecuencia del estudio realizado, cuyas conclusiones se exponen en el punto anterior, se ha tomado la decisión de hacer un reforzamiento Estructural del edificio CINPIP, consistente en adicionarle Placas de Concreto Armado que absorben los efectos de los movimientos sísmicos.

- Las placas de concreto armado son elementos estructurales de gran resistencia a esfuerzos de compresión, flexión y sobre todo resistentes a esfuerzos de corte (de ahí su otro nombre: "muros de corte"), ocasionados por fuerzas de gravedad y laterales de sismos o vientos.
- En general, estos elementos tienen como funciones principales:
 - a. Dar rigidez lateral a la estructura tomando gran porcentaje del cortante sísmico;
 - b. Reducir las deformaciones laterales de la estructura.
- Por razones de seguridad se ha considerado que alrededor del 75% del cortante total sea tomado por estas placas adicionales de refuerzo estructural. Se ha considerado tres tipos de placas de acuerdo a los espacios disponibles; su ubicación es tal que no se introducen torsiones excesivas, que no se afecta la distribución arquitectónica del local entre otros. De acuerdo con las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, los pórticos dúctiles deben tener capacidad para resistir por lo menos el 25% del cortante total y el resto los elementos rígidos.
- Habiendo estructurado con criterio sismo-resistente, se ha hecho el Análisis Sísmico de la estructura con los nuevos elementos (placas), ya que al adicionar éstos se cambia el comportamiento dinámico del edificio. Los tres tipos de placas se han denominado respectivamente: P-T1-Y, P-T2-Y y P-T3-X orientados en las direcciones de análisis Y-Y, X-X según figura en los planos respectivos.
- Por el Método recomendado por las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico se obtienen: período de vibración $T = 0.334$ seg. y coeficiente sísmico $c = 7.21\%$, en la dirección principal; en la dirección secundaria $T = 0.175$ seg. y $c = 8.94\%$; incrementándose el cortante en la base en 13.6% , en las dos direcciones de análisis.
Según el Análisis Modal se han obtenido, previa obtención de los coeficientes de distribución "D" de las placas (Método de MNT0), los siguientes resultados: $T = 0.422$ seg. y $c = 6.67\%$ en la dirección -

principal; en la otra dirección $T = 0.480$ seg. y $C = 6.39\%$; correspondiente al primer modo de vibración.

Se ha observado que la nueva estructura estará bajo la acción de mayor fuerza lateral para los desplazamientos laterales serán menores. Manda el 80% de las Normas.

- La corrección por torsión sísmica da como resultado que las excentricidades se reducen y por tanto el corte adicional. En la dirección principal la máxima excentricidad se reduce de 3.50 m. a 1.20 m. y en la dirección secundaria, de 0.70 m. a 0.35 m.
- Finalmente el Análisis Sísmico ha demostrado que el conjunto de placas de la dirección principal deben absorber y disipar hasta 81% del Cortante Sísmico y de la dirección secundaria hasta el 75%. Se ha rigidizado así la estructura reduciendo además sus deformaciones laterales.

Si se considera, además, que las tabiquerías tomaran el resto del cortante sísmico, los pórticos flexibles se verán aliviados y en consecuencia ante sismos severos los daños serán leves.

- 7 El Análisis de Conjunto para la nueva estructura da como resultado que ésta no tiene problemas de volteo originados por el "Momento de volteo", siendo despreciable su efecto en ambas direcciones de análisis. Por tanto, es aceptable la cimentación en base a zapatas aisladas y combinadas que posee el edificio CINPIP.

- Sin embargo, por razones de seguridad, la cimentación de las placas adicionales consistirán en zapatas corridas (calzaduras) y conectadas con el fin de distribuir mejor los esfuerzos sobre el terreno y evitar la vibración desordenada al ocurrir un sismo.
- La concentración de estos elementos adicionales en determinadas zonas, para facilitar el proceso constructivo, queda justificada por la buena resistencia del suelo y la amplitud de la cimentación, ya que al ocurrir un sismo los esfuerzos se concentrarán en dicha zonas.

- Además un alto grado de empotramiento de la estructura, es asegurada por la profundidad de la cimentación, que en algunos casos está por debajo de 1.30 m. de la superficie exterior del terreno.
8. El diseño de las placas de refuerzo, de acuerdo al Reglamento de Concreto Armado, obedece a las cuantías mínimas de las armaduras vertical y horizontal que se colocarán en dos capas. La cimentación de estos elementos consistirá en zapatas corridas y vigas de conexión cuyas dimensiones y armaduras aparecen en los planos del Anexo.
- Asimismo, las vigas colindantes a las placas serán reforzadas adicionándoles armaduras longitudinal y transversal según sea necesario, considerando la armadura necesaria para la situación inicial de la de la estructura sin las placas.
 - El proceso constructivo se especifica en los planos y consistirá básicamente en soldar las armaduras de las placas a las armaduras de vigas y columnas, y se utilizarán resinas epóxicas (ECOSAL-Pintura y ECOSAL-Mortero o similares) en toda zona de contacto entre concreto nuevo y concreto antiguo.
 - Se procederá también, después de construida las placas que es lo más recomendable, a la reparación de los elementos dañados por el sismo de acuerdo al plano de Levantamiento de Daños que figura en La parte de Evaluación de Daños y de acuerdo a los procedimientos recomendados en las láminas que aparecen en el Anexo.
9. Finalmente, el presupuesto para el Reforzamiento estructural por medio de las Placas de Concreto Armado y para la reparación de los elementos dañados por el sismo, asciende a la suma de S/. 9'926,970 que equivale al 8.25% del costo aproximado del edificio Centro de Instrucción de la PIP (CINPIP), a precios actuales. Por tanto el Reforzamiento y Reparación planteados son practicables, ya que según experiencias realizadas en otros edificios y de acuerdo a recomendaciones de los especialistas en esta técnica el monto del presupuesto

to no debe ser mayor del 50% del costo actual de la edificación.

B. RECOMENDACIONES

Con el fin de que el Reforzamiento y Reparación del local CINPIP se lleve a cabo tal como se plantea en el presente estudio, se dan a continuación recomendaciones para su proceso de ejecución. Al final se introducen recomendaciones de tipo general, basados en las conclusiones del presente estudio y en los fundamentos principales y elementales del diseño Sismo-resistente que se definen en el Anexo.

1. Como los elementos estructurales del edificio en estudio no han sido dañados considerablemente, se recomienda que en primera instancia se lleve a cabo el Reforzamiento del local consistente en la adición de placas de concreto armado, y luego la Reparación de los daños que principalmente se presentan en los elementos no estructurales. Esto es por razones económicas.
2. El reforzamiento y reparación del local CINPIP planteado cambia casi totalmente el "comportamiento dinámico" del edificio. La respuesta de la estructura ante otros movimientos sísmicos será diferente en comparación con la estructura inicial, ya que al adicionarle placas de concreto armado se le da mayor "capacidad de absorción y disipación de energía sísmica" y a la vez se "limitan las deformaciones laterales y torsionales". Por tanto, para conseguir estos objetivos es necesario la observancia del método y las especificaciones técnicas señaladas en los planos respectivos, así como dependerá de la calidad de los materiales y del proceso constructivo. En suma, la calidad y eficiencia del proyecto dependerá de la correspondencia entre lo proyectado y lo ejecutado.
3. Como ha quedado bien explicado, las placas de refuerzo adicional son de tres tipos y que se han denominado P-T1-Y, P-T2-Y, P-T3-X. Tienen un espesor mínimo de 25 cm. y ancho variable según el tipo; deben construirse

del primero al último piso. Su ubicación ha dependido de la simetría y uniformidad estructural, y de la distribución arquitectónica del edificio de manera que no se limiten mayormente los espacios existentes.

Cada placa quedará enmarcado por el pórtico correspondiente. Se ha procurado evitar diversidad de tipos de placas con el fin de facilitar su proceso constructivo y también se ha simplificado así el proceso de análisis y diseño.

En consecuencia, para su proceso constructivo, se deben estudiar cada tipo de placa en los planos respectivos: sus dimensiones, su ubicación sus refuerzos, la calidad de los materiales, los aditivos del concreto, etc.

4. Se recomienda seguir el procedimiento constructivo indicado en el capítulo de Análisis y Diseño de Placas Adicionales de Refuerzo, y las especificaciones técnicas que señalan los planos.

a). En la cimentación se dispondrán de zapatas corridas y vigas de conexión con el fin de distribuir mejor los esfuerzos en mayor área. En el momento de la ocurrencia de un sismo es posible que los esfuerzos actuales lleguen a superar a los permisibles, al tomar las placas las cargas horizontales y transmitir las al suelo, pero al disponerles una cimentación amplia (tipo de calzaduras) se evitará ello. Las vigas de conexión tienen por finalidad tomar parte del momento de volteo de las placas.

Se evitará así que los elementos más rígidos de la superestructura (placas) dañen a los menos rígidos (columnas, vigas, tabiquerías), al disponerles de una infraestructura adecuada. Se evitará también la vibración desordenada de la cimentación.

b). Las armaduras de las placas que serán colocadas en dos capas, serán soldadas a las existentes en columnas y vigas, debiendo tenerse cuidado -

en las indicaciones que de dicha conexión se dan en los planos. Igualmente las armaduras de las zapatas y vigas de conexión serán también soldadas a las de las columnas existentes; en lo posible la armadura de las zapatas corridas deben ser soldadas a los refuerzos de las columnas en el interior de sus zapatas.

- c). En el llenado de concreto de las placas se utilizarán dos tipos de Pegamentos en base a Resinas Epóxicas, con el fin de conseguir adherencia entre el concreto seco o antiguo y el concreto fresco o nuevo : La superficie de contacto de la columna existente con la placa deberá ser pintada con el pegamento ECOSAL-Pintura o similar, debiendo llenarse el concreto hasta dejar una abertura de 5 a 10 cms., entre la placa y viga; esta abertura será rellena a presión con el mortero Epóxico de nominado ECOSAL-Mortero o similar. La proporción de este último pegamento es de una parte de ECOSAL o similar con dos partes de arena fina (relación en volumen).

En toda superficie de contacto de concretos antiguo y nuevo se utilizará el pegamento respectivo.

- d). Las vigas colindantes a las placas también serán reforzadas, ya que al estar junto a estos elementos rígidos se comportarán prácticamente con un empotramiento perfecto y recibirán la influencia sísmica en mayor grado que las demás vigas. Los refuerzos de armaduras deberán ser soldadas a los de las columnas y a los de dichas vigas; luego se utilizará el mortero epóxico señalado anteriormente.

Igualmente, la reparación de los daños y la limpieza de las juntas de separación deberán ceñirse estrictamente al procedimiento señalado en las láminas respectivas y las especificaciones técnicas correspondientes. En esta etapa se incluyen :

- a). Limpieza de las juntas de separación de los pabellones, las que posteriormente deberán ser rellenas con material bastante compresible

- (TEKNOPOR) en las zonas del pasadizo central y en las fachadas del edificio. En la azotea, las juntas también serán rellenadas con el mismo material y para evitar la penetración del agua se utilizará brea líquida en la superficie exterior. En los niveles y entrepisos intermedios, donde las juntas no son uniformes y las tabiquerías están casi pegadas, se procurará uniformizarlas y se retirarán dichas tabiquerías, debiendo además rellenar las separaciones mínimas con Teknopor ya que el choque será inevitable por la falta de uniformidad y verticalidad de las juntas pero se disminuirán sus efectos al amortiguar el movimiento. Finalmente, en la zona del pasadizo, las juntas de separación serán cubiertas por medio de tapajuntas de aluminio, las que serán atornilladas a un solo lado de las juntas, con el fin de que al momento de vibrar los pabellones los tapajuntas no sean despedidos y/o deformados.
- b). Reparación de fisuras y grietas en vigas y columnas.
 - c). Reparación de fisuras y grietas en tabiquerías.
 - d). Reparación del descanso de las escaleras.
6. Finalmente, es necesario implementar una inspección metódica durante el tiempo de ejecución de la obra, contar con personal competente en mano de obra especializada, adecuada selección de materiales y de preferencia deberá haber una dirección técnica especializada en construcciones sísmo-resistentes y reparación de estructuras dañadas por sismos.
7. En cuanto a las precauciones referentes a la seguridad del personal que ocupa el CINPIP, se recomienda la práctica periódica del Plan de Defensa Civil, sobre todo el comportamiento y la evacuación de las personas al ocurrir un sismo.

C.- RECOMENDACIONES GENERALES

1. En todo proyecto de construcción de viviendas unifamiliares y edificios multifamiliares o públicos se hace necesaria la "Concepción Dinámica Es

tructural; debido a que nuestro país se encuentra ubicada dentro de una zona altamente sísmica. Esta concepción implica que las estructuras estarán sometidas a vibraciones sísmicas o de viento y por tanto tendrá la "concepción estática" que solo considera las cargas de gravedad (peso propio y sobrecargas).

2. Para determinar la respuesta de la estructura ante las vibraciones sísmicas, y por tanto para su diseño, es necesario el estudio de la "Intersección Suelo-Estructura, distribución uniforme de esfuerzos tanto en la infraestructura como en la superestructura en el momento de ocurrir un sismo, así como para conocer el grado de amplificación de las ondas sísmicas.
3. Se hace necesario la "Microzonificación Sísmica" de áreas donde se edifican viviendas y las de ampliación futura de las ciudades, con la finalidad de conocer la geología de la zona, los tipos de suelos, la ubicación o fluctuaciones del nivel freático, la ubicación del suelo firme, etc. Estas investigaciones darán como resultado la ubicación de las zonas peligrosas como las de contacto (generalmente los terrenos cercanos a las faldas de los cerros, los que bordean un barranco, la ribera de ríos, los de topografía accidentada, los de arenas sueltas y saturadas, los de rellenos nuevos no consolidados, etc.) donde las ondas sísmicas se amplifican 2 ó 3 veces más que las que viajan en suelo firme o roca, debiendo evitarse construir viviendas de adobe; igualmente los niveles freáticos altos amplifican las ondas sísmicas. Los suelos arenosos son muy peligrosos ya que existe el riesgo de la "Licuefacción de la arena" al ocurrir un sismo y más aún si el nivel freático es alto : la presión de poros o intersticial (debido al agua o el aire) llega a igualarse con la confinante perdiendo el suelo volumen y ocasionando asentamientos.
4. De la concepción estructural que se tome de los estudios de suelos que se realice, de la interacción suelo-estructura y de los principios de

diseño dependerá la seguridad de una vivienda y las personas que lo ocupan contra daños materiales y personales. Se hace, pues, necesaria una estructuración conveniente : simetría para evitar daños debido a torsión sísmica, uniformidad consiguiendo una distribución uniforme de masas y rigideces, disminución gradual del peso del edificio de abajo hacia arriba, ubicación de juntas de separación en zonas críticas, protección de viviendas vecinas, protección de elementos no estructurales, etc.

5. Los diseños sismo-resistentes deben basarse en los principios fundamentales y elementales de la Ingeniería Antisísmica : las estructuras además de ser resistentes deben ser Dúctiles, es decir que tengan capacidad de deformarse plásticamente bajo la acción de las cargas sísmicas ; que tengan suficiente rigidez lateral como para absorber y disipar la energía sísmica, etc.
6. Se hace también necesario proveer a las estructuras de un Reforzamiento o "Defensa Escalonada", consistente en estructuras o elementos rígidos que fallarán primero ante la ocurrencia de un sismo violento y de estructuras o elementos flexibles y dúctiles que reemplazarán a los anteriores. Según los especialistas, este reforzamiento no es demasiado costoso pudiendo significar alrededor del 5% del costo total de la obra.
7. Con una buena concepción estructural y los diseños adecuados se evitarán los daños o fallas en el edificio : columna corta, impacto, torsión, tracción y compresión diagonal, efecto de puntal : ocasionado por la diagonal del muro que se alarga y que causan daños a las columnas, falta de densidad de muros en construcciones de albañilería. Las fallas en tanques elevados u otros elementos sobre la azotea de los edificios, se evitarán considerando en el Análisis Sísmico el 20% del peso de dichos elementos que se considerarán concentradas en el último nivel

Aparte de la seguridad que debe ofrecer los edificios o viviendas a las personas, se hace necesario de crear una "Conciencia Sísmica" mediante una educación preventiva de seguridad frente a los movimientos sísmicos, sobre todo en los grandes edificios públicos y privados. En este sentido, el organismo "Defensa Civil" debe instruir a la ciudadanía periódicamente mediante publicaciones periodísticas, radiales y televisivas, orientando el comportamiento individual y colectivo e incluso haciendo ensayos de evacuación ante "sismos simulados".

Por otra parte, el Ministerio de Vivienda y Construcción debe controlar minuciosamente los Proyectos de Construcción antes de expedir licencias correspondientes. Asimismo debe ser éste el Organismo encargado de la Microzonificación Sísmica de las ciudades, con la colaboración de otras entidades y especialistas nacionales ó extranjeros.

Que es necesario colocar "Acelerógrafos" en los edificios altos, con la finalidad de medir la aceleración que adquieren dichos edificios al ocurrir un sismo. El conocimiento de ello ayudará a mejorar la estructuración y diseño de los mismos o de edificios que se construyan en el futuro, en las cercanías o sean similares a aquellos.

10. Se recomienda también que en los diseños de edificios se refuercen las columnas exteriores, ya que al ocurrir un sismo se encontrarán más esforzadas que las interiores. Si se desea que tengan igual sección de concreto que las interiores, en cambio deberán tener mayor área de acero o viceversa.

Igualmente, debe procurarse que las vigas que llegan a las columnas deben ser más rígidas que éstas, con el fin de que el punto de inflexión de las columnas se ubiquen aproximadamente en el centro de la altura de las mismas; se evitará así la concentración de esfuerzos en las columnas que podrían hacerles fallar.

11. Las reparaciones de daños ocasionados por los sismos no deben llevarse

- a cabo sin criterios técnicos aproximados. Si no se modifican las "condiciones dinámicas" de los edificios dañados, otros sismos causarían los mismos daños y aún otros mayores. Se hace necesario, antes de proceder a su reparación, hacer un "Estudio del Comportamiento Sísmico del Edificio y su posible Reforzamiento".
12. Los proyectos de construcción de viviendas y edificios deben realizarse con el "trabajo en equipo" de los profesionales encargados de desarrollar y ejecutar : Arquitectos, estructurales, sanitarios, eléctricos y constructores. Frecuentemente se observa que cada profesional desarrolla su especialidad en forma separada y sin coordinar con los demás. Así, resultan modelos arquitectónicos caprichosos, con falta de uniformidad y simetría que hacen complejos los análisis y diseños sísmo-resistentes; falta de armonía con los proyectos de eléctricas y sanitarias, resultando al final un debilitamiento de la estructura y haciendo necesario hacer modificaciones agravándose más aún por deficientes procesos constructivos. Al final, al ocurrir el sismo, los edificios fallan o se dañan considerablemente y se pierden vidas humanas y millones de soles. El "trabajo en equipo" hace, pues, que la responsabilidad se distribuya por igual y de hecho los proyectos darán mejor resultado".
 13. Se hace también necesario un control permanente de la calidad del proyecto observando la correspondencia entre lo proyectado y lo ejecutado. Se hace necesario igualmente la lectura permanente del Reglamento Nacional de Construcciones, procesos de control de obra, especificaciones técnicas y otros, de parte de los encargados de la ejecución de los proyectos. Asimismo, se hacen necesarias las inspecciones de obra y la normalización de los materiales.
 14. En cuanto a las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, que recoge las experiencias y conocimientos adquiridos hasta el año 1968, requieren hacer reajustes o modificaciones. Apartir de aquel año se han venido adqui

riendo otras experiencias y conocimientos, así como también se realizan investigaciones, los que deben ser incorporados a dichas Normas. Así, falta considerar aspectos de estructuración concordantes con las microzonificaciones que se realizan; faltan especificaciones que normen la reparación de daños causados por los sismos en los edificios; etc.

Especialistas en Ingeniería Sísmica también ven la necesidad de introducir, en la obtención del cortante basal, el factor tiempo (t) de duración de un sismo para prever la "falla sucesiva" de las estructuras, y también el factor de la influencia del suelo (z) que debe obtenerse de la microzonificación sísmica. Debiendo comprobarse en la práctica, el cortante basal se podría obtener con la fórmula :

$$H = Z.U.K.C.P. \log t$$

15. Finalmente, las Tesis de Grado del Programa Académico de Ingeniería Civil deben encaminarse principalmente al estudio de la Dinámica de Suelos, Interacción Suelo-Estructura, Estructuración, aspectos de Microzonificación, Evaluación de Daños, Reparación y Reforzamiento de edificios importantes dañados por sismos, Técnicas de Reparación, etc. Estos y otros estudios e investigaciones ayudarán a enriquecer los conocimientos y experiencias adquiridas hasta la fecha en la materia de Sismología. Debemos entender y aprovechar que cada vez que ocurre un sismo la naturaleza nos ofrece un laboratorio a escala natural; donde debemos investigar, sacar conclusiones y aprender a tomar precauciones para que otros sismos no causen daños graves a las personas y a nuestras construcciones

BIBLIOGRAFIA

- 1.- José Creixell M. - "Construcciones Antisísmicas" - Editorial S.A. - 1969.
- 2.- Julio Kuroiwa H. - "Ingeniería Antisísmica" - Apuntes de clase de P.A.I.C. UNI - Lima.
- 3.- F. Oshiro Higa --- "Construcción Antisísmica" Tomos I y II - Lima - Perú.
- 4.- Boletín del Instituto de Estructuras de la Universidad Nacional de Ingeniería - Biblioteca del P.A.I.C., Lima - Perú.
- 5.- Silgado E. ----- "Historia de los Sismos mas notables ocurridos en el Perú" - Enero - 1973.
- 6.- Ministerio de Vivienda y Construcción - "Reglamento Nacional de Construcciones" - Lima - Perú.
- 7.- Apuntes de clase del Curso "Análisis Estructural", P.A.I.C. - Ingeniero : Alejandro Sánchez Olano.
- 8.- Apuntes de clase del Curso "Concreto Armado" del P.A.I.C. - Ingeniero : Juan Sarmiento Espejo.
- 9.- Julio Vargas N. - "Generalidades y Conceptos básicos de la Construcción Antisísmica" - Universidad Católica del Perú - Departamento de Ingeniería.
- 10.- A. Carrillo G. - "Algunas Propiedades Elásticas de los Suelos de Lima y Alrededores" - Memorias del I Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica - 1969 - Lima - Perú.
- 11.- Fórum sobre Ingeniería Antisísmica con la participación de los Catedráticos de la UNI en las especialidades de Geología, Suelos, Estructuras y Construcción - Noviembre - 1974.
- 12.- Comunicados e Informes del Instituto Geofísico del Perú; Comité Nacional de Defensa Civil - Lima - Perú.
- 13.- Tesis de Grado sobre Estudio de Sismos, Influencia del Suelo en el Comportamiento Sísmico de estructuras, Proyectos de Reparación de viviendas, Estructuras Antisísmicas - Biblioteca del P.A.I.C. de la UNI - Lima - Perú.
- 14.- Informes técnicos referentes al Edificio "Centro de Instrucción de la PIP" Servicio de Ingeniería de la PIP - Lima - Perú.