

1
2ej°

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS COMPARATIVO Y FACTIBILIDAD DE UN
EDIFICIO DE 45 NIVELES, UTILIZANDO CONCRETOS
DE ALTA RESISTENCIA**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
AGUILAR ARRIETA, SALVADOR**

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-126/95

Señor
SALVADOR AGUILAR ARRIETA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ANALISIS COMPARATIVO Y FACTIBILIDAD DE UN EDIFICIO DE 45 NIVELES,
UTILIZANDO CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA"**

- INTRODUCCION**
I. ANTECEDENTES
II. ANALISIS ESTRUCTURAL
III. DISEÑO ESTRUCTURAL
VI. VOLUMENES DE OBRA Y COSTOS
V. CONCLUSIONES
BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 7 de septiembre de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nl

AGRADECIMIENTOS

A MI ADORADA ESPOSA

Por el tiempo y esfuerzo que invertiste en este mi trabajo final. El mejor regalo para nuestra familia es la educación y ejemplos que les daremos a nuestros hijos.

A MIS PADRES

Agradezco a mis padres el que toda una vida se hayan preocupado por la educación de sus hijos brindándonos lo mejor a lo que un hijo puede aspirar.

A MIS HERMANOS

Les agradezco que junto conmigo recorrieran este camino, brindándome su apoyo, comprensión y cariño.

INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO I.- ANTECEDENTES

A.- DESCRIPCION 8
B.- ESTRUCTURACION 9

CAPITULO II.- ANALISIS ESTRUCTURAL

A.- CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA 11
B.- DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES 12
1.- ESTRUCTURA 1	
2.- ESTRUCTURA 2	
C.- ANALISIS DE CARGAS 15
1.- CARGAS MUERTAS	
2.- CARGAS VIVAS	
3.- COMBINACIONES DE ACCIONES Y FACTORES DE CARGAS	
D.- ANALISIS SISMICO 21
1.- GENERALIDADES	
2.- ANALISIS DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	
3.- REDUCCION DE FUERZAS	
4.- ANALISIS SISMICO ESTATICO	
5.- ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA EL ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL	
6.- ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL 6.1.- GENERALIDADES	
E.- ANALISIS POR VIENTO 31

CAPITULO III.- DISEÑO ESTRUCTURAL

A.- DISEÑO DE TRABES 32
1.- FLEXION	
2.- CORTANTE	
B.- DISEÑO DE COLUMNAS 40
C.- DISEÑO DE MUROS 46
1.- FLEXOCOMPRESION	
2.- CORTANTE	
D.- DISEÑO DE LOSAS 50
1.- PERALTE MINIMO	
2.- FLEXION	
3.- CORTANTE	
E.- DISEÑO DE CIMENTACION 52
F.- PLANOS ESTRUCTURALES 52

CAPITULO IV.- VOLUMENES DE OBRA Y COSTOS

A.- GENERALIDADES 53
B.- VOLUMENES DE OBRA Y COSTOS 53
1.- CONCRETO	
2.- CIMBRA	
3.- ACERO DE REFUERZO	
4.- PRESUPUESTO	

CAPITULO V.- CONCLUSIONES

A.- CONCLUSIONES 59
------------------	---------

INDICE DE FIGURAS
INDICE DE TABLAS
BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

En México la mayoría de las construcciones son de concreto armado debido principalmente a que la industria concretera ha logrado un importante desarrollo, además de contar con una mano de obra barata.

El empleo del concreto en los últimos dos decenios ha evolucionado gracias a tres cualidades : aspecto, propiedades y su uso.

Aspecto.- Se encuentra una gran variedad de presentaciones basadas en técnicas novedosas, así como también nuevas formas, colores y composición del material. Pueden citarse al respecto el concreto pulido, mediante el empleo de nuevas máquinas. El concreto lavado con agua o tratado con un retardador de fraguado que hoy en día y gracias al retardamiento controlado, puede regular la profundidad de la acción y exponer más o menos los agregados. El concreto tratado con ácido, progreso importante que hace aparecer los granos de arena en su color natural. El concreto limpiado con chiflón de arena, que ahora es posible aplicarlo a superficies grandes. El concreto coloreado, la utilización de colorantes naturales mezclados con pigmentos mejor elaborados y la utilización de los agregados coloreados, permiten la construcción de una gama de colores estables muy variados.

Propiedades.- Estas menos espectaculares, permiten realizaciones técnicas que hubieran sido imposibles de lograr hace apenas algunos años, además de competir con el acero en puentes o en construcciones de gran altura, así como también responder a las necesidades de la tecnología moderna. El concreto de alta resistencia está ligado a las cualidades de sus componentes. Se le puede clasificar de acuerdo a la resistencia y a la durabilidad. En lo que concierne a la resistencia, hace no mucho tiempo, los concretos de 250 kg/cm² eran los de máxima

resistencia. Actualmente, en el laboratorio, pensamos en los concretos del futuro de 2500 kg/cm². Así, el arco de la defensa en París, Francia, no se hubiera podido construir hace alguno años, ya que su resistencia sobre pasa los 500 kg/cm². La próxima etapa normal se sitúa en 1000 kg/cm². Existe ya un edificio en Seattle de 1400 kg/cm². El cambio es visible ya que permite construcciones más esbeltas y finas. Al hacerse más ligero y resistente el concreto, se consiguen claros cada vez más grandes con estructuras más bellas ganando además productividad. Son los progresos de la elaboración de superfluidificantes y de superplastificantes que, a partir de coadyuvantes obtenidos de desechos, se han convertido en verdaderos productos de síntesis, específicos para nuestras necesidades. Otros factores que contribuyen, han sido la adición de calizas y de sílices micronizados y un mejor control del aire incluido. Las investigaciones sobre el cemento y particularmente, a la variedad de crudos obtenidos por las mezclas y a las dosificaciones muy precisas de los constituyentes. Esto último está ligado a la robotización y a un mejor conocimiento de la química y de la física del producto. Entre otras cosas gracias también a la utilización de la fluorescencia X de los espectrómetros y a otras herramientas de la tecnología de punta de los laboratorios de investigación y de control, así como a los planes de calidad de las fábricas. Por último, la fabricación del concreto en sí misma ha evolucionado. Su calidad está controlada por sus propios laboratorios especializados.

El uso.- Las innovaciones en este campo son igualmente numerosas. Existen actualmente:

- a.- cimbras deslizantes o trepadoras con perfiles y secciones variables, posibilidades de bombeo del concreto a grandes alturas (hasta 300 mts de altura gracias equipos y a aditivos novedosos).

- b.- bombeo horizontal, máquinas para fabricar concreto extruido colado en obra para guarniciones de seguridad, la nueva maquinaria para túneles surgidas de la mecanización y robotización, coloca en el lugar correcto las dovelas o cuelean directamente el concreto.
- c.- la prefabricación industrial colada y pretensada en la fábrica y el postensado en el lugar.

Todos estos aspectos innovadores del empleo del concreto, de su comportamiento y de la evolución de sus aplicaciones se conjugan para responder a las necesidades de la tecnología moderna y dar a los arquitectos la posibilidad de expresar un nuevo arte. Es por todo esto que nace en México el interés de los concretos de alta resistencia, para nosotros esto quiere decir concretos de 600, 800 y 1000 kg/cm².

Este trabajo de investigación toma vida a raíz de que un grupo de inversionistas pretende construir una torre de departamentos de 45 niveles sobre el nivel de la banqueta y considero que pueden utilizarse los concretos de alta resistencia, debido a que esta torre esta planeada construirla en la calle de Paseos de Laureles, Colonia Bosques de las Lomas, en la zona de las lomas en el Distrito Federal. Por el tipo de proyecto arquitectónico y las dimensiones geométricas de este proyecto, la estructura se concibe en concreto reforzado. Generalmente los edificios altos (de 50 ó mas pisos) se construyen en acero, debido a que existe un límite en donde el concreto ya no es competitivo con el acero. Los elementos de concretos masivos tienen un punto en donde se convierten en poco económicos. Una vez concebida la estructura en concreto, se propuso la estructuración a base de un núcleo central de concreto y en el perímetro existirán muros de concreto del mismo material; los cuales se conectarán por medio de trabes al núcleo central de concreto. Este núcleo central será el encargado de darle gran rigidez al edificio.

Una vez escogida la estructuración se procedió a obtener secciones preliminares. Estas secciones fueron obtenidas haciendo varios análisis y cálculos partiendo de resistencia del concreto $f'c$ iguales a 350 kg/cm^2 . Estas secciones fueron expuestas ante los dueños y arquitectos. En dicha junta es cuando surge la necesidad de tener un concreto con más resistencia puesto que las secciones son demasiado grandes con cuantías de acero muy fuertes. Se plantea la necesidad de ver con los fabricantes de concreto la fabricación de concretos de alta resistencia. En ese momento, en 1986 en nuestro país, solo se fabricaba concreto con resistencia a la compresión $f'c$ igual a 350 kg/cm^2 . Los dueños de la torre, son accionistas en una concretera y esta empresa por medio de su director general se compromete a fabricar concreto con una resistencia a la compresión de $f'c$ igual a 400 kg/cm^2 . En dicha reunión donde participaron los dueños, arquitectos e ingenieros estructuristas se sientan las bases técnicas para la realización del proyecto, con la estructuración aprobada, la resistencia del concreto a la compresión será de 400 kg/cm^2 y el compromiso de la concretera queda de manifiesto. Comienza el trabajo de los ingenieros estructuristas y arquitectos, este esfuerzo queda plasmado en 21 planos estructurales y 80 planos arquitectónicos. Trabajando conjuntamente el proyecto fue concluido. Terminados los proyectos arquitectónico y estructural se obtuvieron los costos de la estructura. Durante todo este tiempo la concretera realizó pruebas para obtener concreto con una resistencia a la compresión $f'c$ igual a 400 kg/cm^2 .

Una vez terminados los trabajos de costos, la ingeniería estructural, la arquitectura y las demás ingenierías (sanitaria, hidráulica y eléctrica) es cuando surge una alternativa. Otra empresa concretera muy fuerte en el mercado, se interesa en el suministro del concreto y entonces propone suministrar concreto con una resistencia a la compresión de $f'c$ 800 kg/cm^2 y 600 kg/cm^2 . Los inversionistas y el grupo de técnicos que participaron tienen los proyectos terminados cuando surge ésta nueva alternativa. Los inversionistas no se ven muy atraídos con la idea puesto

que para ellos significaba volver a gastar en el diseño estructural y posibles modificaciones arquitectónicas y como lo mencioné al principio de la tesis, la interrogante que se abría era de cuánto se podrían ahorrar los inversionistas en un proyecto de gran envergadura, si es que existía algún ahorro. A ciencia cierta en ese momento nadie podía asegurar que existiera algún ahorro y mucho menos saber de que orden podría ser ese ahorro. Los inversionistas le proponen a la concretera que pague el estudio de factibilidad del concreto de $f'c$ de 800 kg/cm² y 600 kg/cm² y si éste demuestra que existe algún ahorro, el suministro del concreto lo obtendrían ellos, pero si este estudio demostraba lo contrario, el suministro lo tendría la competencia. Como resultado a esta propuesta la concretera anuncia que no está dispuesta a pagar los gastos del estudio de factibilidad y que dicho estudio lo deberán pagar los inversionistas puesto que si existe algún ahorro sería en beneficio de ellos mismo y entonces estos deberían de tomar ese riesgo en la inversión. Los inversionistas no estuvieron de acuerdo, puesto que pensaron que si la concretera se interesaba en el suministro del concreto deberían de invertir en el estudio de factibilidad, así entonces los inversionista deciden desechar la propuesta.

Considerando que es importante desarrollar un estudio comparativo de factibilidad de ambos materiales se desarrolló éste dentro del marco de trabajo de tesis para obtener el grado de ingeniero civil. Al comenzar el trabajo no sabíamos cuales podrían ser los resultados, solo al final del mismo pudimos conocer cual sería la estructura más económica, (a lo que yo llamaría el resultado analítico) y el cual se complementará con las ventajas y desventajas, así como con algunos detalles que surgen de la experiencia de algunos ingenieros que han colaborado conmigo en esta tesis, (a lo cual yo llamaría el resultado subjetivo). Pero no es tan sencillo tomar la decisión de utilizar concretos de alta resistencia, pues es de imaginarse que estos concretos de alta resistencia tengan un mayor precio que los "normales"; es por esta razón que surge la imperiosa necesidad de hacer un estudio de factibilidad

de costos sobre estos concretos (los de alta resistencia) pues en nuestro país, jamás se han comercializado, se han fabricado pero a nivel de laboratorio únicamente. En este estudio trataré de hacer un análisis comparativo sobre la posible utilización de estos concretos de alta resistencia contra los denominados concretos normales verificando los aspectos más importantes de la ingeniería como son: seguridad y economía.

Hoy en día, es importante que los ingenieros estructuristas tomen en cuenta que los arquitectos cada vez requieren de mayores claros y zonas mas amplias libres de columnas aunado al empleo de las menores dimensiones posibles en todos los elementos estructurales como trabes, columnas, muros, losas, etc. Aunado a lo anterior se encuentra el punto de vista del inversionista, promotor, o dueño, que nos exige que de acuerdo al proyecto arquitectónico tengamos la mayor área útil posible y al mismo tiempo la estructura mas económica. Este estudio esta enfocado a plantear una de las muchas alternativas que se le dan al dueño y a los arquitectos cuando se elabora un proyecto estructural, en donde la decisión final la toma el dueño de acuerdo a la curva "costo-beneficio-tiempo".

Así pues, a continuación plantearé la comparación de costos de una estructura que tendrá concretos de $f'c$ de 400 Kg/cm² en sus primeros 18 pisos, $f'c$ de 350 Kg/cm² en sus siguientes 15 pisos y $f'c$ igual a 300 en los últimos 15 pisos contra una propuesta en la que tendremos concretos de $f'c$ de 800 Kg/cm² en sus primeros 18 pisos, $f'c$ de 600 Kg/cm² en sus siguientes 15 pisos y $f'c$ igual a 400 kg/cm² en los últimos 15 pisos. Esta propuesta de utilizar concretos de alta resistencia podríamos imaginar que provocará un mayor costo en concreto, aunque el volumen sea menor, una menor cantidad de acero de refuerzo si consideramos que entre mas trabaje el concreto menos trabaja el acero de refuerzo, puesto que nuestros momentos resistentes serán mayores, la capacidad por cortante también

será mayor, pero tal vez tengamos una cuantía mayor si suponemos que al hacer mas grande el $f'c$ las cuantías mínimas de acero también aumentan. Todos estos factores hacen suponer que la estructura tal vez pudiera tener un costo mayor por el concreto, pero también es importante analizar el ahorro que pudiéramos tener por el acero y la cimbra y lo mas importante sería el beneficio que podríamos tener en cuanto a que tuviéramos mas área útil.

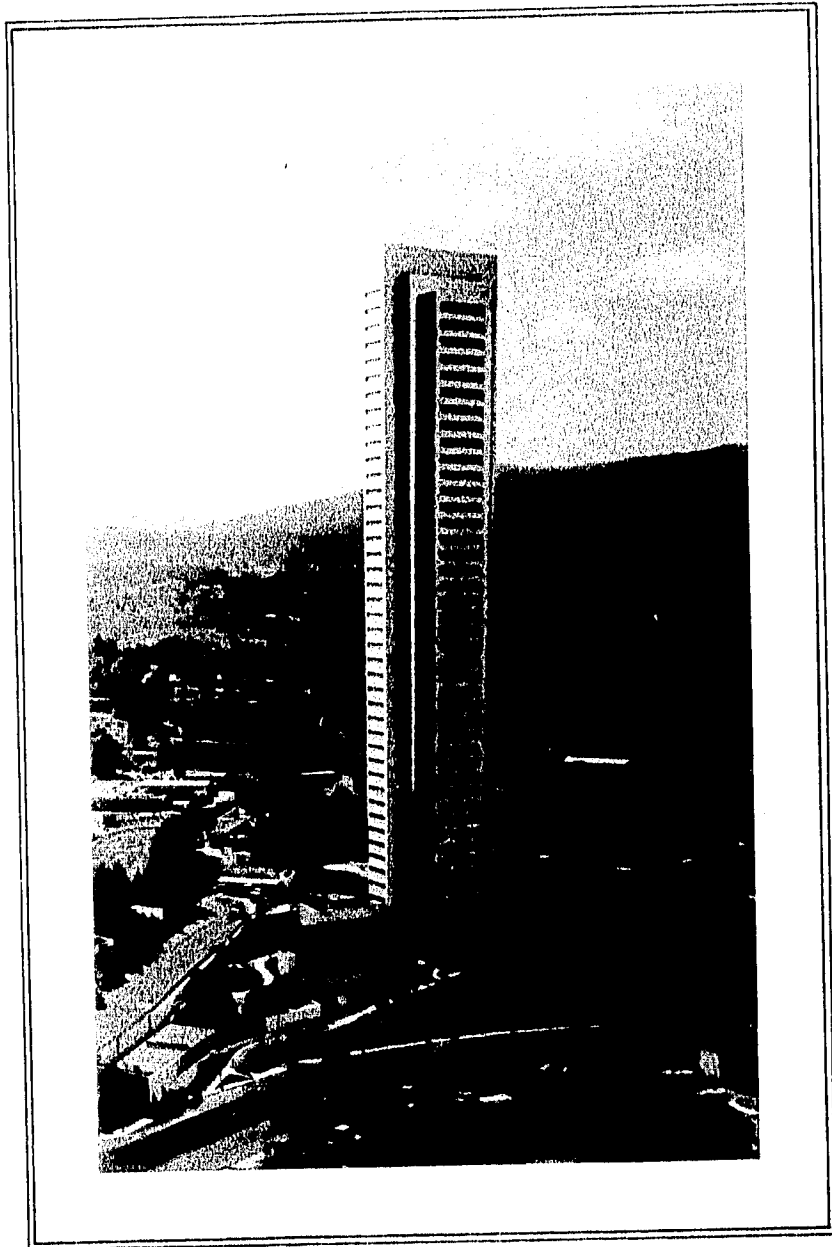
En este trabajo trataré de normar un criterio con el cual, se podrá evaluar el estudio de factibilidad del concreto de alta resistencia en este proyecto en especial. Trataré de exponer las ventajas y las desventajas que se tendrían al utilizar una estructura con concretos de alta resistencia, así como las virtudes o problemas que se tendrán que superar durante la construcción. Mi objetivo será que la toma de decisiones sea de la forma más transparente y nítida de tal forma que se pueda tomar una decisión, la cual se hará tomando en cuenta todas las posibles variables que pueden afectar a la obra. Es muy importante considerar todos los posibles errores o fallas que se pudieran tener. En una toma de decisiones los factores que generalmente pesan mas son los económicos, aunque claro, tenemos que estar conscientes de que estos factores económicos tienen que garantizar la seguridad de la estructura. Es importante hacer notar que la estructura está en construcción con la propuesta que plantea el uso de concretos de $f'c$ igual a 400, 350 y 300 Kg/cm² y que la estructura que en este trabajo voy a proponer con concretos de alta resistencia nunca fue planteada durante el diseño original.

CAPITULO I.- ANTECEDENTES

A.- DESCRIPCION.

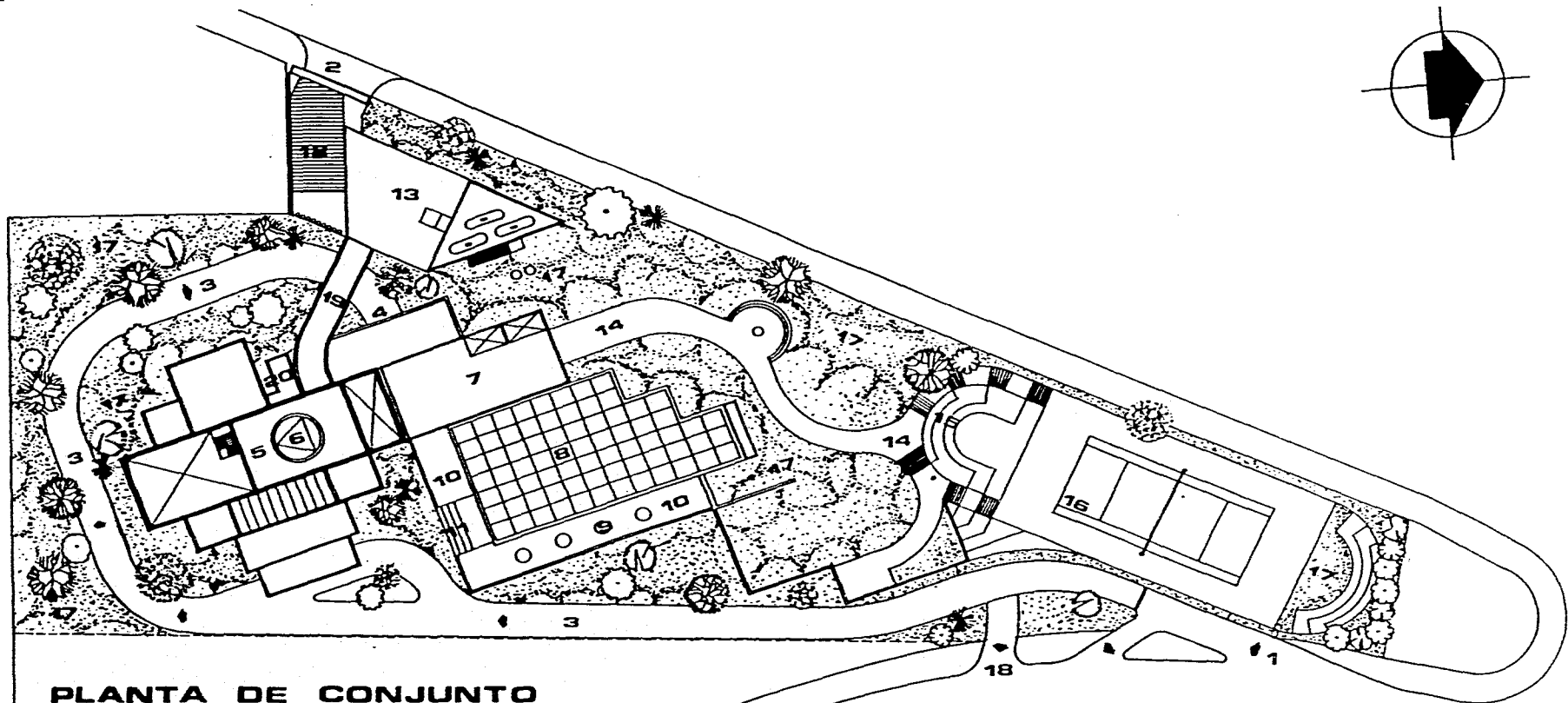
El edificio en estudio estará formado por tres sótanos, los dos primeros estarán destinados para alojar bodegas y en el tercero se ubicará una cisterna. Sobresalen a la losa de planta baja un total de 45 entrepisos. En la planta baja se contempla una gran recepción. El nivel +1 será destinado para albergar las instalaciones de un gimnasio. Los niveles del nivel +2 al nivel +44 serán destinados para albergar departamentos, uno por nivel.

En planta, el edificio tiene dimensiones máximas de 29.28 x 33.35 mts, de forma irregular, con una forma parecida a una cruz, con los brazos muy parecidos, en cuanto a largo y ancho. Teniendo un área de 650 m² por planta. En elevación todos los niveles tendrán una altura de 3.66 mts, excepto los sótanos los cuales tendrán una altura de 5.47 el primero y los otros dos de 2.47 mts. Los departamentos pueden ser de 2, 3 y 4 recámaras, según las necesidades de cada familia; teniendo estos de 2 1/2 a 4 1/2 baños para uso de estos departamentos además de tener cuarto de servicio con baño completo. Estos departamentos cuentan con cocina, desayunador, comedor, sala, sala de tv, estudio, cuarto de planchado, patio de servicio, además de 3 elevadores privados y 2 de servicio. A continuación muestro una fotografía de la maqueta de proyecto y algunos planos arquitectónicos con las plantas de los diferentes tipos de departamentos que se podrán tener, dependiendo de las necesidades de cada comprador.



TESIS

SALVADOR AGUILAR ARRIETA

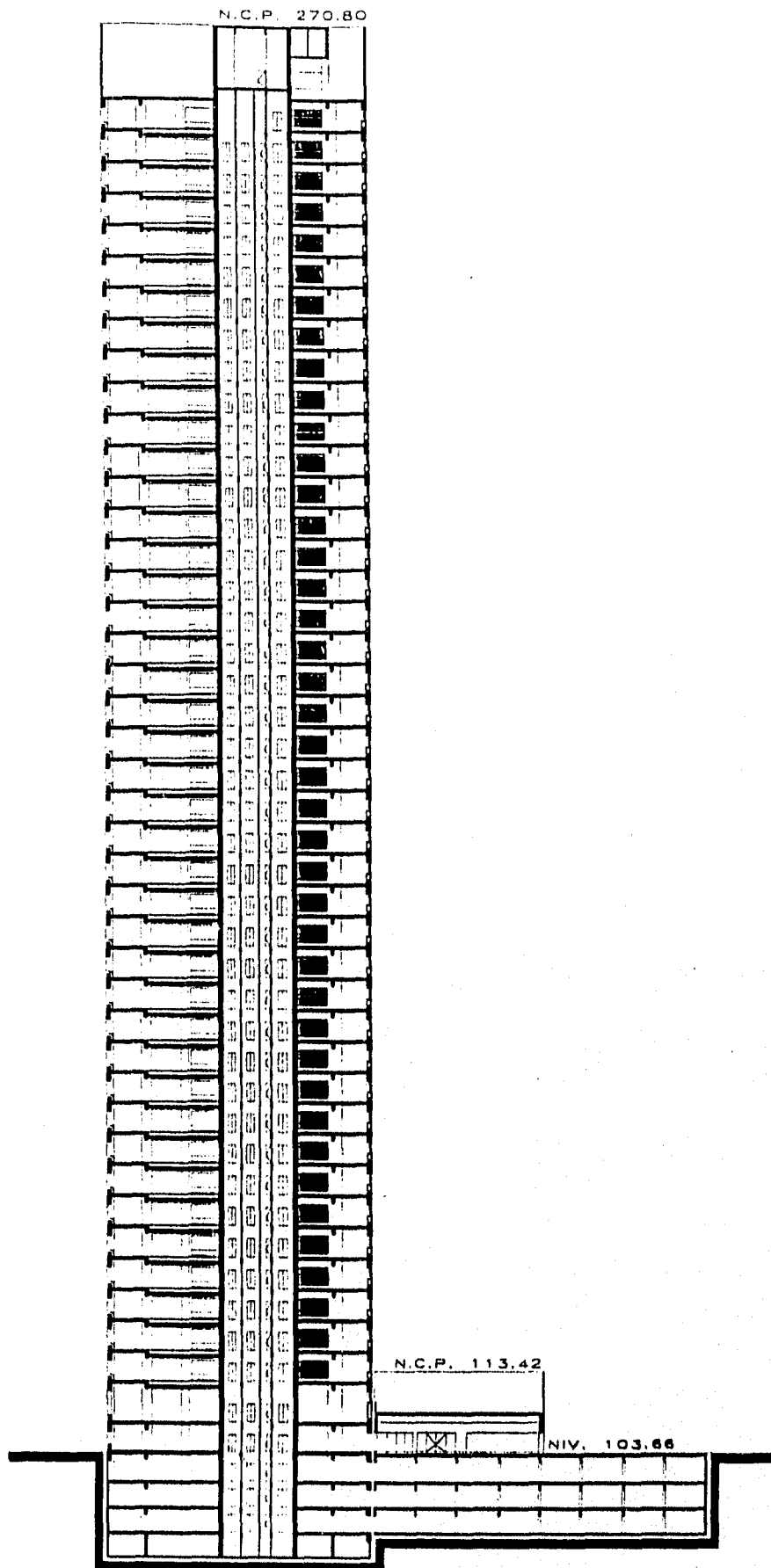


PLANTA DE CONJUNTO

- 1- ACCESO VEHICULAR
- 2- ACCESO A SERVICIOS
- 3- VIALIDAD
- 4- ACCESO A ESTACIONAMIENTO
- 5- EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS
- 6- HELIPUERTO
- 7- SALÓN DE USOS MÚLTIPLES
- 8- ALBERCA CUBIERTA
- 9- JACUZZIS
- 10- ESPEJO DE AGUA
- 11- CASCADA
- 12- PATIO DE MANIBRAS
- 13- EDIFICIO DE SERVICIOS
- 14- ANDADOR PEATONAL
- 15- TRIBUNAS
- 16- CANCHA DE TENIS
- 17- ÁREAS VERDES
- 18- SALIDA DE ESTACIONAMIENTO
- 19- PUENTE
- 20- ESCALERA DE EMERGENCIA

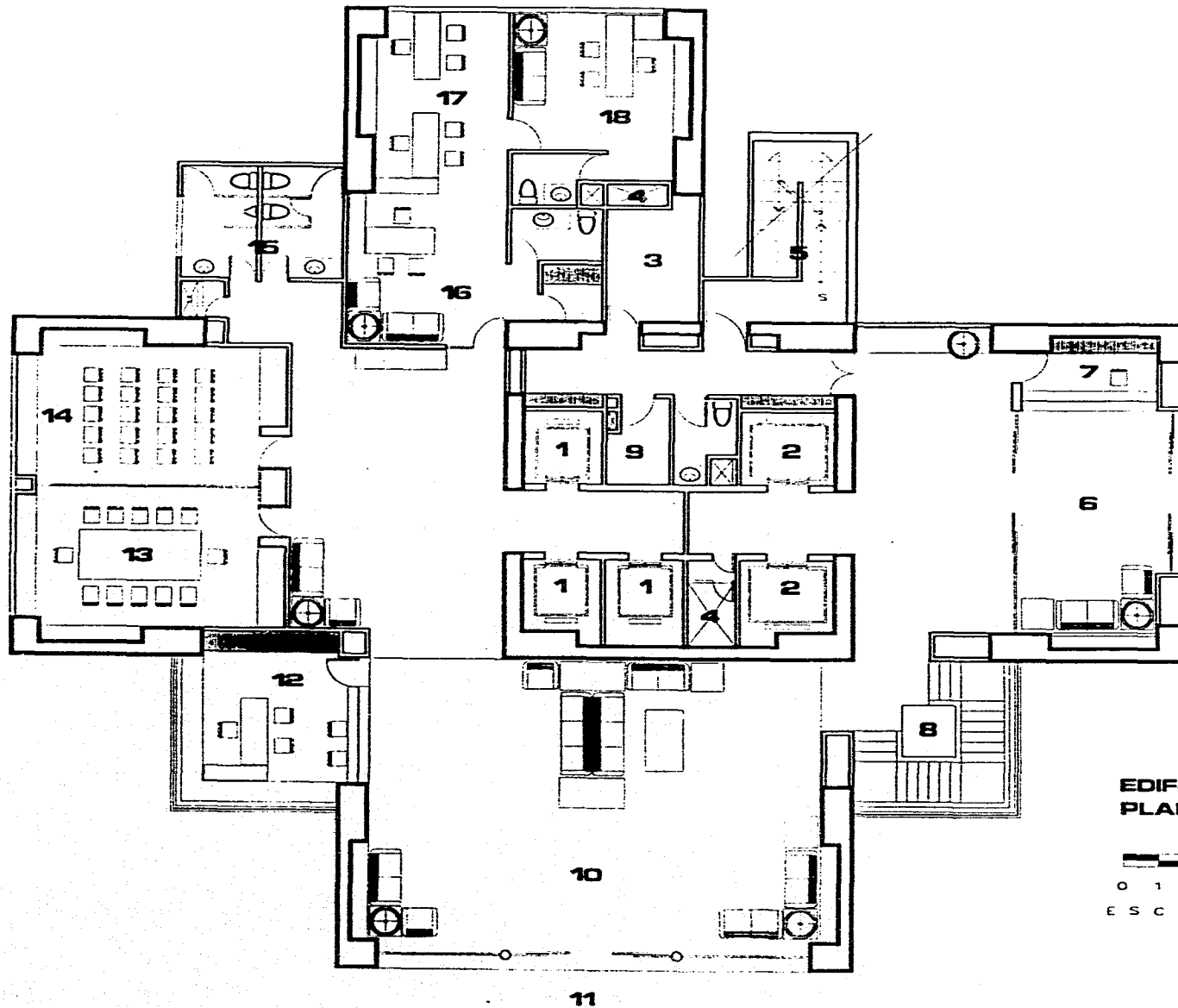


figura 1.1



CORTE LONGITUDINAL

figura 1.2



- 1 ELEVADORES DE PASAJEROS
- 2 ELEVADORES DE SERVICIO
- 3 CUARTO DE MAQUINAS
- 4 DUCTOS DE INSTALACIONES
- 5 ESCALERA DE EMERGENCIA
- 6 VESTIBULO A ESTAC.
- 7 CONTROL
- 8 ESCALERA DE SERVICIO
- 9 CONMUTADOR
- 10 VESTIBULO PRINCIPAL
- 11 ACCESO
- 12 INFORMACION
- 13 SALA DE JUNTAS
- 14 SALON USOS MULTIPLES
- 15 SANITARIOS
- 16 RECEPCION
- 17 CONTABILIDAD
- 18 ADMINISTRACION

**EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS
PLANTA VESTIBULO**

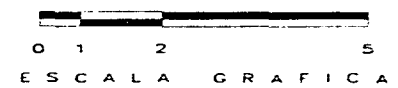
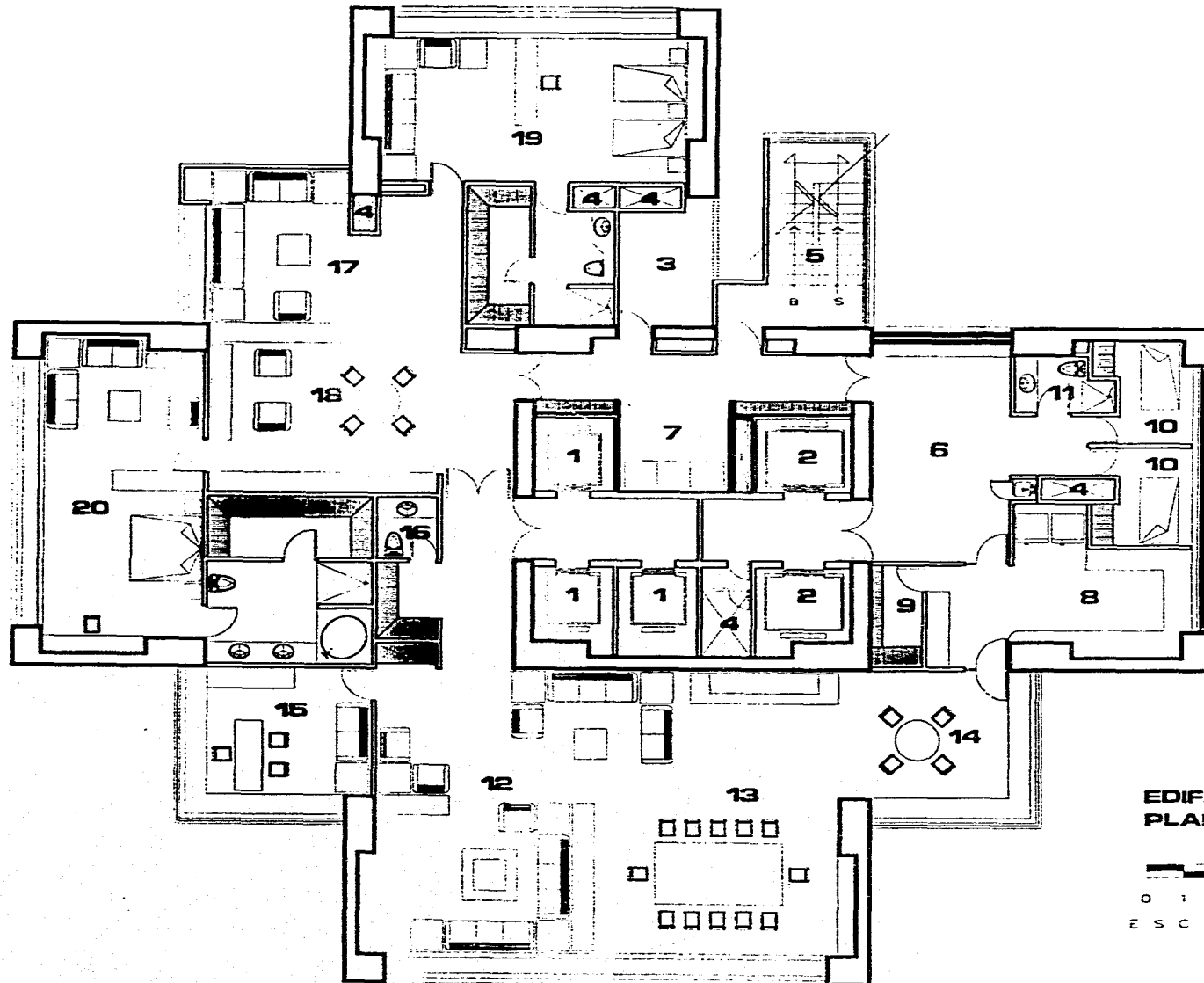


figura 1.3

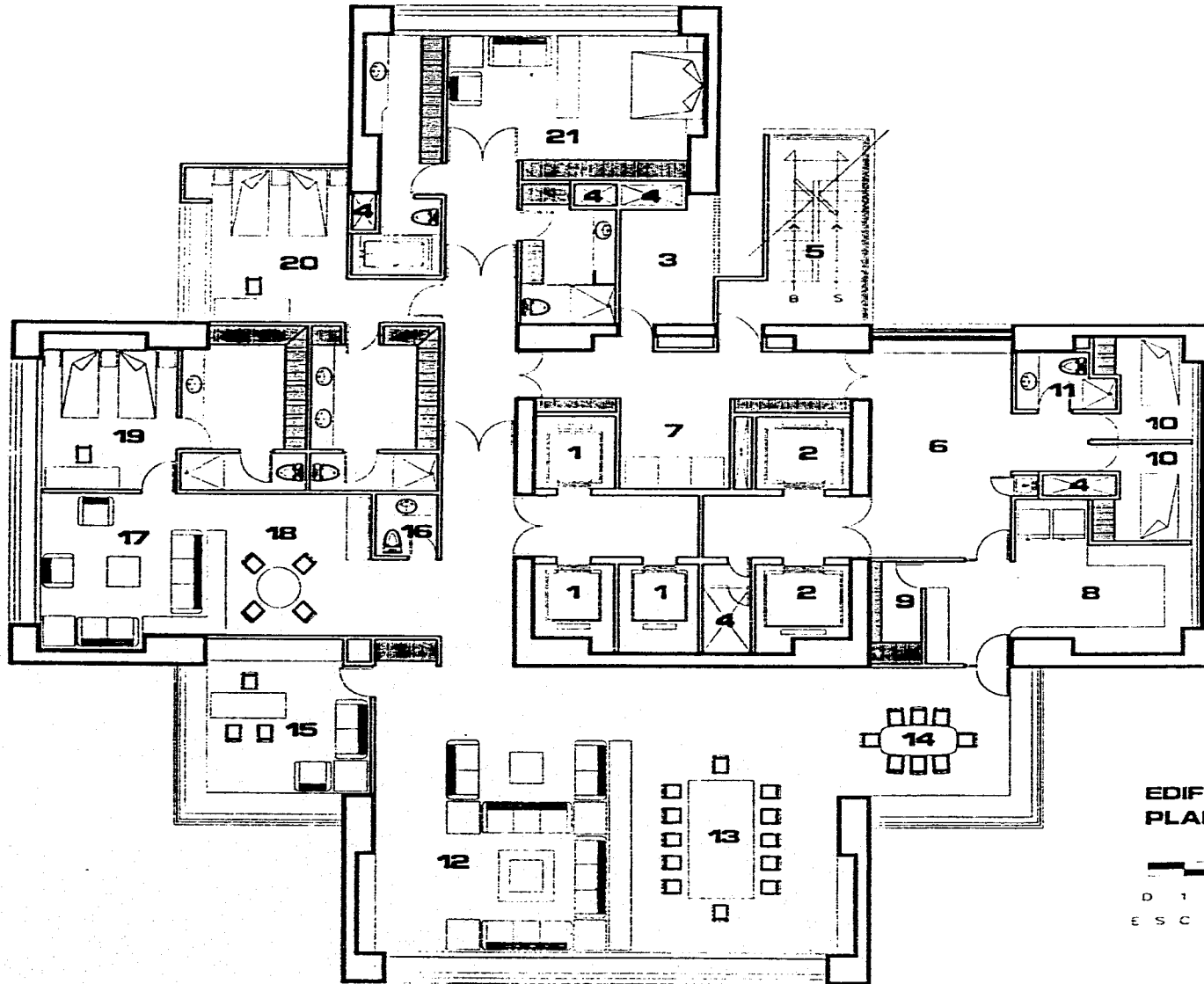


- 1 ELEVADORES DE PASAJEROS
- 2 ELEVADORES DE SERVICIO
- 3 CUARTO DE MAQUINAS
- 4 DUCTOS DE INSTALACIONES
- 5 ESCALERA DE EMERGENCIA
- 6 PATIO DE SERVICIO
- 7 LAVADO Y PLANCHADO
- 8 COCINA
- 9 ALACENA
- 10 CUARTOS DE SERVICIO
- 11 BAÑO DE SERVICIO
- 12 ESTANCIA
- 13 COMEDOR
- 14 DESAYUNADOR
- 15 ESTUDIO
- 16 TOILET
- 17 ESTANCIA FAMILIAR
- 18 CUARTO DE JUEGOS
- 19 RECAMARA
- 20 RECAMARA PRINCIPAL

**EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS
PLANTA TIPO 2 RECAMARAS**



figura 1.4

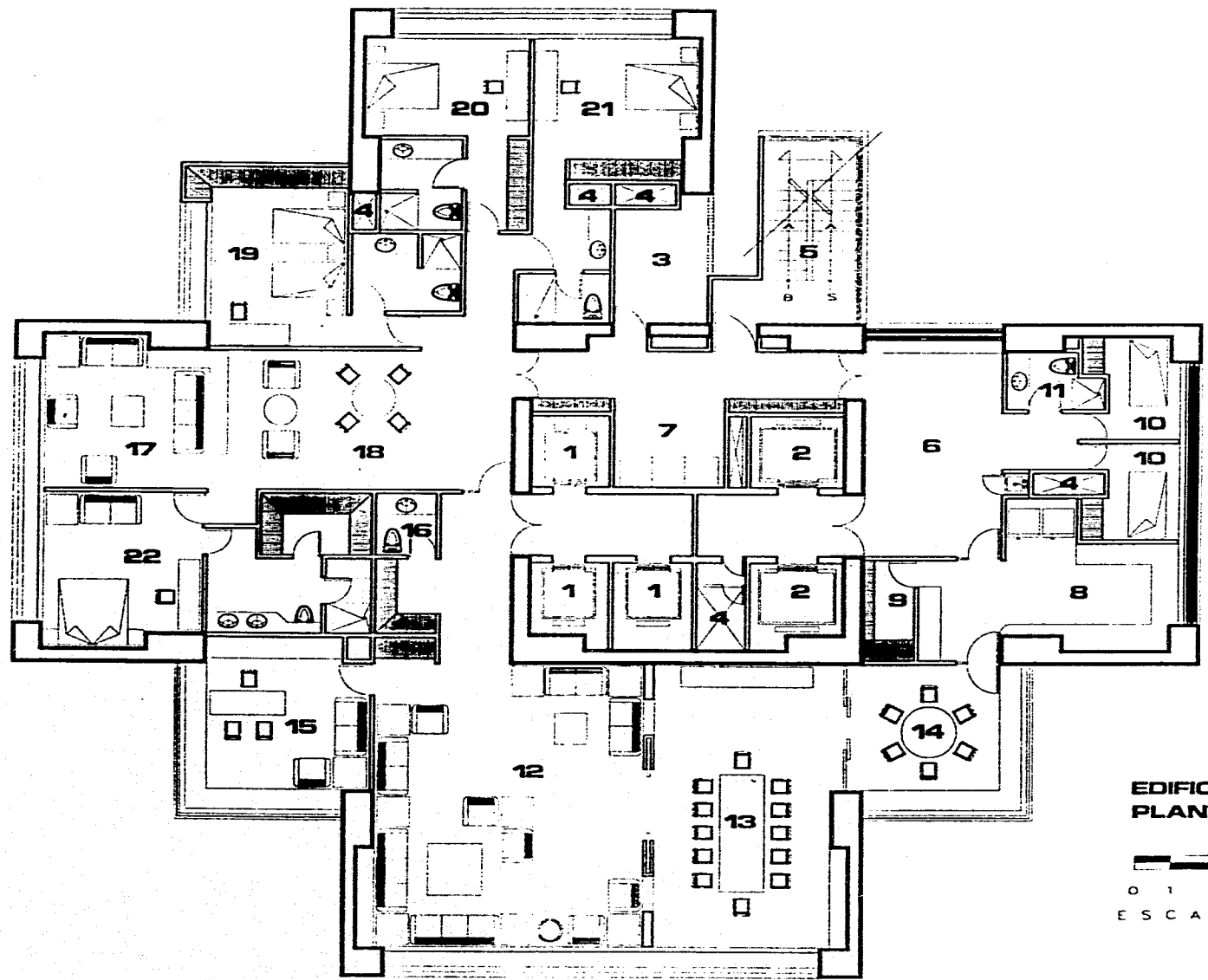


- 1 ELEVADORES DE PASAJEROS
- 2 ELEVADORES DE SERVICIO
- 3 CUARTO DE MAQUINAS
- 4 DUCTOS DE INSTALACIONES
- 5 ESCALERA DE EMERGENCIA
- 6 PATIO DE SERVICIO
- 7 LAVADO Y PLANCHADO
- 8 COCINA
- 9 ALACENA
- 10 CUARTOS DE SERVICIO
- 11 BAÑO DE SERVICIO
- 12 ESTANCIA
- 13 COMEDOR
- 14 DESAYUNADOR
- 15 BIBLIOTECA
- 16 TOILET
- 17 ESTANCIA FAMILIAR
- 18 CUARTO DE JUEGOS
- 19 RECAMARA 1
- 20 RECAMARA 2
- 21 RECAMARA PRINCIPAL

**EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS
PLANTA TIPO 3 RECAMARAS**



figura 1.5



- 1 ELEVADORES DE PASAJEROS
- 2 ELEVADORES DE SERVICIO
- 3 CUARTO DE MAQUINAS
- 4 DUCTOS DE INSTALACIONES
- 5 ESCALERA DE EMERGENCIA
- 6 PATIO DE SERVICIO
- 7 LAVAOO Y PLANCHADO
- 8 COCINA
- 9 ALACENA
- 10 CUARTOS DE SERVICIO
- 11 BAÑO DE SERVICIO
- 12 ESTANCIA
- 13 COMEOR
- 14 OESAYUNAOOR
- 15 BIBLIOTECA
- 16 TOILET
- 17 ESTANCIA FAMILIAR
- 18 CUARTO DE JUEGOS
- 19 RECAMARA 1
- 20 RECAMARA 2
- 21 RECAMARA 3
- 22 RECAMARA PRINCIPAL

**EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS
PLANTA TIPO 4 RECAMARAS**



figura 1.6

B.-ESTRUCTURACION.

Para las dos estructuras en comparación el sistema estructural será el mismo, las variantes serán las secciones de los elementos estructurales así como la resistencia de los concretos.

El sistema estructural elegido es a base de un núcleo central de muros de concreto y en el perímetro se contará también con un grupo de muros del mismo material. La estructuración que se presenta tiene como fundamento el sistema estructural conocido como sistema de tubo. El sistema tiende a formar un gran núcleo de concreto el cual estará formado por los muros centrales el cual dará gran rigidez al edificio. A este sistema se le acoplará con las trabes interiores otro sistema de marco, no tan rígido como el núcleo pero con la plena intención de formar un sistema de marcos rígidos perimetrales. Se acoplan los muros exteriores como interiores con un conjunto de trabes de concreto, de las cuales todas las interiores tendrán un peralte de 91.5 cm y en todo el perímetro tendrán un peralte de 167.75 cm. Las losas de entrepiso tendrán en general peralte de 25 cm y de 30 cm en el tablero de mayores dimensiones (entre los ejes C-E y 2-4). Las losas se apoyan perimetralmente en las trabes y muros de concreto, aligerándolos con bloques de cemento-arena.

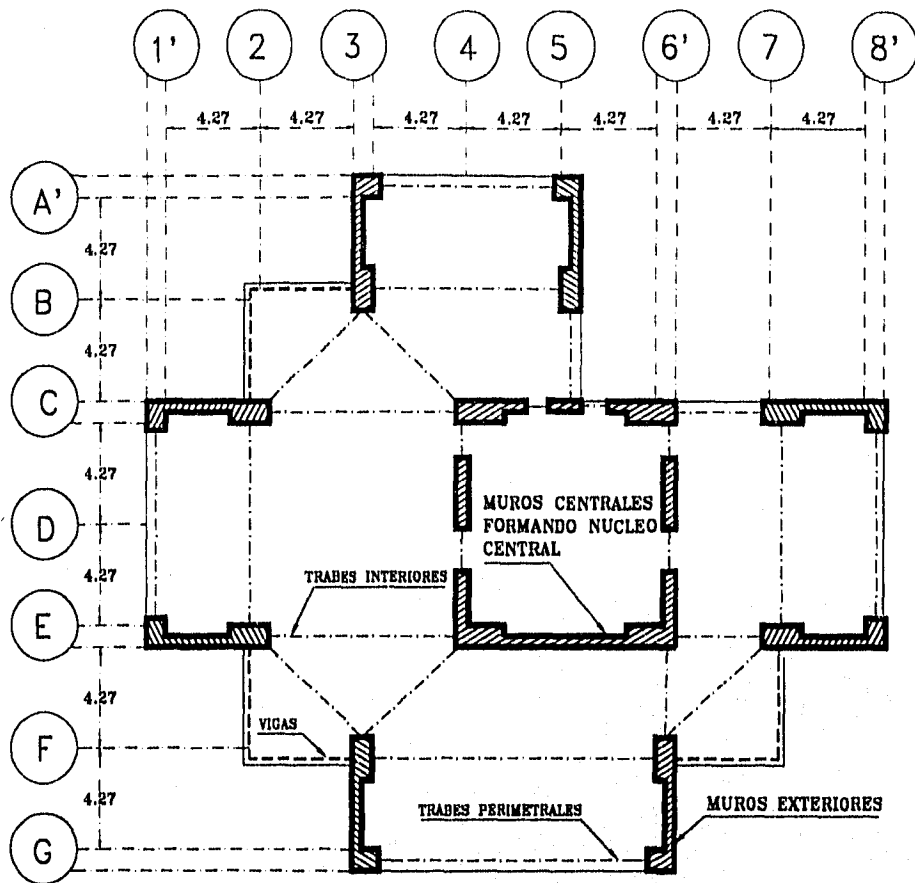
En la estructura 1, se plantea el uso de concreto de $f'c$ de 400 kg/cm² en los 18 primeros niveles, después 15 niveles con $f'c$ de 350 kg/cm² y los últimos 15 niveles con concreto de $f'c$ de 300 kg/cm². Se proponen 4 cambios de secciones en las columnas y 3 cambios en los anchos de las trabes manteniéndose en estas el peralte constante. En los muros se proponen 3 cambios en los anchos. Estos cambios de secciones irán intercalados con los cambios de resistencia del concreto para no tener cambios drásticos en la rigidez de entrepiso. En la siguiente página





se muestra la planta del edificio y, en seguida, los cambios de secciones y de concreto.

En la zona de elevadores se propone una losa maciza de peralte total $H = 12$ cm. Todos los muros divisorios al interior de los departamentos serán de tablaroca.

En la estructura 2, se plantea el uso de concreto de $f'c$ de 800 kg/cm^2 en los 18 primeros niveles, después 15 niveles con $f'c$ de 600 kg/cm^2 y los últimos 15 niveles con concreto de $f'c$ de 400 kg/cm^2 . Los cambios en las secciones y el número de cambios de secciones se plantea igual que la estructura 1.

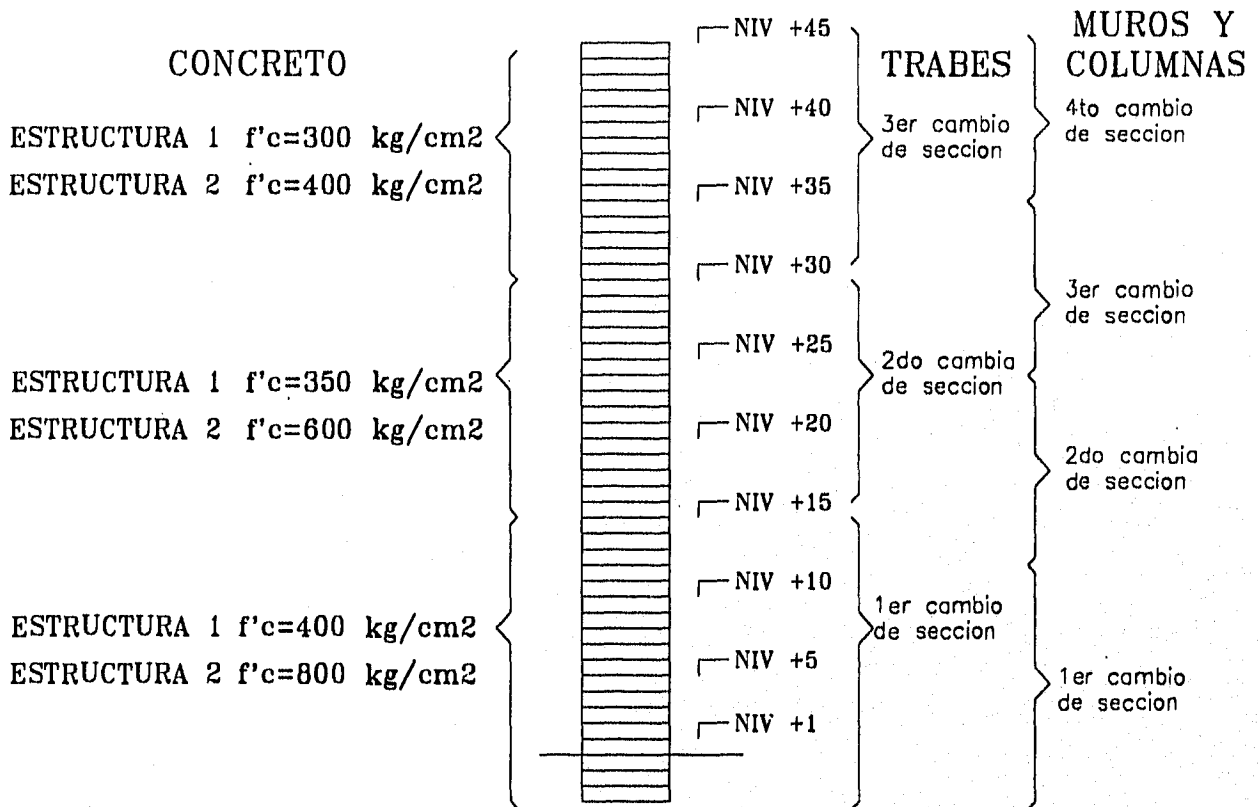
A partir de ahora llamaremos estructura 1 a la estructura que plantea el uso de concretos de $f'c$ de 400, 350 y 300 kg/cm^2 y estructura 2 a la propuesta que utilizará los concretos de 800, 600 y 400 kg/cm^2 .



-  COLUMNAS Y MURO DE CONCRETO
-  TRABE PERIMETRAL
-  TRABE INTERIOR
-  VIGA

ESTRUCTURACION PLANTA TIPO

SALVADOR AGUILAR TESIS
figura 1.7



ESTRUCTURACION
ELEVACION

SALVADOR AGUILAR TESIS
 figura 1.8

CAPITULO II.-ANALISIS ESTRUCTURAL

A.- CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La clasificación de las estructuras ubicadas en el Distrito Federal se efectúa de acuerdo con el Título VI del Reglamento de Construcciones para el D.F. publicado el 3 de julio de 1987. La clasificación de las estructuras es importante ya que a partir de ella se definen los coeficientes requeridos por el análisis sísmico, para la obtención de las fuerzas horizontales. Las estructuras se clasifican de acuerdo a su destino y a su ubicación. Las construcciones en general además de estar clasificadas por su uso y por la zona en que se encuentran, pueden clasificarse de acuerdo a las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad para disipar la energía del sismo por un proceso de deformación. El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación, sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimientos sísmicos.

Tanto la estructura 1 como la estructura 2 se clasificaron con los mismos valores, puesto que solo estamos variando las secciones, la resistencia del concreto; los valores de acuerdo a su ubicación, destino y ductilidad son los siguientes:

- Grupo B subgrupo B1.
- De acuerdo al estudio de Mecánica de Suelos se clasifica por su ubicación dentro de la zona I (LOMAS).
- El valor del coeficiente sísmico clasificada como del grupo B y dentro de la zona I (LOMAS) es $c = 0.16$
- El factor de comportamiento sísmico con el que se analizó es de $Q = 3.0$ el cual se redujo por no cumplir con los requisitos de regularidad.

B.- DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

1.- ESTRUCTURA 1.

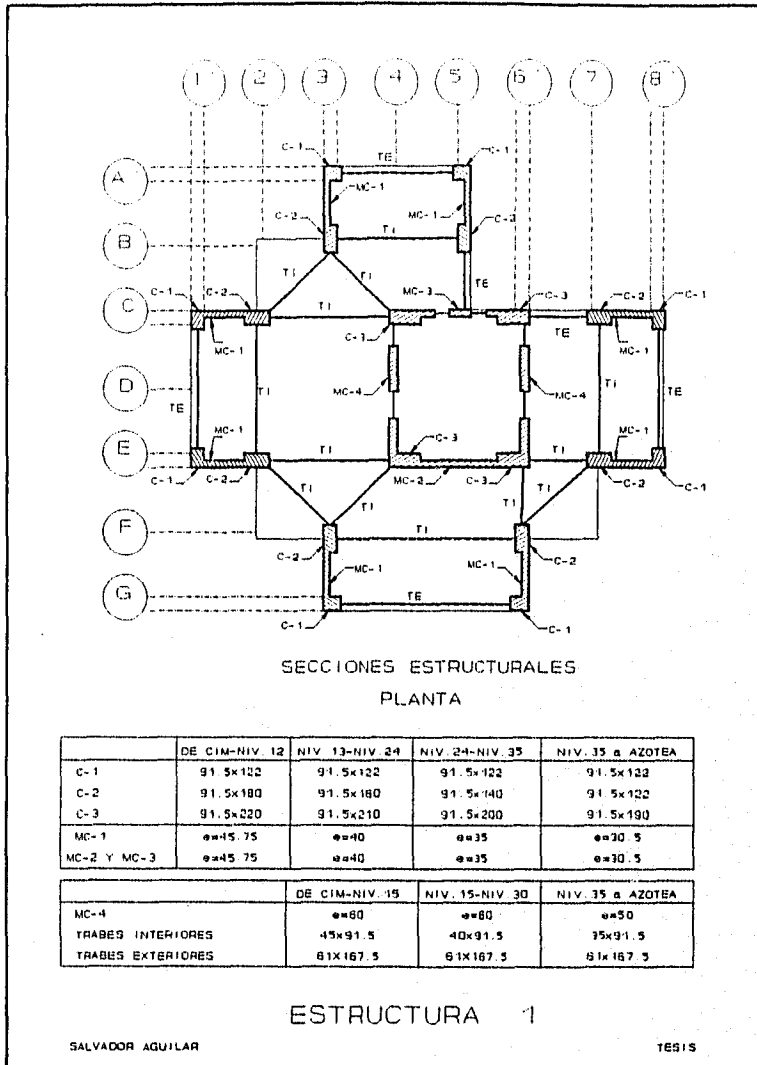


figura 2.1

Para la estructura 1 tendremos 3 tipos de columnas:

La columna C-1 estará en el perímetro y en toda su altura mantendrá la misma sección.

La columna C-2 estará interiormente siempre junto a los muros exteriores y tendrá 4 cambios de sección.

La columna C-3 estará en el núcleo central y también sufrirá 4 cambios de sección en toda su altura.

Los muros de concreto serán de 3 tipos:

Los muros MC-1 serán todos los muros exteriores y tendrán 4 cambios en su espesor.

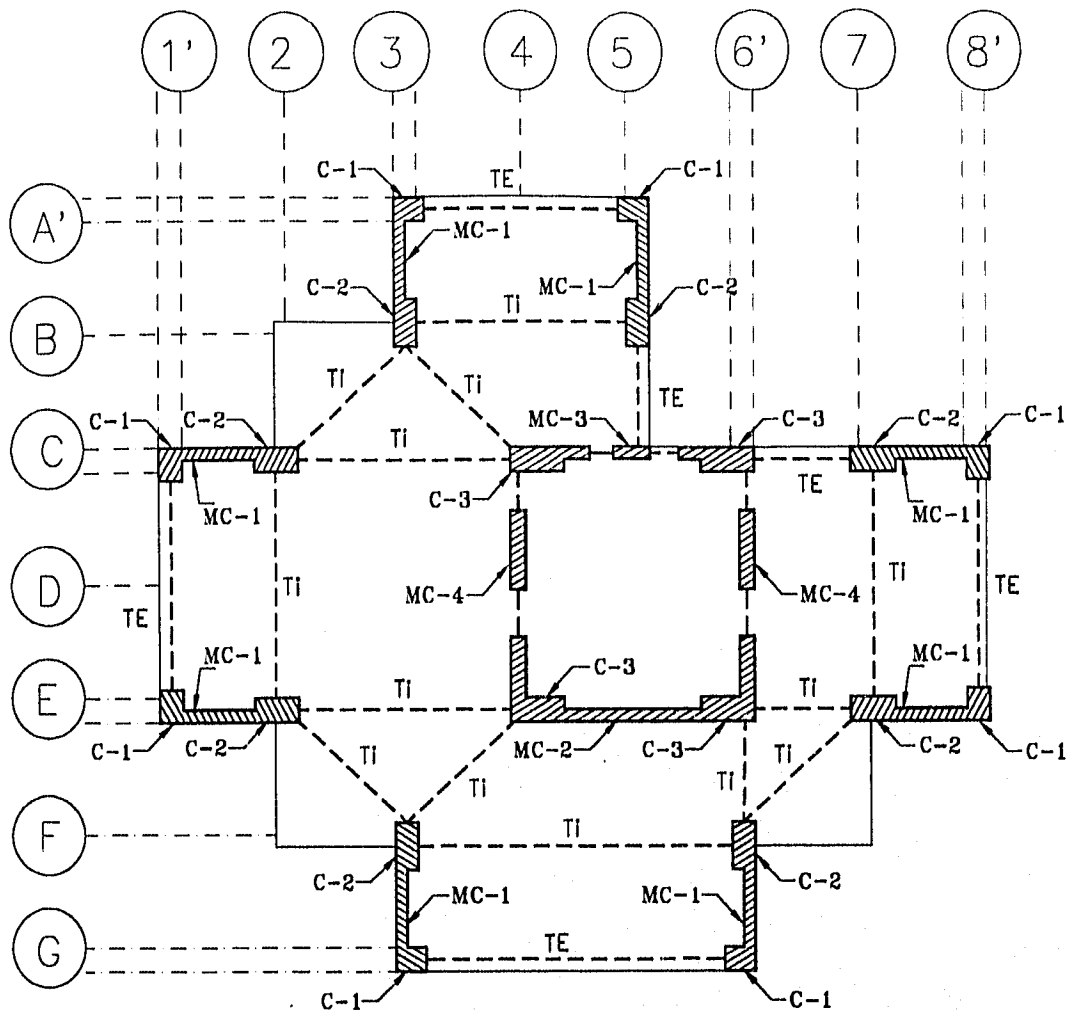
Los muros MC-2 serán los muros que están sobre los ejes C y E, estos muros también tendrán 4 cambios en toda su altura.

Los muros MC-3 serán los muros sobre los eje 4 y 6, estos solamente tendrán 3 cambios en toda su altura.

Como ya se había señalado, las trabes interiores tendrán un peralte de 91.5 cm con 3 diferentes cambios en los anchos y las trabes del perímetro serán de 167.5 cm de peralte con un ancho de 45 cm en toda su altura. A continuación se presenta una pequeña planta y una tabla de secciones con objeto de ver los diferentes cambios en los elementos estructurales. Se puede decir que tenemos 6 plantas tipo. Esto es debido a los cambios de sección en columnas y trabes.

- La primera planta tipo abarca desde la cimentación hasta el nivel + 12 donde cambian las columnas de sección (C1-T1).
- La segunda planta tipo abarca del nivel + 13 al nivel + 15 donde tenemos el primer cambio de sección en trabes (C2-T1).
- La tercera planta tipo abarca del nivel + 16 al nivel + 24 donde tenemos el segundo cambio de sección en columnas (C2-T2).
- La cuarta planta tipo abarca del nivel + 25 al nivel + 30 donde tenemos el segundo cambio de sección en trabes (C3-T2).
- La quinta planta tipo abarca del nivel + 31 al nivel + 35 donde tenemos el tercer cambio de sección en columnas (C3-T3).
- La sexta planta tipo va del nivel + 36 al nivel + 45 (C4-T3).

En la siguiente elevación se visualizan las diferentes plantas tipo que tenemos.

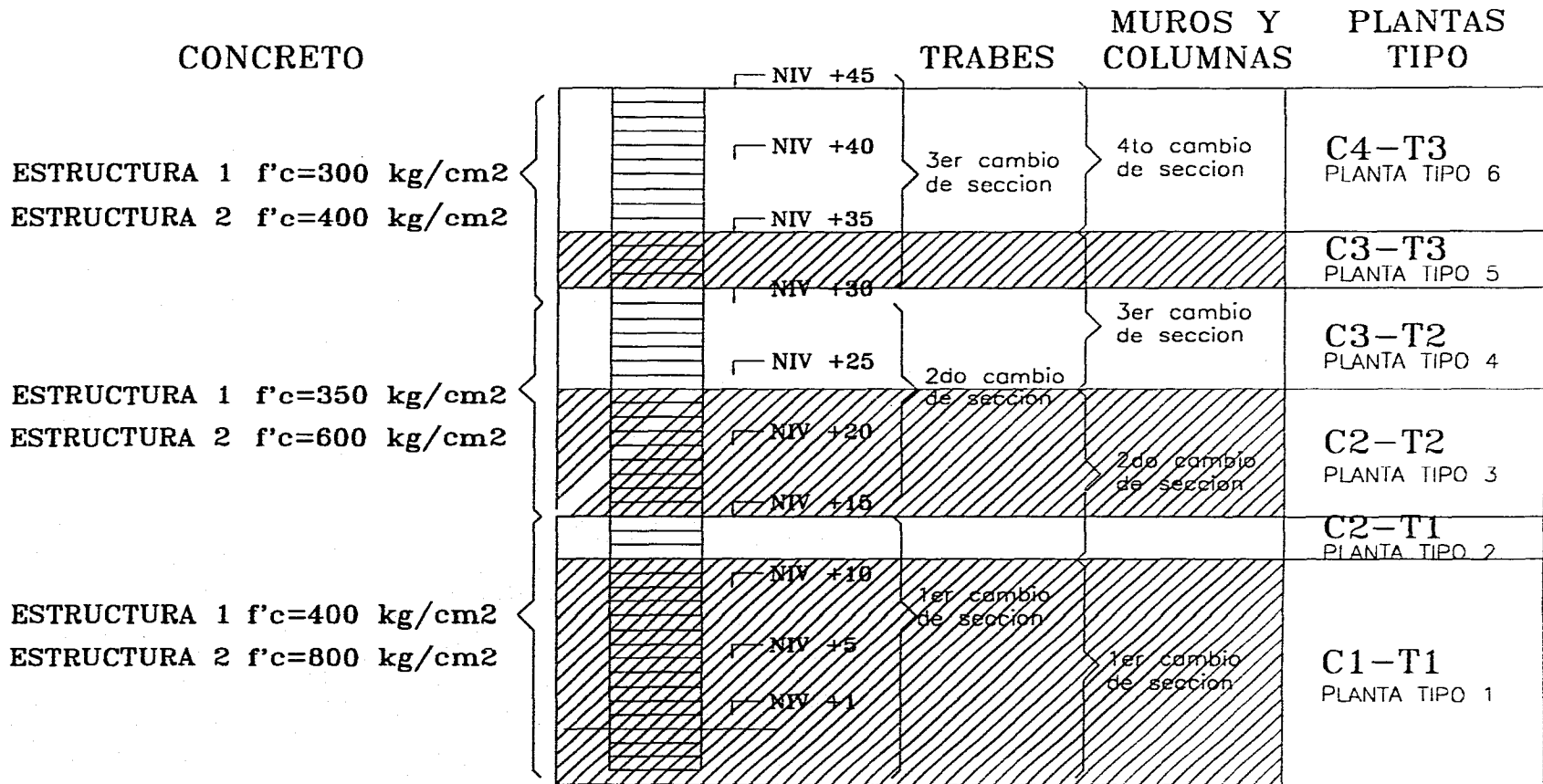


**SECCIONES ESTRUCTURALES
PLANTA**

	DE CIM-NIV.12	NIV.13-NIV.24	NIV.24-NIV.35	NIV.35 a AZOTEA
C-1	91.5x122	91.5x122	91.5x122	91.5x122
C-2	91.5x180	91.5x160	91.5x140	91.5x122
C-3	91.5x220	91.5x210	91.5x200	91.5x190
MC-1	e=45.75	e=40	e=35	e=30.5
MC-2 Y MC-3	e=45.75	e=40	e=35	e=30.5

	DE CIM-NIV.15	NIV.15-NIV.30	NIV.35 a AZOTEA
MC-4	e=60	e=60	e=50
TRABES INTERIORES	45x91.5	40x91.5	35x91.5
TRABES EXTERIORES	61x167.5	61x167.5	61x167.5

ESTRUCTURA 1



ELEVACION

ESTRUCTURA 1 Y 2 PLANTAS TIPOS

SALVADOR AGUILAR

TESIS

figura 2.2

2.- ESTRUCTURA 2.

Para la estructura 2 el concepto estructural de secciones permanece igual que la estructura 1, las secciones son las que cambian. Las columnas son las que cambian, así como los espesores de los muros, el peralte en las trabes se mantiene igual en las trabes interiores, solo se hace variar el ancho. Las trabes exteriores se mantienen iguales ya que es un requisito arquitectónico.

A continuación se muestra una tabla en la que se aprecian las

diferencias que existen en cuanto a secciones en las 2 estructuras. Es importante señalar que las secciones propuestas fueron obtenidas después de varios intentos y pruebas a fin de obtener las secciones "óptimas", necesarias para poder hacer la comparación con la estructura 1.

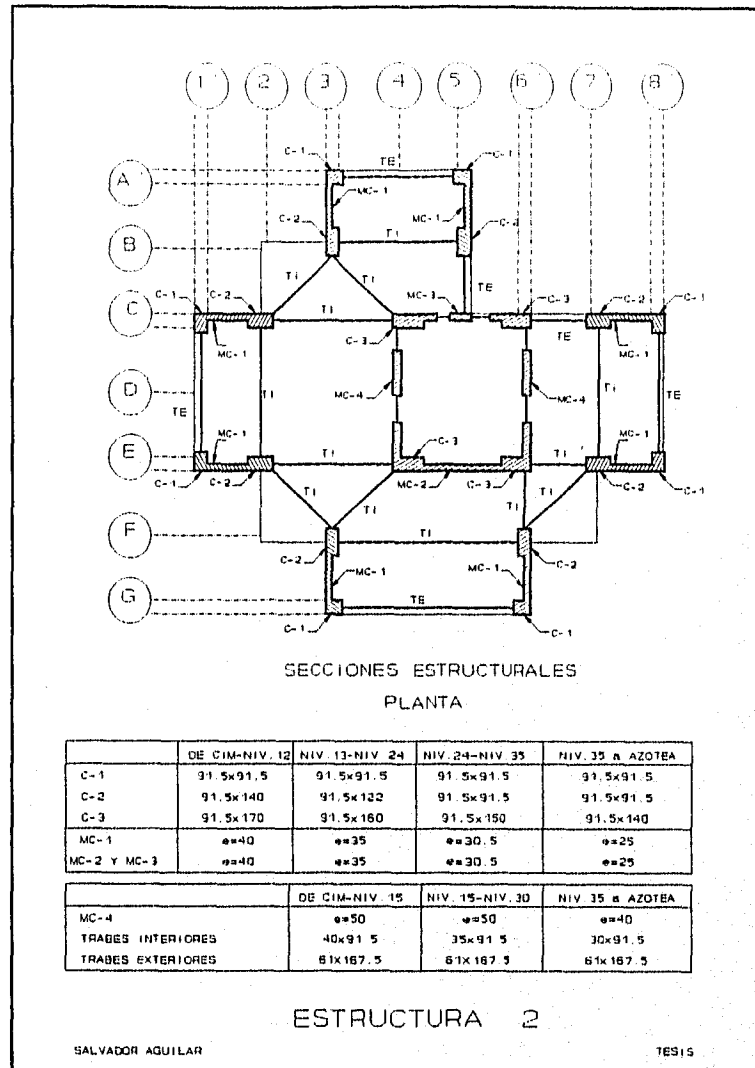
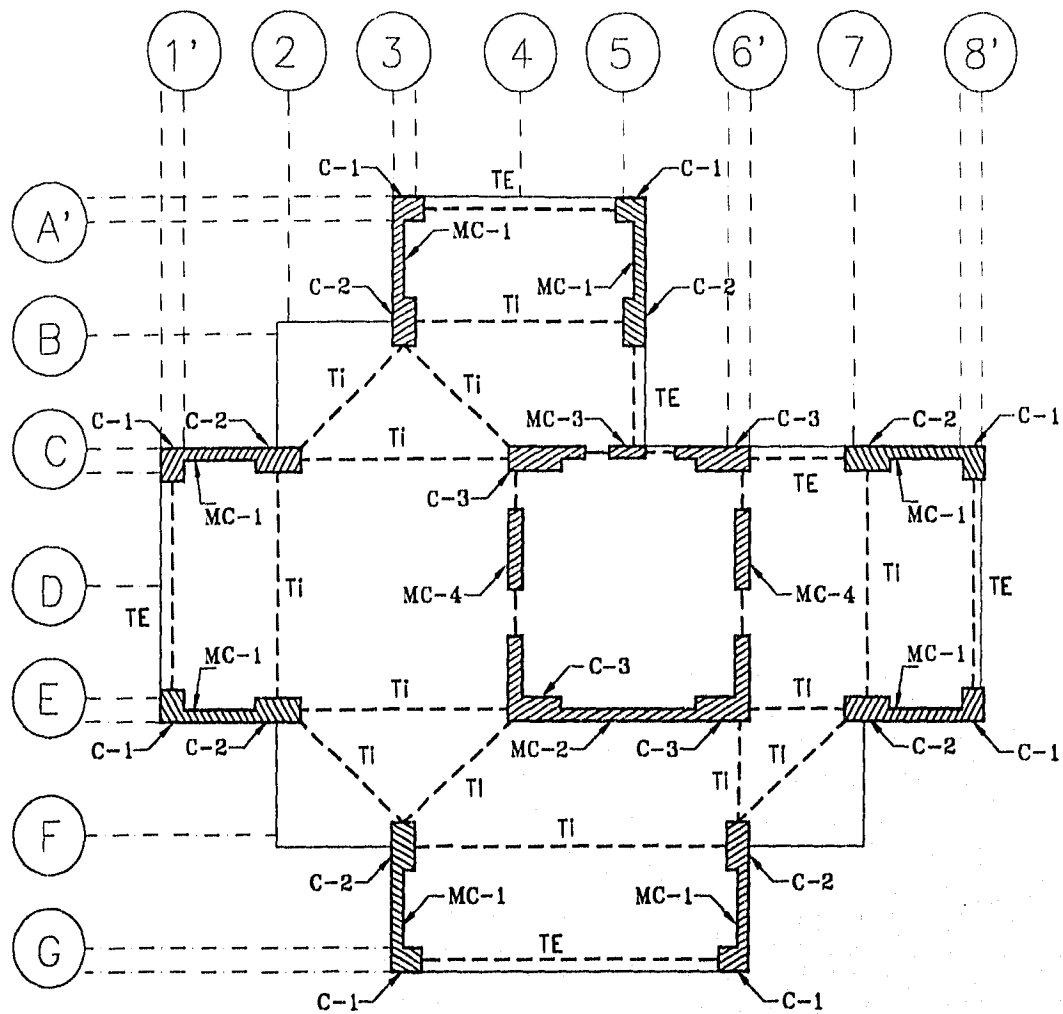


figura 2.3



**SECCIONES ESTRUCTURALES
PLANTA**

	DE CIM-NIV.12	NIV.13-NIV.24	NIV.24-NIV.35	NIV.35 a AZOTEA
C-1	91.5x91.5	91.5x91.5	91.5x91.5	91.5x91.5
C-2	91.5x140	91.5x122	91.5x91.5	91.5x91.5
C-3	91.5x170	91.5x160	91.5x150	91.5x140
MC-1	e=40	e=35	e=30.5	e=25
MC-2 Y MC-3	e=40	e=35	e=30.5	e=25

	DE CIM-NIV.15	NIV.15-NIV.30	NIV.35 a AZOTEA
MC-4	e=50	e=50	e=40
TRABES INTERIORES	40x91.5	35x91.5	30x91.5
TRABES EXTERIORES	61x167.5	61x167.5	61x167.5

ESTRUCTURA 2

C.- ANÁLISIS DE CARGAS

1.- CARGAS MUERTAS.

Las cargas muertas, como lo indica el artículo 196 del citado Reglamento, son todos los pesos de los elementos estructurales: trabes, columnas, losas, muros, dadas y castillos, además de los no estructurales: fachadas, prefabricados, acabados de pisos y muros, instalaciones permanentes, muros divisorios, etc. En base a las secciones de los elementos estructurales y los no estructurales se obtuvieron los pesos de los diferentes elementos que estarán actuando sobre la estructura.

A continuación se muestran los diferentes pesos por nivel que estarán actuando tanto para la estructura 1 como para la estructura 2, es posible observar que existe una diferencia de 8.76% en lo que a cargas muertas se refiere al peso de elementos estructurales, como son trabes, columnas y muros. Se observa que la estructura 2 tiene un 14.42% de disminución en peso, lo que significa un ahorro en la cimentación, también se presenta, a manera de resumen, el análisis de cargas unitarias que permitió la obtención de las cargas muertas para las losas.

EN PLANTA TIPO

ZONA CON LOSA ALIGERADA DE PERALTE TOTAL H = 25 CM.

Losa de peralte H = 25 cm aligerada con block cemento-arena de 40*20*20	400 kg/m ² .
Plafón	40 kg/m ² .
Firme con piso	120 kg/m ² .
Muros divisorios de tabla roca.	80 kg/m ² .
Instalaciones eléctricas.	40 kg/m ² .
Reglamento	40 kg/m ² .

Total	720 kg/m ² .

ZONA CON LOSA ALIGERADA DE PERALTE TOTAL H = 30 CM.

Losa de peralte H = 30 cm aligerada con block cemento-arena de 40*20*20	450 kg/m ² .
Plafón	40 kg/m ² .
Firme con piso	120 kg/m ² .
Muros divisorios de tabla roca.	80 kg/m ² .
Instalaciones eléctricas.	40 kg/m ² .
Reglamento	40 kg/m ² .
Piso falso	40 Kg/m ² .

Total	810 kg/m ² .

ZONA CON LOSA MACIZA DE PERALTE TOTAL H = 12 CM.

Losa de peralte H = 12 cm maciza	290 kg/m ² .
Plafón	40 kg/m ² .
Firme con piso	120 kg/m ² .
Muros de tabique rojo recocido.	150 kg/m ² .
Instalaciones eléctricas.	40 kg/m ² .
Reglamento	40 kg/m ² .

Total	680 kg/m ² .

EN AZOTEA.

ZONA CON LOSA ALIGERADA DE PERALTE TOTAL H = 25 CM.

Losa de peralte H = 25 cm aligerada con block cemento-arena de 40*20*20	400 kg/m ² .
Plafón	40 kg/m ² .
Relleno con tezontle.	140 kg/m ² .
Enladrillado con entortado.	120 kg/m ² .
Instalaciones eléctricas.	40 kg/m ² .
Reglamento	40 kg/m ² .

Total	780 kg/m ² .

ZONA CON LOSA ALIGERADA DE PERALTE TOTAL H = 30 CM.

Losa de peralte H = 30 cm aligerada con block cemento-arena de 40*20*20	450 kg/m ² .
Plafón	40 kg/m ² .
Relleno de tezontle.	140 kg/m ² .
Enladrillado con entortado.	120 kg/m ² .
Instalaciones eléctricas.	40 kg/m ² .
Reglamento	40 kg/m ² .

Total	830 kg/m ² .

ZONA CON LOSA MACIZA DE PERALTE TOTAL H = 12 CM.

Losa de peralte H = 12 cm maciza	290 kg/m ² .
Plafón	40 kg/m ² .
Relleno con tezontle.	140 kg/m ² .
Enladrillado con entortado.	120 kg/m ² .
Instalaciones eléctricas.	40 kg/m ² .
Reglamento	40 kg/m ² .

Total	670 kg/m ² .

PESO PROPIO DE COLUMNAS, TRABES Y MUROS

PISOS	ESTRUCTURA 1 (TON)	ESTRUCTURA 2 (TON)	DIFERENCIA (TON)	DIFERENCIA (%)
45	584.70	497.90	86.80	14.85
44	584.70	497.90	86.80	14.85
43	584.70	497.90	86.80	14.85
42	584.70	497.90	86.80	14.85
41	584.70	497.90	86.80	14.85
40	584.70	497.90	86.80	14.85
39	584.70	497.90	86.80	14.85
38	584.70	497.90	86.80	14.85
37	584.70	497.90	86.80	14.85
36	584.70	497.90	86.80	14.85
35	620.40	525.10	95.30	15.36
34	620.40	525.10	95.30	15.36
33	620.40	525.10	95.30	15.36
32	620.40	525.10	95.30	15.36
31	620.40	525.10	95.30	15.36
30	651.50	547.90	103.60	15.90
29	651.50	547.90	103.60	15.90
28	651.50	547.90	103.60	15.90
27	651.50	547.90	103.60	15.90
26	651.50	547.90	103.60	15.90
25	651.50	547.90	103.60	15.90
24	688.10	588.90	99.20	14.42
23	688.10	588.90	99.20	14.42
22	688.10	588.90	99.20	14.42
21	688.10	588.90	99.20	14.42
20	688.10	588.90	99.20	14.42
19	688.10	588.90	99.20	14.42
18	688.10	588.90	99.20	14.42
17	688.10	588.90	99.20	14.42
16	688.10	588.90	99.20	14.42
15	702.50	603.20	99.30	14.14
14	702.50	603.20	99.30	14.14
13	702.50	603.20	99.30	14.14
12	739.10	639.60	99.50	13.46
11	739.10	639.60	99.50	13.46
10	739.10	639.60	99.50	13.46
9	739.10	639.60	99.50	13.46
8	739.10	639.60	99.50	13.46
7	739.10	639.60	99.50	13.46
6	739.10	639.60	99.50	13.46
5	739.10	639.60	99.50	13.46
4	739.10	639.60	99.50	13.46
3	739.10	639.60	99.50	13.46
2	739.10	639.60	99.50	13.46
1	739.10	639.60	99.50	13.46
PB	739.10	639.60	99.50	13.46
SOT 1	739.10	639.60	99.50	13.46
SOT 2	739.10	639.60	99.50	13.46
TOTAL	32244.90	27595.60	4649.30	14.42

Tabla 2.1

CARGAS MUERTAS

PISOS	ESTRUCTURA 1 (TON)	ESTRUCTURA 2 (TON)	DIFERENCIA (TON)	DIFERENCIA (%)
45	1053.35	966.55	86.80	8.24
44	1017.30	930.50	86.80	8.53
43	1017.30	930.50	86.80	8.53
42	1017.30	930.50	86.80	8.53
41	1017.30	930.50	86.80	8.53
40	1017.30	930.50	86.80	8.53
39	1017.30	930.50	86.80	8.53
38	1017.30	930.50	86.80	8.53
37	1017.30	930.50	86.80	8.53
36	1017.30	930.50	86.80	8.53
35	1053.00	957.70	95.30	9.05
34	1053.00	957.70	95.30	9.05
33	1053.00	957.70	95.30	9.05
32	1053.00	957.70	95.30	9.05
31	1053.00	957.70	95.30	9.05
30	1084.10	980.50	103.60	9.56
29	1084.10	980.50	103.60	9.56
28	1084.10	980.50	103.60	9.56
27	1084.10	980.50	103.60	9.56
26	1084.10	980.50	103.60	9.56
25	1084.10	980.50	103.60	9.56
24	1120.70	1021.50	99.20	8.85
23	1120.70	1021.50	99.20	8.85
22	1120.70	1021.50	99.20	8.85
21	1120.70	1021.50	99.20	8.85
20	1120.70	1021.50	99.20	8.85
19	1120.70	1021.50	99.20	8.85
18	1120.70	1021.50	99.20	8.85
17	1120.70	1021.50	99.20	8.85
16	1120.70	1021.50	99.20	8.85
15	1135.10	1035.80	99.30	8.75
14	1135.10	1035.80	99.30	8.75
13	1135.10	1035.80	99.30	8.75
12	1171.70	1072.20	99.50	8.49
11	1171.70	1072.20	99.50	8.49
10	1171.70	1072.20	99.50	8.49
9	1171.70	1072.20	99.50	8.49
8	1171.70	1072.20	99.50	8.49
7	1171.70	1072.20	99.50	8.49
6	1171.70	1072.20	99.50	8.49
5	1171.70	1072.20	99.50	8.49
4	1171.70	1072.20	99.50	8.49
3	1171.70	1072.20	99.50	8.49
2	1171.70	1072.20	99.50	8.49
1	1171.70	1072.20	99.50	8.49
PB	1171.70	1072.20	99.50	8.49
SOT 1	1171.70	1072.20	99.50	8.49
SOT 2	1171.70	1072.20	99.50	8.49
TOTAL	53045.75	48396.45	4649.30	8.76

Tabla 2.2

2.- CARGAS VIVAS.

Se denominan cargas vivas o de ocupación, de acuerdo con el artículo 198 del R.C.D.F.¹, todas aquellas originadas directamente por personas, mobiliario u objetos movibles. Hasta ahora no se ha logrado obtener una valoración verdaderamente racional de las cargas vivas como tampoco de su distribución y para simplificar el análisis de cargas, éstas se consideran distribuidas sobre toda el área del piso como cargas uniformes aunque las cargas reales pueden estar concentradas en una cierta área.

Los valores recomendados por el R.C.D.F. se encuentran en la tabla del artículo 199, en ella se distinguen tres valores que se deben de usar de acuerdo a cada propósito específico. Cada valor de carga viva especificado se refiere a las intensidades máxima, instantánea y media, como hace mención el artículo 187 para cargas variables.

La carga máxima (W_m) es la máxima carga que deberá resistir la estructura durante su vida útil y deberá ser considerada en el análisis gravitacional así como en el análisis de asentamientos inmediatos.

La carga instantánea (W_a) es la carga que puede actuar en el momento que ocurre una excitación sísmica o un empuje de viento máximo; debe notarse que este valor es menor respecto al de carga máxima debido a que la probabilidad de que ocurra una excitación sísmica en ese instante en que la carga gravitacional sea máxima, es cercana a valores mínimos.

¹ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

La carga media (W) es el promedio de carga que actúa en períodos muy largos de tiempo. Básicamente se debe al mobiliario que pueden alojar las construcciones, ya que parte del tiempo estarán desocupados o inhabitados.

El edificio que es objeto de estudio en este trabajo esta destinado para habitación, los valores son los siguientes para la carga viva en ambas estructuras, la 1 y la 2:

	(W)	(W_a)	(W_m)
Habitación	70 kg/m ² .	90 kg/m ² .	170 kg/m ² .
Azotea	15 kg/m ² .	70 kg/m ² .	100 kg/m ² .
PB y Sótanos	40 kg/m ² .	150 kg/m ² .	350 kg/m ² .

A continuación se muestran los pesos de las diferentes cargas vivas por nivel y la suma de los pesos con las cargas muertas.

CARGAS VIVAS

ESTRUCTURA 1 Y 2

PISOS	CARGA VIVA MAXIMA (TON)	CARGA VIVA SISMO (TON)	CARGA VIVA ASENTAMIENTO (TON)
45	60.08	42.05	24.03
44	102.14	54.07	42.05
43	102.14	54.07	42.05
42	102.14	54.07	42.05
41	102.14	54.07	42.05
40	102.14	54.07	42.05
39	102.14	54.07	42.05
38	102.14	54.07	42.05
37	102.14	54.07	42.05
36	102.14	54.07	42.05
35	102.14	54.07	42.05
34	102.14	54.07	42.05
33	102.14	54.07	42.05
32	102.14	54.07	42.05
31	102.14	54.07	42.05
30	102.14	54.07	42.05
29	102.14	54.07	42.05
28	102.14	54.07	42.05
27	102.14	54.07	42.05
26	102.14	54.07	42.05
25	102.14	54.07	42.05
24	102.14	54.07	42.05
23	102.14	54.07	42.05
22	102.14	54.07	42.05
21	102.14	54.07	42.05
20	102.14	54.07	42.05
19	102.14	54.07	42.05
18	102.14	54.07	42.05
17	102.14	54.07	42.05
16	102.14	54.07	42.05
15	102.14	54.07	42.05
14	102.14	54.07	42.05
13	102.14	54.07	42.05
12	102.14	54.07	42.05
11	102.14	54.07	42.05
10	102.14	54.07	42.05
9	102.14	54.07	42.05
8	102.14	54.07	42.05
7	102.14	54.07	42.05
6	102.14	54.07	42.05
5	102.14	54.07	42.05
4	102.14	54.07	42.05
3	102.14	54.07	42.05
2	102.14	54.07	42.05
1	102.14	54.07	42.05
PB	210.29	90.12	24.03
SOT 1	210.29	90.12	24.03
SOT 2	210.29	90.12	24.03
TOTAL	5185.11	2691.50	1946.33

Tabla 2.3

ESTRUCTURA 2

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

PISOS	Carga Muerta + Carga viva maxima (TON)	Carga Muerta + Carga viva sismo (TON)	Carga Muerta + Carga viva asentamiento (TON)
45	1026.63	1008.60	990.58
44	1032.64	984.57	972.55
43	1032.64	984.57	972.55
42	1032.64	984.57	972.55
41	1032.64	984.57	972.55
40	1032.64	984.57	972.55
39	1032.64	984.57	972.55
38	1032.64	984.57	972.55
37	1032.64	984.57	972.55
36	1032.64	984.57	972.55
35	1059.84	1011.77	999.75
34	1059.84	1011.77	999.75
33	1059.84	1011.77	999.75
32	1059.84	1011.77	999.75
31	1059.84	1011.77	999.75
30	1082.64	1034.57	1022.55
29	1082.64	1034.57	1022.55
28	1082.64	1034.57	1022.55
27	1082.64	1034.57	1022.55
26	1082.64	1034.57	1022.55
25	1082.64	1034.57	1022.55
24	1123.64	1075.57	1063.55
23	1123.64	1075.57	1063.55
22	1123.64	1075.57	1063.55
21	1123.64	1075.57	1063.55
20	1123.64	1075.57	1063.55
19	1123.64	1075.57	1063.55
18	1123.64	1075.57	1063.55
17	1123.64	1075.57	1063.55
16	1123.64	1075.57	1063.55
15	1137.94	1089.87	1077.85
14	1137.94	1089.87	1077.85
13	1137.94	1089.87	1077.85
12	1174.34	1126.27	1114.25
11	1174.34	1126.27	1114.25
10	1174.34	1126.27	1114.25
9	1174.34	1126.27	1114.25
8	1174.34	1126.27	1114.25
7	1174.34	1126.27	1114.25
6	1174.34	1126.27	1114.25
5	1174.34	1126.27	1114.25
4	1174.34	1126.27	1114.25
3	1174.34	1126.27	1114.25
2	1174.34	1126.27	1114.25
1	1174.34	1126.27	1114.25
PB	1282.49	1162.32	1096.23
SOT 1	1282.49	1162.32	1096.23
SOT 2	1282.49	1162.32	1096.23
TOTAL	53581.56	51087.94	50342.77

Tabla 2.4

ESTRUCTURA 1

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

PISOS	Carga Muerta + Carga viva maxima (TON)	Carga Muerta + Carga viva sistmo (TON)	Carga Muerta + Carga viva asenamiento (TON)
45	1113.43	1095.40	1077.38
44	1119.44	1071.37	1059.35
43	1119.44	1071.37	1059.35
42	1119.44	1071.37	1059.35
41	1119.44	1071.37	1059.35
40	1119.44	1071.37	1059.35
39	1119.44	1071.37	1059.35
38	1119.44	1071.37	1059.35
37	1119.44	1071.37	1059.35
36	1119.44	1071.37	1059.35
35	1155.14	1107.07	1095.05
34	1155.14	1107.07	1095.05
33	1155.14	1107.07	1095.05
32	1155.14	1107.07	1095.05
31	1155.14	1107.07	1095.05
30	1186.24	1138.17	1126.15
29	1186.24	1138.17	1126.15
28	1186.24	1138.17	1126.15
27	1186.24	1138.17	1126.15
26	1186.24	1138.17	1126.15
25	1186.24	1138.17	1126.15
24	1222.84	1174.77	1162.75
23	1222.84	1174.77	1162.75
22	1222.84	1174.77	1162.75
21	1222.84	1174.77	1162.75
20	1222.84	1174.77	1162.75
19	1222.84	1174.77	1162.75
18	1222.84	1174.77	1162.75
17	1222.84	1174.77	1162.75
16	1222.84	1174.77	1162.75
15	1237.50	1189.17	1177.15
14	1237.50	1189.17	1177.15
13	1237.50	1189.17	1177.15
12	1273.84	1225.77	1213.75
11	1273.84	1225.77	1213.75
10	1273.84	1225.77	1213.75
9	1273.84	1225.77	1213.75
8	1273.84	1225.77	1213.75
7	1273.84	1225.77	1213.75
6	1273.84	1225.77	1213.75
5	1273.84	1225.77	1213.75
4	1273.84	1225.77	1213.75
3	1273.84	1225.77	1213.75
2	1273.84	1225.77	1213.75
1	1273.84	1225.77	1213.75
PB	1381.99	1261.82	1195.13
SOT 1	1381.99	1261.82	1195.13
SOT 2	1381.99	1261.82	1195.13
TOTAL	58231.64	55737.24	54990.27

Tabla 2.5

3.- COMBINACIONES DE ACCIONES Y FACTORES DE CARGA.

Para cada combinación de acciones se debe diseñar la estructura con un cierto factor de carga (F.C.), que involucre las incertidumbres propias de la valoración de la acción. Para tal efecto, el artículo 194 del R.C.D.F. obliga a la aplicación de un factor que incrementa el valor de los esfuerzos obtenidos al aplicar las cargas de diseño.

Así, para combinación de acciones permanentes y variables se debe prever la posibilidad de exceder el valor de carga estimada, como puede ser la aglomeración eventual de personas o mobiliario en cualquier parte de la estructura, por tal motivo se debe utilizar un factor de carga de 1.40. Cuando el análisis se refiere a la combinación de acciones permanentes, variables y accidentales, la posibilidad de que excedan las cargas disminuye, por lo que el factor de cargas se tomará $F.C. = 1.1$

Las combinaciones de carga que se utilizaron para el diseño de los diferentes elementos estructurales son las siguientes:

No	Combinación de cargas			
1	1.4CM	+ 1.4CVM		
2	1.1CM	+ 1.1CVI	+ 1.10Sx	+ 0.33Sy
3	1.1CM	+ 1.1CVI	- 1.10Sx	- 0.33Sy
4	1.1CM	+ 1.1CVI	+ 1.10Sx	- 0.33Sy
5	1.1CM	+ 1.1CVI	- 1.10Sx	+ 0.33Sy
6	1.1CM	+ 1.1CVI	+ 0.33Sx	+ 1.10Sy
7	1.1CM	+ 1.1CVI	- 0.33Sx	- 1.10Sy
8	1.1CM	+ 1.1CVI	- 0.33Sx	+ 1.10Sy
9	1.1CM	+ 1.1CVI	+ 0.33Sx	- 1.10Sy

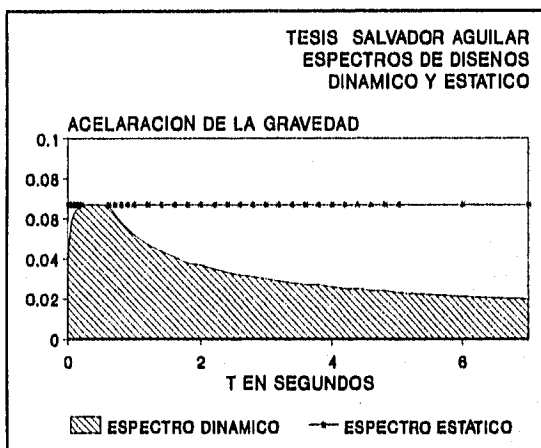
DONDE:

- CM = carga muerta
- CVM = carga viva máxima
- CVI = carga viva instantánea
- SX = sismo en dirección x
- SY = sismo en dirección y

D.- ANÁLISIS SISMICO.

1.- GENERALIDADES

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D.F. se analizaron las dos estructuras bajo la acción de 2 componentes horizontales ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno. De acuerdo con las características del edificio que estamos analizando se realizó un análisis sísmico dinámico modal. Las N.T.C.² de sismo hacen obligatorio el análisis dinámico modal para aquellas estructuras con mas de 60 mts de altura, como es nuestro caso. También se realizó un análisis sísmico estático, este análisis que se hizo en ambas estructuras, nos conduce a elementos mecánicos muy altos.



El análisis sísmico estático en edificios altos y que se ubican en la zona I del D.F., por lo general conduce a grandes diferencias con el análisis dinámico modal, debido a que el análisis sísmico estático considera un espectro de diseño uniforme, mientras que el espectro de diseño para el análisis dinámico modal, arroja diferentes valores para la aceleración de la

gravedad de acuerdo a los diferentes períodos naturales de la estructura.

²Normas Técnicas Complementarias

2.- ANÁLISIS DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.

En los análisis sísmicos, el dinámico modal y el estático, se tomaron en cuenta los efectos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales que actúan en la estructura cuando ésta ha sido deformada por fuerzas laterales.

3.- REDUCCIÓN DE FUERZAS

Para el método de análisis sísmico estático y sísmico dinámico modal que se desarrollaron en las siguientes secciones, se hicieron las reducciones en las fuerzas sísmicas para los fines de diseño. Para dichas reducciones se emplearon los criterios de las N.T.C. de sismo. Estas reducciones se hicieron dividiendo las fuerzas sísmicas entre el factor reductivo (Q').

El factor reductivo Q' fue igual a Q , o sea, el factor de comportamiento sísmico, que para las estructuras 1 y 2 tiene un valor de 3.0. El factor reductivo Q' se multiplicó por 0.8, quedando un valor de $3.0 \cdot 0.80 = 2.40$. Se multiplica por 0.80 debido a que no cumple con las condiciones de regularidad que marca las N.T.C. de sismo. En dichas condiciones, la condición número 2 no se puede satisfacer.

Esta condición nos menciona que la relación de altura a la dimensión menor de la base no exceda de 2.50. Para este edificio la altura es de 164.70 mts sobre la planta baja y su dimensión menor de la base es de 29.28 mts, por lo tanto, la relación de $164.70/29.28$ es igual a 5.62, la cual es mayor que 2.50. Por lo tanto, por no cumplir esta condición de regularidad en las N.T.C. de sismo, nos obligamos a multiplicar Q' por 0.80.

Para ambas estructuras, la 1 y 2, y para los dos análisis sísmicos, el estático y el dinámico modal, se sustituirá Q por Q' , siendo Q' igual a 2.40.

4.- ANALISIS SISMICO ESTATICO

Para efectuar el análisis sísmico estático se procedió de la siguiente manera:

- a.- Se considera que las fuerzas cortantes a diferentes niveles de la estructura forman un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas.
- b.- Cada una de estas fuerzas (P_i), se toma igual al peso de la masa que corresponde; multiplicada por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre la planta baja.

La forma como se especifica el cálculo de la fuerza horizontal expresada en forma algebraica la variación lineal de aceleraciones, de magnitud ajustada para que la fuerza cortante en la base sea igual a:

$$V = (c/Q') * W$$

La fuerza horizontal P_i , aplicada en el centro del nivel n esta dada por la siguiente expresión:

$$P_i = \frac{W_i h_i c}{\sum W_i h_i} * \sum W_i$$

donde:

Q' = Factor de comportamiento sísmico que se fija en la sección 5 de las N.T.C. de Sismo.

c = Coeficiente sísmico que se establece en el artículo 206 del Reglamento y en la sección 8.1 de las N.T.C. de Sismo.

h_i = Altura del nivel sobre el desplante.

W_i = Peso del nivel i .

La aplicación de esta expresión se ejemplifica en la siguiente página en las tablas de fuerzas cortantes del análisis sísmico estático para la estructura 1 y 2. Estos resultados se graficaron para observar el comportamiento de las fuerzas cortantes que actuarán en las estructuras. Como se puede observar en la gráfica, las fuerzas cortantes para cada estructura tiene un comportamiento lineal. La estructura 2 tiene una fuerza cortante en la base de 3,173 toneladas mientras que la estructura 1 tiene una fuerza cortante de 3,437.80 toneladas. La estructura 2 tiene menor peso, es por esta razón que la estructura tiene fuerzas cortantes menores, por lo que el peso es menor debido a que sus elementos estructurales tienen menores secciones transversales que la estructura 1.

ANALISIS ESTATICO FUERZAS CORTANTES

ESTRUCTURA 1			ESTRUCTURA 2		
PISO	FUERZA	CORTANTE	PISO	FUERZA	CORTANTE
45	146.40	146.40	45	135.33	135.33
44	140.01	286.41	44	129.05	264.38
43	136.83	423.24	43	126.12	390.50
42	133.65	556.89	42	123.18	513.68
41	130.47	687.36	41	120.25	633.93
40	127.28	814.64	40	117.32	751.24
39	124.10	938.74	39	114.38	865.63
38	120.92	1059.66	38	111.45	977.08
37	117.74	1177.40	37	108.52	1085.59
36	114.56	1291.95	36	105.58	1191.18
35	111.11	1407.06	35	105.57	1296.75
34	111.82	1518.89	34	102.56	1399.31
33	108.54	1627.42	33	99.54	1498.85
32	105.25	1732.67	32	96.52	1595.37
31	101.96	1834.63	31	93.51	1688.88
30	101.43	1936.06	30	92.55	1781.42
29	98.05	2034.10	29	89.46	1870.89
28	94.67	2128.77	28	86.38	1957.26
27	91.29	2220.06	27	83.29	2040.56
26	87.91	2307.96	26	80.21	2120.77
25	84.52	2392.49	25	77.12	2197.89
24	82.57	2475.05	24	76.97	2274.86
23	79.13	2554.18	23	73.76	2348.62
22	75.69	2629.87	22	70.56	2419.18
21	72.25	2702.12	21	67.35	2486.53
20	68.81	2770.92	20	64.14	2550.67
19	65.37	2836.29	19	60.94	2611.61
18	61.93	2898.21	18	57.73	2669.33
17	58.49	2956.70	17	54.52	2723.86
16	55.05	3011.75	16	51.31	2775.17
15	52.27	3064.02	15	48.73	2823.90
14	48.79	3112.81	14	45.48	2869.39
13	45.30	3158.11	13	42.24	2911.62
12	43.03	3201.14	12	40.27	2951.90
11	39.44	3240.58	11	36.92	2988.81
10	35.86	3276.44	10	33.56	3022.37
9	32.27	3308.71	9	30.21	3052.58
8	28.69	3337.40	8	26.85	3079.43
7	25.10	3362.50	7	23.49	3102.92
6	21.52	3384.01	6	20.14	3123.06
5	17.93	3401.94	5	16.78	3139.84
4	14.34	3416.29	4	13.43	3153.26
3	10.76	3427.04	3	10.07	3163.33
2	7.17	3434.21	2	6.71	3170.04
1	3.59	3437.80	1	3.36	3173.40

TABLA 2.6

FUERZAS CORTANTES

ESTRUCTURA 1 Y 2

ANALISIS ESTATICO

PISOS

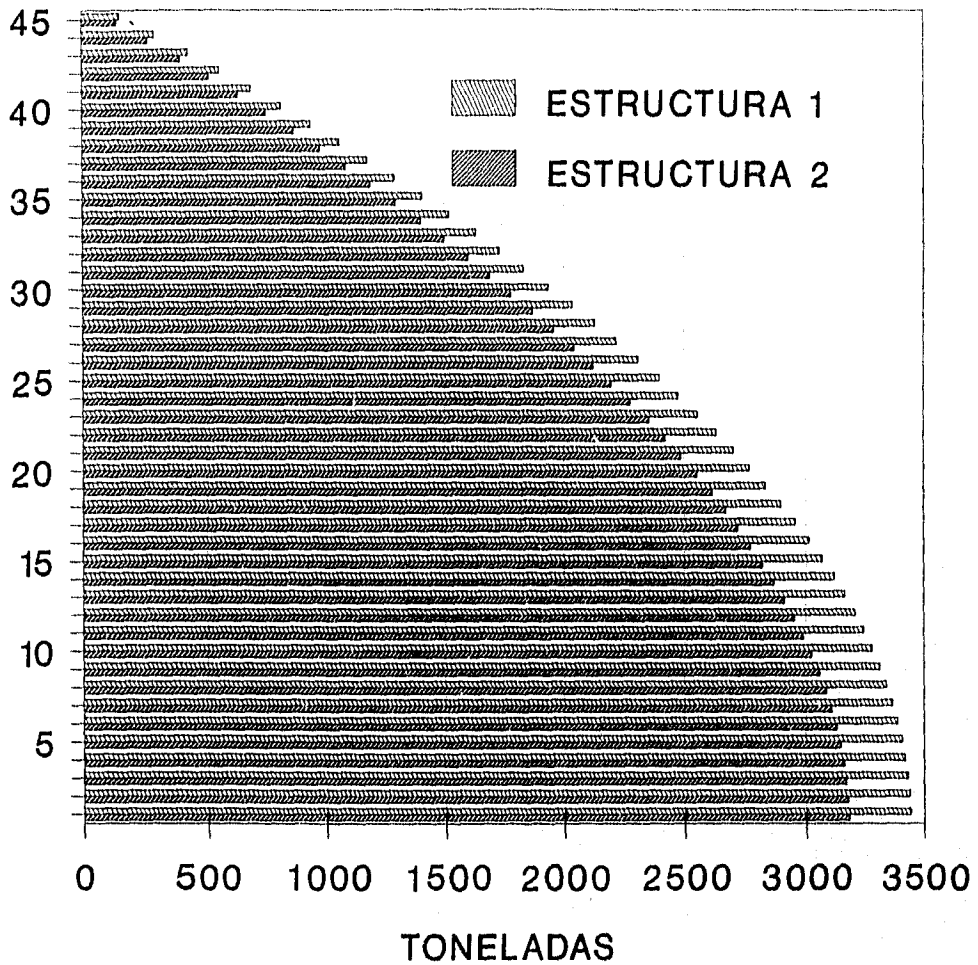


figura 2.5

5.-ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA EL ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL.

Para el análisis dinámico modal es necesario obtener primero el espectro de diseño, adoptando las siguientes hipótesis:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, (a), expresada como fracción de la gravedad, se define como:

hipótesis 1): $a = (1 + 3T/T_a)c/4$, para T menor que T_a

hipótesis 2): $a = c$, cuando T esta entre T_a y T_b

hipótesis 3): $a = qc$, cuando T excede a T_b y $q = (T_b/T)^r$

en las que:

T es el período natural de vibración; T , T_a y T_b están expresados en segundos; c es el coeficiente sísmico y r es un exponente que depende de la zona en la que halla la estructura.

Como se mencionó en el capítulo de clasificación según su Ubicación, la estructura se encuentra dentro de la Zona I que marca el Reglamento de Construcción del D.F. y para dicha zona los factores T_a , T_b , r y c toman los siguientes valores:

$$T_a = 0.20$$

$$T_b = 0.60$$

$$r = 1/2$$

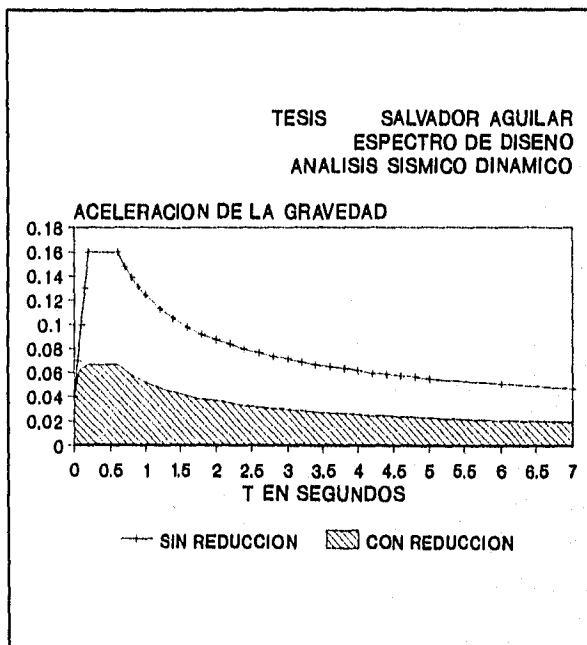
$$c = 0.16$$

De acuerdo con las expresiones anteriores, se obtuvo el espectro de aceleraciones para el análisis sísmico dinámico modal.

Con fines de diseño, las aceleraciones de espectro se redujeron dividiéndolas entre el factor reductor Q' . En el capítulo de reducción de fuerzas se mencionó que las N.T.C. de sismo, nos permiten reducir las fuerzas sísmicas dividiendo estas fuerzas entre el factor reductor Q' . El valor Q' se calculó como sigue:

$$Q' = Q \text{ debido a que } T \text{ fue mayor } T_a.$$

Siendo T , el período fundamental de las estructuras.



ESPECTRO DE ACELERACIONES figura 2.6

En la sección de reducción de fuerzas se mencionó que el edificio no cumple con los requisitos de regularidad que marca las N.T.C. de sismo y el valor de Q' se tuvo que multiplicar por 0.80.

A continuación se representa el Espectro de Diseño sin reducir y el reducido en forma gráfica.

En esta gráfica se puede ver como el espectro reducido toma la incertidumbre de la inelasticidad de la estructura.

6.-ANÁLISIS SISMICO DINÁMICO MODAL

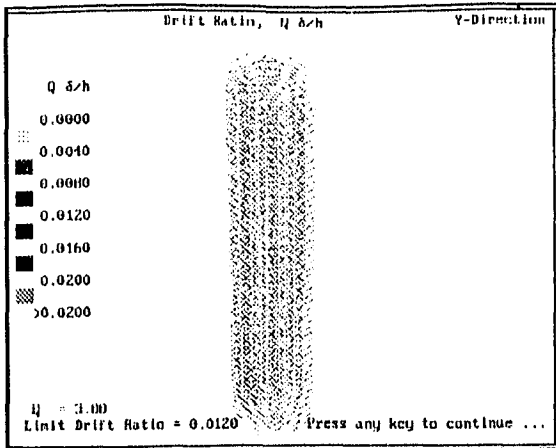
6.1.- GENERALIDADES

En la sección 2.1 de las N.T.C de sismo se establece que toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico, pero con carácter de obligatorio aquellas que su altura exceda de 60 mts. Los métodos aceptados de análisis dinámico son el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuesta a temblores específicos.

Para este trabajo, se utilizó el método de análisis modal, este método es de aplicación general cuando se requiere determinar la respuesta lineal de estructuras de varios grados de libertad; se basa en el hecho de que la respuesta total es la superposición de las respuestas de los diferentes modos naturales de vibración. De acuerdo a la sección 9.11 de las N.T.C de sismo, se incluyó el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual a 0.4 seg; en ningún caso se consideraron menos de los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis.

Para efectuar el análisis dinámico modal se procedió de la siguiente manera:

- a.- Se determinaron 30 modos de vibrar para cada estructura.
- b.- Se combinaron estos modos y así se obtuvo el comportamiento de la estructura ante la excitación dinámica tomando en cuenta la contribución de cada modo.
- c.- Se encontró el coeficiente de participación, con el cual se multiplicaron las respuestas independientes de cada uno de los modos y se encontraron las respuestas modales (S_i) donde (S_i , puede ser fuerza, cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc..)
- d.- Las respuestas totales (S) se calcularon con la expresión:
$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

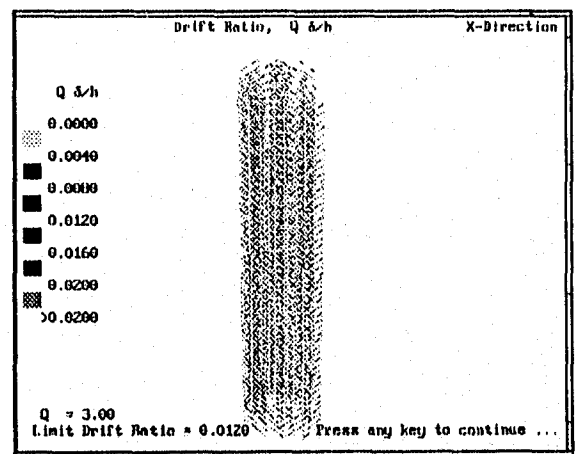


DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS DIRECCION X figura 2.7

En las siguientes imágenes se presentan los resultados del análisis dinámico. Entre los resultados más significativos se tienen el de los desplazamientos de los entrepisos como se puede apreciar en las gráficas de desplazamientos relativos y máximos, estos son menores del 0.012 de la altura del entrepiso. La mayoría de los entrepisos tienen un desplazamiento relativo de 0.004 de la

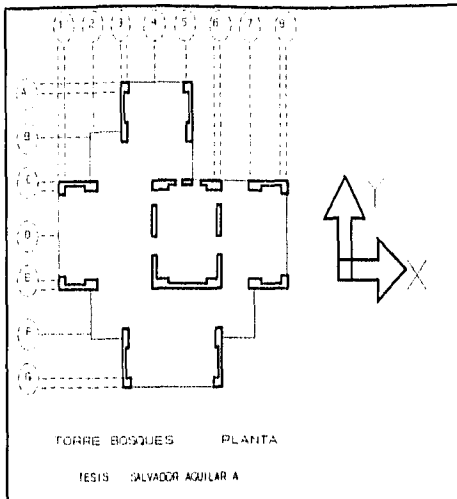
altura del entrepiso, este desplazamiento relativo está multiplicado por el factor de comportamiento sísmico Q, siendo Q igual a 3.0. El R.C.D.F. en el artículo 207 nos menciona que los desplazamientos calculados se deberán multiplicar por el factor de comportamiento sísmico Q.

También el Reglamento en el artículo 209, nos dice que los desplazamientos entre dos niveles consecutivos deben ser menores de 0.012 de la altura del entrepiso. Así, la estructura 1 y 2 cumplen con lo requerido por el Reglamento en cuanto a desplazamientos. En esta imagen se muestran las gráficas donde se puede apreciar como los desplazamientos relativos y los acumulados están muy por debajo de los máximos permisibles que marca el Reglamento.



DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS DIRECCION Y figura 2.8

El Reglamento nos limita los desplazamientos relativos de una estructura.



PLANTA PARA VER DIRECCION
"X" y "Y" figura 2.9

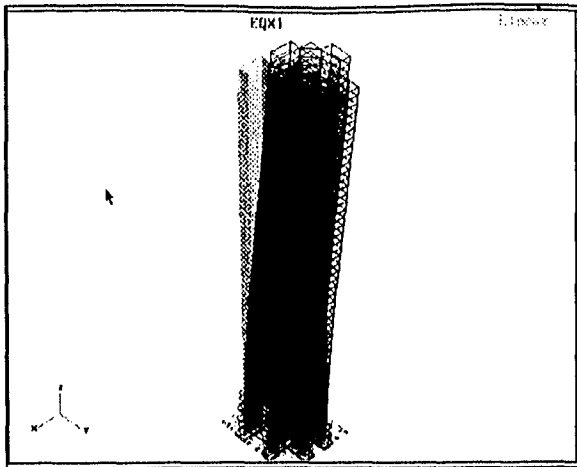
En lo que se refiere a períodos naturales de vibración, no existen límites. En los períodos naturales de vibración existe sin embargo un valor empírico recomendable, el cual nos dice que el período fundamental o primer modo de vibrar debe de ser igual a un décimo del número de pisos de una estructura. En este caso tenemos que con 45 pisos arriba de la banqueta, el período fundamental para cada dirección debería estar cerca de 4.5 seg. y para la estructura 1 y 2 tenemos que efectivamente el período fundamental de

ambas estructuras es menor de 4.5 seg. por lo que se puede pensar en estructuras rígidas.

ESTRUCTURA 1	PERIODO	ESTRUCTURA 2	PERIODO
DIRECCION Y	4.10 seg	DIRECCION Y	3.855 seg
DIRECCION X	3.66 seg	DIRECCION X	3.432 seg
DIRECCION Z	1.02 seg	DIRECCION Z	0.965 seg

Se puede apreciar que la dirección mas flexible es la "Y". En esta dirección las estructuras son menos rígidas. Es por esta razón que los muros centrales de los eje 4 y 6 son mas anchos que los demás muros del edificio. En la dirección "X" las estructuras tienen un menor período, es decir, tienen mayor rigidez.

Se puede apreciar también que la estructura 2 tiene mayor rigidez que la estructura 1. Cabe mencionar, que ambas estructuras no tuvieron ningún problema por desplazamiento como se mencionó anteriormente, las secciones de la estructura 2 ya no se pudieron reducir más por cuestiones de esfuerzos.



DEFORMACIONES POR SISMO EN LA DIRECCION X ESTRUCTURA 1 figura 2.10

Una vez obtenido el cortante dinámico se realizó la revisión por cortante basal, que marca la N.T.C. de sismo. El cortante dinámico fue menor que $0.80aW_0/Q'$; y posteriormente se incrementaron todas las fuerzas de diseño y desplazamientos en una proporción tal que V_0 se igualó con este valor.

A continuación se muestra una tabla donde se pueden apreciar los cortantes dinámicos y el cortante final, que fué el cortante por revisión basal. Con estas fuerzas se obtuvieron los elementos mecánicos para el sismo, los cuales se combinaron para obtener los elementos de diseño. En la gráfica de la derecha se muestran las deformaciones que se presentarán en la estructura 1.

ESTRUCTURA 1 DIRECCION X
DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS
ANALISIS SISMICO DINAMICO

PISO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO (CMS)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO *Q=3 (CMS)	PORCENTAJE DE DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (CMS)	DESPLAZAMIENTO ACUMULADO *Q=3.0 (CMS)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (CMS)
45	0.4399	1.3197	0.0036	4.3920	52.4565	202.0320
44	0.4422	1.3266	0.0036	4.3920	51.1368	197.6400
43	0.4444	1.3332	0.0036	4.3920	49.8102	193.2480
42	0.4469	1.3407	0.0037	4.3920	48.4770	188.8560
41	0.4497	1.3491	0.0037	4.3920	47.1363	184.4640
40	0.4524	1.3572	0.0037	4.3920	45.7872	180.0720
39	0.4550	1.3650	0.0037	4.3920	44.4300	175.6800
38	0.4574	1.3722	0.0037	4.3920	43.0650	171.2880
37	0.4594	1.3782	0.0038	4.3920	41.6928	166.8960
36	0.4611	1.3833	0.0038	4.3920	40.3148	162.5040
35	0.4620	1.3860	0.0038	4.3920	38.9313	158.1120
34	0.4627	1.3881	0.0038	4.3920	37.5453	153.7200
33	0.4628	1.3884	0.0038	4.3920	36.1572	149.3280
32	0.4625	1.3875	0.0038	4.3920	34.7688	144.9360
31	0.4612	1.3838	0.0038	4.3920	33.3813	140.5440
30	0.4579	1.3737	0.0038	4.3920	31.9977	136.1520
29	0.4581	1.3683	0.0037	4.3920	30.6240	131.7600
28	0.4540	1.3620	0.0037	4.3920	29.2557	127.3680
27	0.4514	1.3542	0.0037	4.3920	27.8937	122.9760
26	0.4484	1.3452	0.0037	4.3920	26.5395	118.5840
25	0.4448	1.3344	0.0036	4.3920	25.1943	114.1920
24	0.4406	1.3216	0.0036	4.3920	23.8599	109.8000
23	0.4361	1.3083	0.0036	4.3920	22.5381	105.4080
22	0.4310	1.2930	0.0035	4.3920	21.2298	101.0160
21	0.4254	1.2762	0.0035	4.3920	19.9368	96.6240
20	0.4190	1.2570	0.0034	4.3920	18.6608	92.2320
19	0.4120	1.2360	0.0034	4.3920	17.4038	87.8400
18	0.4041	1.2123	0.0033	4.3920	16.1676	83.4480
17	0.3955	1.1865	0.0032	4.3920	14.9553	79.0560
16	0.3858	1.1568	0.0032	4.3920	13.7688	74.6640
15	0.3748	1.1238	0.0031	4.3920	12.6120	70.2720
14	0.3640	1.0920	0.0030	4.3920	11.4882	65.8800
13	0.3528	1.0584	0.0029	4.3920	10.3962	61.4880
12	0.3404	1.0212	0.0028	4.3920	9.3378	57.0960
11	0.3283	0.9849	0.0027	4.3920	8.3168	52.7040
10	0.3150	0.9450	0.0026	4.3920	7.3317	48.3120
9	0.3008	0.9018	0.0025	4.3920	6.3867	43.9200
8	0.2851	0.8553	0.0023	4.3920	5.4849	39.5280
7	0.2683	0.8049	0.0022	4.3920	4.6298	35.1360
6	0.2504	0.7512	0.0021	4.3920	3.8247	30.7440
5	0.2311	0.6933	0.0019	4.3920	3.0735	26.3520
4	0.2102	0.6308	0.0017	4.3920	2.3802	21.9600
3	0.1875	0.5625	0.0015	4.3920	1.7498	17.5680
2	0.1625	0.4875	0.0013	4.3920	1.1871	13.1760
1	0.1340	0.4020	0.0011	4.3920	0.6998	8.7840
PB	0.0992	0.2976	0.0008	4.3920	0.2976	4.3920

TABLA 2.7

**ESTRUCTURA 1 DIRECCION Y
DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPIOS
ANALISIS SISMICO DINAMICO**

PISO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO (CMS)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO *Q=3 (CMS)	PORCENTAJE DE DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (CMS)	DESPLAZAMIENTO ACUMULADO *Q=3.0 (CMS)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (CMS)
45	0.3749	1.1247	0.0031	4.3920	45.9690	202.0320
44	0.3808	1.1424	0.0031	4.3920	44.8743	197.6400
43	0.3848	1.1544	0.0032	4.3920	43.7319	193.2480
42	0.3889	1.1667	0.0032	4.3920	42.5775	188.8560
41	0.3927	1.1781	0.0032	4.3920	41.4108	184.4640
40	0.3963	1.1889	0.0032	4.3920	40.2327	180.0720
39	0.3995	1.1985	0.0033	4.3920	39.0438	175.6800
38	0.4024	1.2072	0.0033	4.3920	37.8453	171.2880
37	0.4047	1.2141	0.0033	4.3920	36.6381	166.8960
36	0.4067	1.2201	0.0033	4.3920	35.4240	162.5040
35	0.4068	1.2204	0.0033	4.3920	34.2039	158.1120
34	0.4073	1.2219	0.0033	4.3920	32.9835	153.7200
33	0.4075	1.2225	0.0033	4.3920	31.7816	149.3280
32	0.4071	1.2213	0.0033	4.3920	30.5391	144.9360
31	0.4055	1.2165	0.0033	4.3920	29.3178	140.5440
30	0.4028	1.2084	0.0033	4.3920	28.1013	136.1520
29	0.4012	1.2036	0.0033	4.3920	26.8929	131.7600
28	0.3993	1.1979	0.0033	4.3920	25.6893	127.3680
27	0.3971	1.1913	0.0033	4.3920	24.4914	122.9760
26	0.3944	1.1832	0.0032	4.3920	23.3001	118.5840
25	0.3914	1.1742	0.0032	4.3920	22.1169	114.1920
24	0.3865	1.1595	0.0032	4.3920	20.9427	109.8000
23	0.3823	1.1469	0.0031	4.3920	19.7832	105.4080
22	0.3778	1.1334	0.0031	4.3920	18.6363	101.0160
21	0.3728	1.1184	0.0031	4.3920	17.5029	96.6240
20	0.3673	1.1019	0.0030	4.3920	16.3845	92.2320
19	0.3611	1.0833	0.0030	4.3920	15.2826	87.8400
18	0.3543	1.0629	0.0029	4.3920	14.1993	83.4480
17	0.3467	1.0401	0.0028	4.3920	13.1364	79.0560
16	0.3377	1.0131	0.0028	4.3920	12.0963	74.6640
15	0.3275	0.9825	0.0027	4.3920	11.0832	70.2720
14	0.3185	0.9555	0.0028	4.3920	10.1007	65.8800
13	0.3089	0.9287	0.0025	4.3920	9.1452	61.4880
12	0.2971	0.8913	0.0024	4.3920	8.2185	57.0960
11	0.2863	0.8589	0.0023	4.3920	7.3272	52.7040
10	0.2747	0.8241	0.0023	4.3920	6.4683	48.3120
9	0.2623	0.7869	0.0022	4.3920	5.6442	43.9200
8	0.2491	0.7473	0.0020	4.3920	4.8573	39.5280
7	0.2350	0.7050	0.0019	4.3920	4.1100	35.1360
6	0.2199	0.6597	0.0018	4.3920	3.4050	30.7440
5	0.2038	0.6108	0.0017	4.3920	2.7453	26.3520
4	0.1859	0.5577	0.0015	4.3920	2.1345	21.9600
3	0.1668	0.5004	0.0014	4.3920	1.5768	17.5680
2	0.1458	0.4374	0.0012	4.3920	1.0764	13.1760
1	0.1218	0.3654	0.0010	4.3920	0.6390	8.7840
PB	0.0912	0.2738	0.0007	4.3920	0.2738	4.3920

TABLA 28

ESTRUCTURA 2 DIRECCION X

**DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS
ANALISIS SISMICO DINAMICO**

PISO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO (CMS)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO *Q=3 (CMS)	PORCENTAJE DE DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (CMS)	DESPLAZAMIENTO ACUMULADO *Q=3.0 (CMS)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (CMS)
45	0.4079	1.2237	0.0033	4.3920	46.4133	202.0320
44	0.4103	1.2309	0.0034	4.3920	45.1896	197.6400
43	0.4125	1.2375	0.0034	4.3920	43.9587	193.2480
42	0.4149	1.2447	0.0034	4.3920	42.7212	188.8560
41	0.4172	1.2516	0.0034	4.3920	41.4765	184.4640
40	0.4191	1.2573	0.0034	4.3920	40.2249	180.0720
39	0.4207	1.2621	0.0034	4.3920	38.9676	175.6800
38	0.4217	1.2651	0.0035	4.3920	37.7055	171.2880
37	0.4221	1.2663	0.0035	4.3920	36.4404	166.8960
36	0.4220	1.2660	0.0035	4.3920	35.1741	162.5040
35	0.4209	1.2627	0.0035	4.3920	33.9081	158.1120
34	0.4195	1.2585	0.0034	4.3920	32.6454	153.7200
33	0.4175	1.2525	0.0034	4.3920	31.3869	149.3280
32	0.4148	1.2444	0.0034	4.3920	30.1344	144.9360
31	0.4111	1.2333	0.0034	4.3920	28.8900	140.5440
30	0.4054	1.2162	0.0033	4.3920	27.6587	136.1520
29	0.4020	1.2060	0.0033	4.3920	26.4405	131.7600
28	0.3984	1.1952	0.0033	4.3920	25.2345	127.3680
27	0.3945	1.1835	0.0032	4.3920	24.0393	122.9760
26	0.3903	1.1709	0.0032	4.3920	22.8558	118.5840
25	0.3862	1.1586	0.0032	4.3920	21.6849	114.1920
24	0.3809	1.1427	0.0031	4.3920	20.5263	109.8000
23	0.3761	1.1283	0.0031	4.3920	19.3838	105.4080
22	0.3707	1.1121	0.0030	4.3920	18.2553	101.0160
21	0.3652	1.0956	0.0030	4.3920	17.1432	96.6240
20	0.3592	1.0776	0.0029	4.3920	16.0476	92.2320
19	0.3528	1.0584	0.0029	4.3920	14.9700	87.8400
18	0.3458	1.0374	0.0028	4.3920	13.9116	83.4480
17	0.3382	1.0146	0.0028	4.3920	12.8742	79.0560
16	0.3298	0.9894	0.0027	4.3920	11.8596	74.6640
15	0.3206	0.9616	0.0026	4.3920	10.8702	70.2720
14	0.3116	0.9348	0.0026	4.3920	9.9084	65.8800
13	0.3021	0.9063	0.0025	4.3920	8.9736	61.4880
12	0.2919	0.8757	0.0024	4.3920	8.0673	57.0960
11	0.2816	0.8448	0.0023	4.3920	7.1916	52.7040
10	0.2704	0.8112	0.0022	4.3920	6.3468	48.3120
9	0.2585	0.7755	0.0021	4.3920	5.5356	43.9200
8	0.2456	0.7368	0.0020	4.3920	4.7601	39.5280
7	0.2315	0.6945	0.0019	4.3920	4.0233	35.1360
6	0.2165	0.6495	0.0018	4.3920	3.3288	30.7440
5	0.2003	0.6009	0.0016	4.3920	2.6793	26.3520
4	0.1826	0.5478	0.0015	4.3920	2.0784	21.9600
3	0.1633	0.4899	0.0013	4.3920	1.5306	17.5680
2	0.1419	0.4257	0.0012	4.3920	1.0407	13.1760
1	0.1176	0.3528	0.0010	4.3920	0.6150	8.7840
PB	0.0874	0.2622	0.0007	4.3920	0.2622	4.3920

TABLA 2.9

**ESTRUCTURA 2 DIRECCION Y
DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS
ANALISIS SISMICO DINAMICO**

PISO	DESPLAZAMIENTO RELATIVO (CMS)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO *Q=3 (CMS)	PORCENTAJE DE DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (CMS)	DESPLAZAMIENTO ACUMULADO *Q=3.0 (CMS)	DESPLAZAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE (CMS)
45	0.3425	1.0275	0.0028	4.3920	40.4838	202.0320
44	0.3488	1.0464	0.0029	4.3920	39.4563	197.6400
43	0.3529	1.0587	0.0029	4.3920	38.4099	193.2480
42	0.3569	1.0707	0.0029	4.3920	37.3512	188.8560
41	0.3605	1.0815	0.0030	4.3920	36.2805	184.4640
40	0.3635	1.0905	0.0030	4.3920	35.1990	180.0720
39	0.3659	1.0977	0.0030	4.3920	34.1085	175.6800
38	0.3677	1.1031	0.0030	4.3920	33.0108	171.2880
37	0.3689	1.1067	0.0030	4.3920	31.9077	166.8960
36	0.3695	1.1085	0.0030	4.3920	30.8010	162.5040
35	0.3678	1.1034	0.0030	4.3920	29.6925	158.1120
34	0.3669	1.1007	0.0030	4.3920	28.5891	153.7200
33	0.3655	1.0965	0.0030	4.3920	27.4884	149.3280
32	0.3635	1.0905	0.0030	4.3920	26.3919	144.9360
31	0.3597	1.0791	0.0029	4.3920	25.3014	140.5440
30	0.3540	1.0620	0.0029	4.3920	24.2223	136.1520
29	0.3513	1.0539	0.0029	4.3920	23.1603	131.7600
28	0.3484	1.0452	0.0029	4.3920	22.1064	127.3680
27	0.3453	1.0359	0.0028	4.3920	21.0612	122.9760
26	0.3422	1.0266	0.0028	4.3920	20.0253	118.5840
25	0.3390	1.0170	0.0028	4.3920	18.9987	114.1920
24	0.3331	0.9993	0.0027	4.3920	17.9817	109.8000
23	0.3290	0.9870	0.0027	4.3920	16.9824	105.4080
22	0.3245	0.9735	0.0027	4.3920	15.9954	101.0160
21	0.3197	0.9591	0.0026	4.3920	15.0219	96.6240
20	0.3146	0.9438	0.0026	4.3920	14.0628	92.2320
19	0.3090	0.9270	0.0025	4.3920	13.1190	87.8400
18	0.3030	0.9090	0.0025	4.3920	12.1920	83.4480
17	0.2964	0.8892	0.0024	4.3920	11.2830	79.0560
16	0.2888	0.8664	0.0024	4.3920	10.3938	74.6640
15	0.2804	0.8412	0.0023	4.3920	9.5274	70.2720
14	0.2727	0.8181	0.0022	4.3920	8.6862	65.8800
13	0.2646	0.7938	0.0022	4.3920	7.8681	61.4880
12	0.2542	0.7628	0.0021	4.3920	7.0743	57.0960
11	0.2452	0.7358	0.0020	4.3920	6.3117	52.7040
10	0.2354	0.7062	0.0019	4.3920	5.5761	48.3120
9	0.2250	0.6750	0.0018	4.3920	4.8699	43.9200
8	0.2140	0.6420	0.0018	4.3920	4.1949	39.5280
7	0.2020	0.6060	0.0017	4.3920	3.5529	35.1360
6	0.1894	0.5682	0.0016	4.3920	2.9499	30.7440
5	0.1758	0.5268	0.0014	4.3920	2.3787	26.3520
4	0.1607	0.4821	0.0013	4.3920	1.8519	21.9600
3	0.1444	0.4332	0.0012	4.3920	1.3696	17.5680
2	0.1265	0.3795	0.0010	4.3920	0.9366	13.1760
1	0.1060	0.3180	0.0009	4.3920	0.5571	8.7840
PB	0.0797	0.2391	0.0007	4.3920	0.2391	4.3920

TABLA 2.10

ESTRUCTURA 1

CORTANTE DINAMICO

X=799.59 TON
Y=798.44 TON

CORTANTE BASAL

X=1,053.84 TON
Y=1,114.69 TON

FACTOR DE AMPLIFICACION DEL CORTANTE BASAL

direccion x=1,053.84/799.59=1.32
direccion y=1,114.69/798.44=1.40

CORTANTE BASAL

DIRECCION X			DIRECCION Y		
PISO	FUERZA	CORTAN	PISO	FUERZA	CORTAN
45	72.77	72.77	45	79.61	79.61
44	62.72	135.49	44	69.29	148.90
43	56.41	191.90	43	62.97	211.87
42	50.25	242.15	42	56.66	268.53
41	44.43	286.58	41	50.63	319.18
40	39.15	325.73	40	45.04	364.20
39	34.52	360.25	39	40.04	404.24
38	30.62	390.67	38	35.75	439.99
37	27.45	418.32	37	32.20	472.19
36	25.02	443.34	36	29.34	501.53
35	24.01	467.35	35	28.04	529.57
34	22.69	490.04	34	28.32	555.89
33	21.70	511.74	33	24.94	580.83
32	20.94	532.68	32	23.72	604.55
31	20.26	552.94	31	22.61	627.16
30	20.18	573.12	30	22.11	649.27
29	19.71	592.83	29	21.14	670.41
28	19.22	612.05	28	20.12	690.53
27	18.79	630.64	27	19.19	709.72
26	18.45	649.29	26	18.37	728.09
25	18.21	667.50	25	17.70	745.79
24	18.71	686.21	24	17.81	763.60
23	18.78	704.99	23	17.61	781.21
22	18.89	723.88	22	17.53	798.74
21	19.04	742.92	21	17.54	816.28
20	19.13	762.05	20	17.55	833.83
19	19.15	781.20	19	17.55	851.38
18	19.06	800.26	18	17.48	868.86
17	18.87	819.13	17	17.32	886.18
16	18.57	837.70	16	17.10	903.28
15	18.37	856.07	15	16.97	920.25
14	18.03	874.10	14	16.75	937.00
13	17.65	891.75	13	16.52	953.52
12	17.84	909.59	12	16.84	970.36
11	17.51	927.10	11	16.71	987.07
10	17.13	944.23	10	16.57	1003.64
9	16.70	960.93	9	16.36	1020.00
8	16.12	977.05	8	15.97	1035.97
7	15.34	992.39	7	15.39	1051.36
6	14.31	1006.70	6	14.52	1065.88
5	13.01	1019.71	5	13.31	1079.19
4	11.42	1031.13	4	11.79	1090.98
3	9.59	1040.72	3	9.97	1100.95
2	7.59	1048.31	2	7.94	1108.89
1	5.53	1053.84	1	5.80	1114.69

TABLA 2.11

ESTRUCTURA 2

CORTANTE DINAMICO

X=910.41 TON
Y=941.22 TON

CORTANTE BASAL

X=993.82 TON
Y=1,054.67 TON

FACTOR DE AMPLIFICACION DEL CORTANTE BASAL

direccion x=993.82/910.41=1.09

direccion y=1,054.67/941.22=1.12

CORTANTE BASAL

DIRECCION X			DIRECCION Y		
PISO	FUERZA	CORTAN	PISO	FUERZA	CORTAN
45	82.09	82.09	45	84.66	84.66
44	69.11	151.20	44	72.26	156.92
43	60.66	211.86	43	64.41	221.33
42	52.34	264.20	42	56.52	277.85
41	44.43	308.63	41	48.93	326.78
40	37.20	345.83	40	41.90	368.68
39	30.79	376.62	39	35.65	404.33
38	25.37	401.99	38	30.32	434.65
37	21.00	422.99	37	25.98	460.63
36	17.62	440.61	36	22.57	483.20
35	15.60	456.21	35	20.60	503.80
34	13.85	470.06	34	18.73	522.53
33	12.64	482.70	33	17.30	539.83
32	11.76	494.46	32	18.12	555.95
31	11.30	505.76	31	15.35	571.30
30	10.80	516.56	30	14.43	585.73
29	10.52	527.08	29	13.67	599.40
28	10.36	537.44	28	12.96	612.36
27	10.38	547.82	27	12.40	624.76
26	10.61	558.43	26	12.09	636.85
25	11.11	569.54	25	12.03	648.88
24	12.39	581.93	24	12.81	661.69
23	13.52	595.45	23	13.50	675.19
22	14.76	610.21	22	14.34	689.53
21	16.01	626.22	21	15.26	704.79
20	17.15	643.37	20	16.14	720.93
19	18.15	661.52	19	16.95	737.88
18	18.94	680.46	18	17.60	755.48
17	19.52	699.98	17	18.09	773.57
16	20.12	720.10	16	18.65	792.22
15	20.37	740.47	15	18.90	811.12
14	20.60	761.07	14	19.18	830.30
13	20.73	781.80	13	19.39	849.69
12	21.59	803.39	12	20.29	869.98
11	21.72	825.11	11	20.56	890.54
10	21.75	846.88	10	20.72	911.26
9	21.60	868.48	9	20.71	931.97
8	21.19	889.65	8	20.43	952.40
7	20.42	910.07	7	19.78	972.18
6	19.25	929.32	6	18.71	990.89
5	17.62	946.94	5	17.91	1008.80
4	15.57	962.51	4	15.22	1024.02
3	13.15	975.68	3	12.88	1036.90
2	10.47	986.13	2	10.26	1047.16
1	7.69	993.82	1	7.51	1054.67

TABLA 2.12

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DIRECCION X ANALISIS DINAMICO

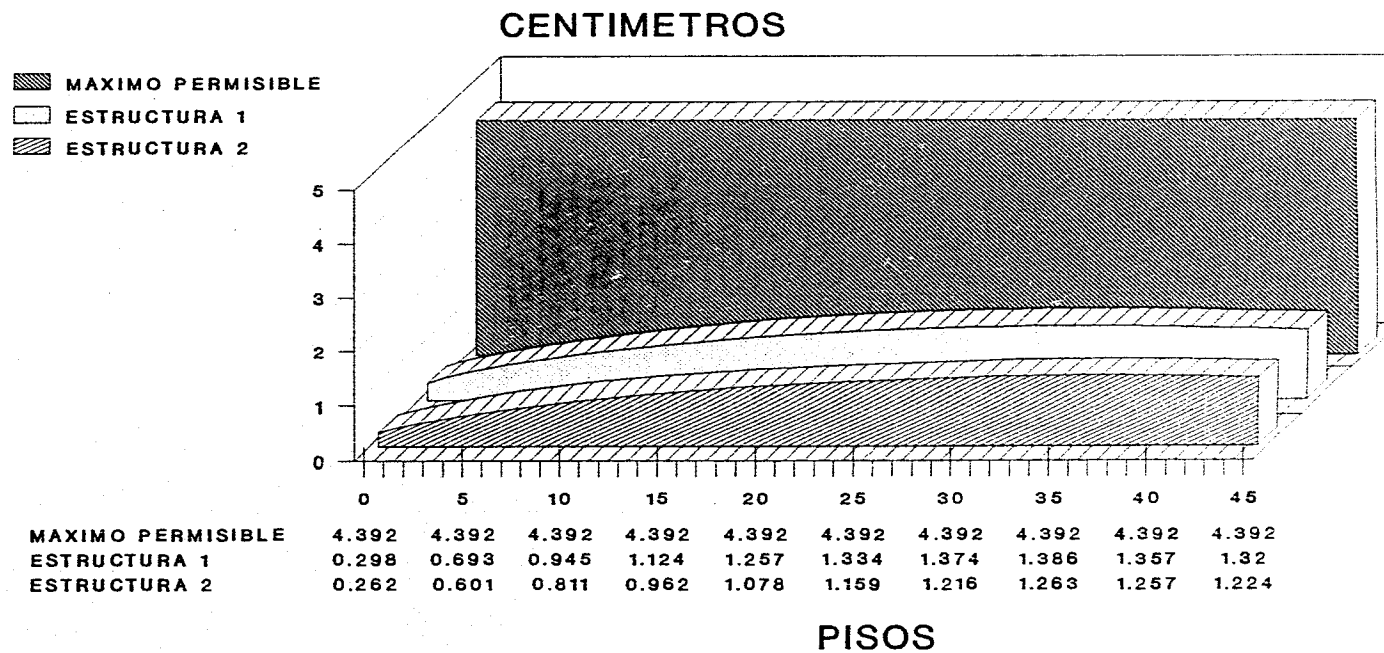


figura 2.11

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS DIRECCION X ANALISIS DINAMICO

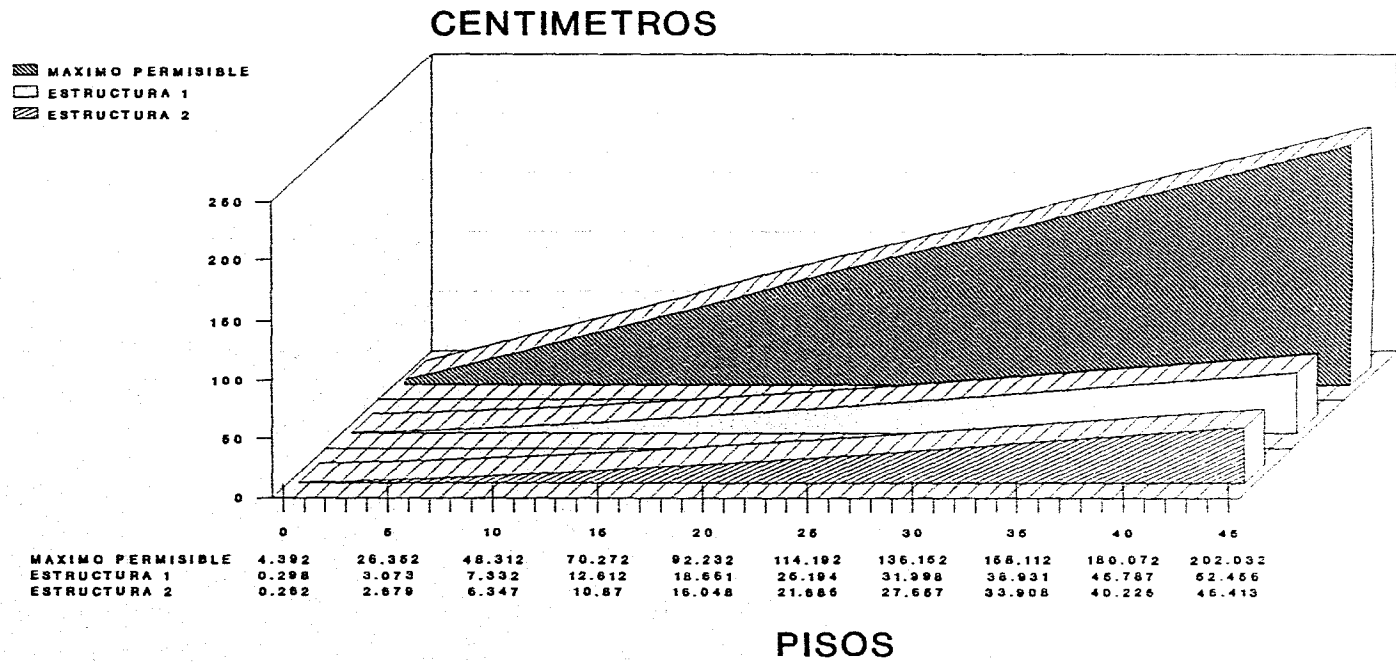


figura 2.12

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DIRECCION Y ANALISIS DINAMICO

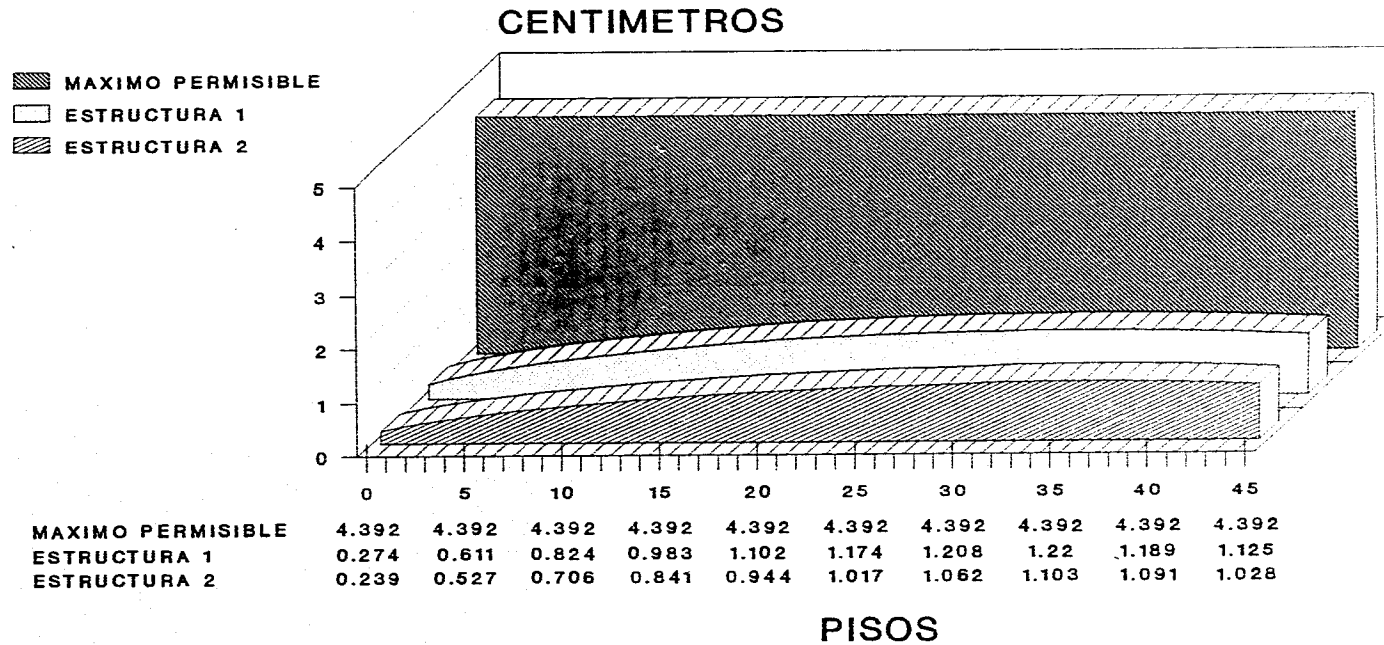


figura 2.13

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS DIRECCION Y ANALISIS DINAMICO

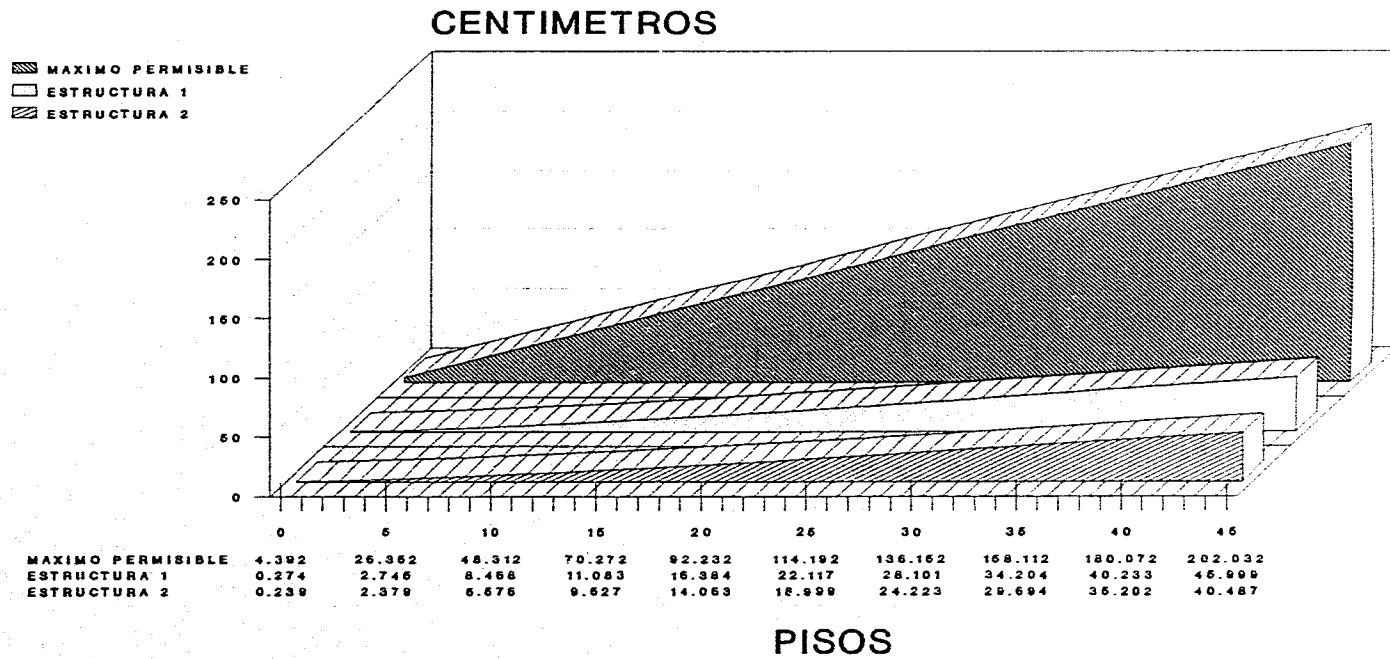


figura 2.14

CORTANTE DE DISEÑO ESTRUCTURA 1 CORTANTE BASAL

PISOS

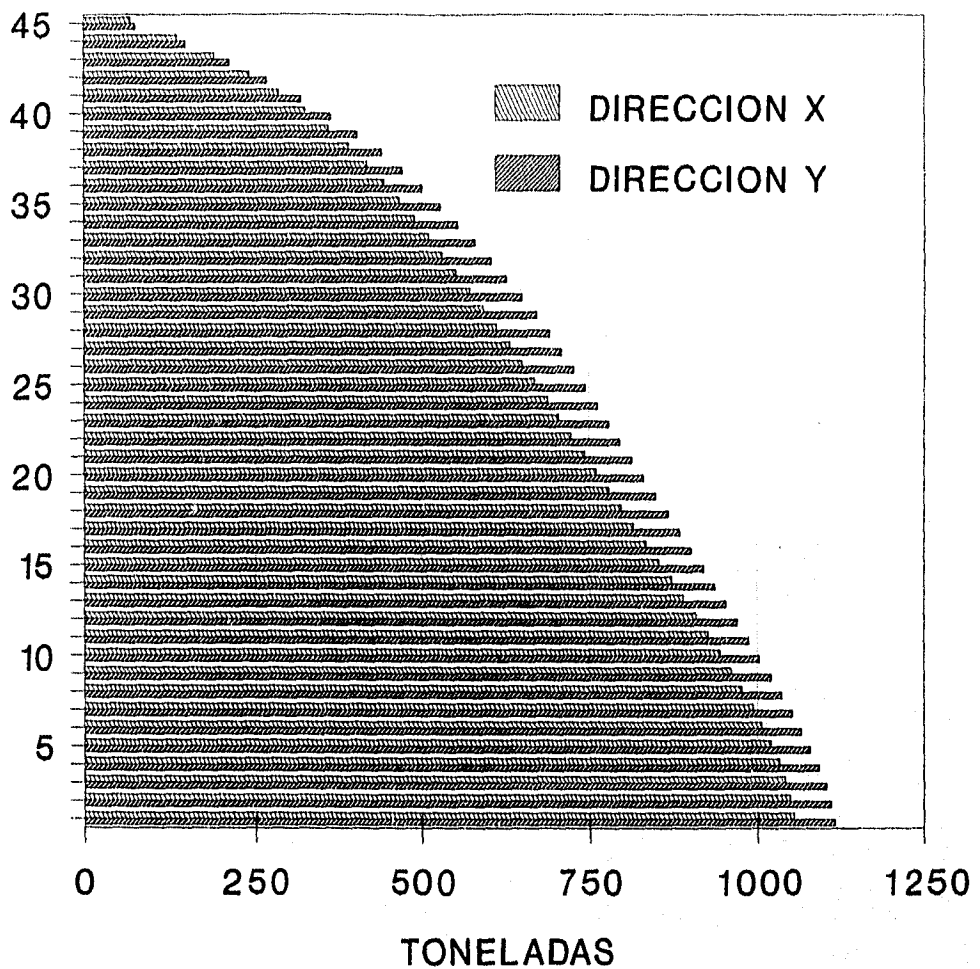


figura 2.15

CORTANTE DE DISEÑO ESTRUCTURA 2 CORTANTE BASAL

PISOS

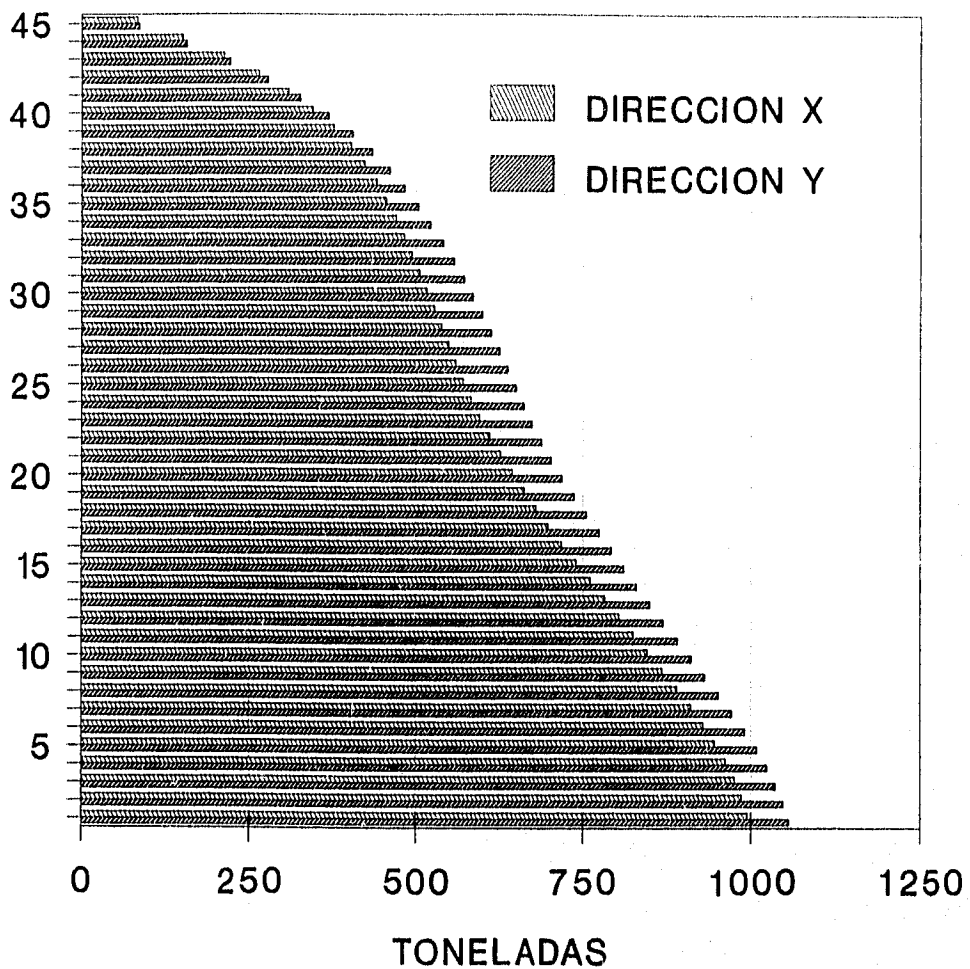


figura 2.16

FUERZAS CORTANTES

ESTRUCTURA 1

DINAMICO Y ESTATICO

PISOS

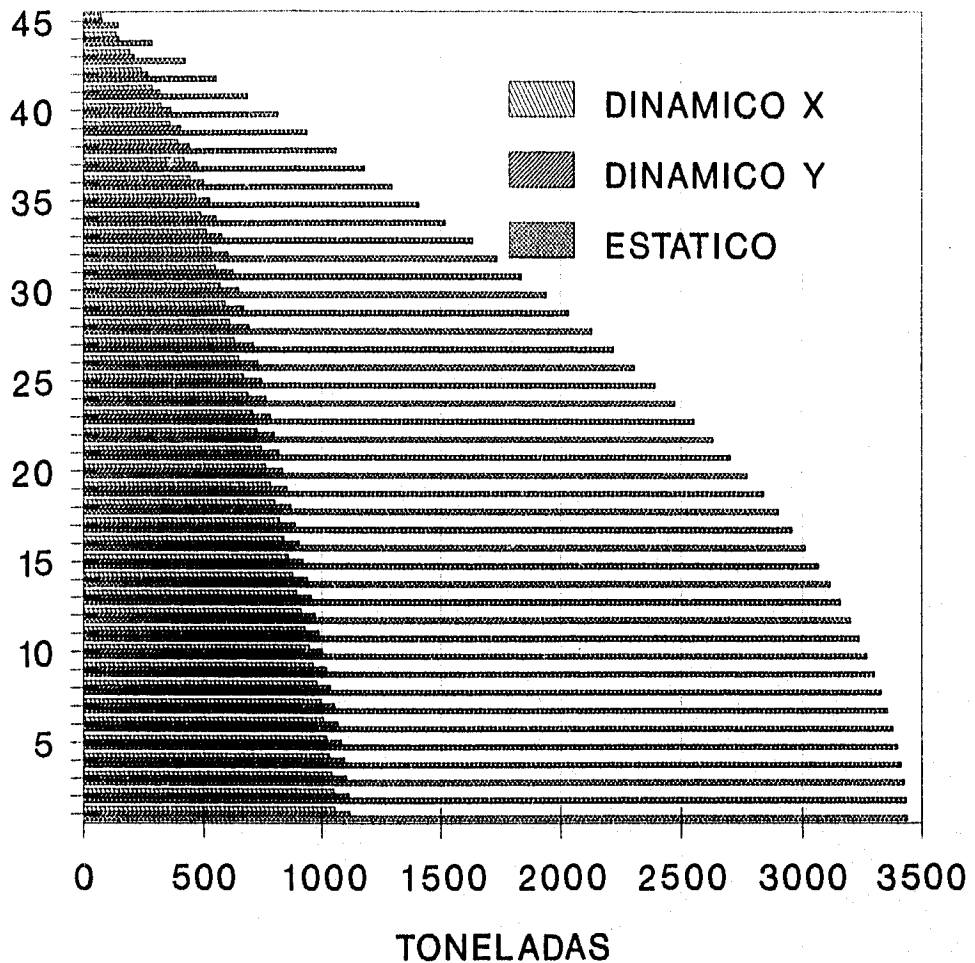


figura 2.17

FUERZA CORTANTE

ESTRUCTURA 2

DINAMICO Y ESTATICO

PISOS

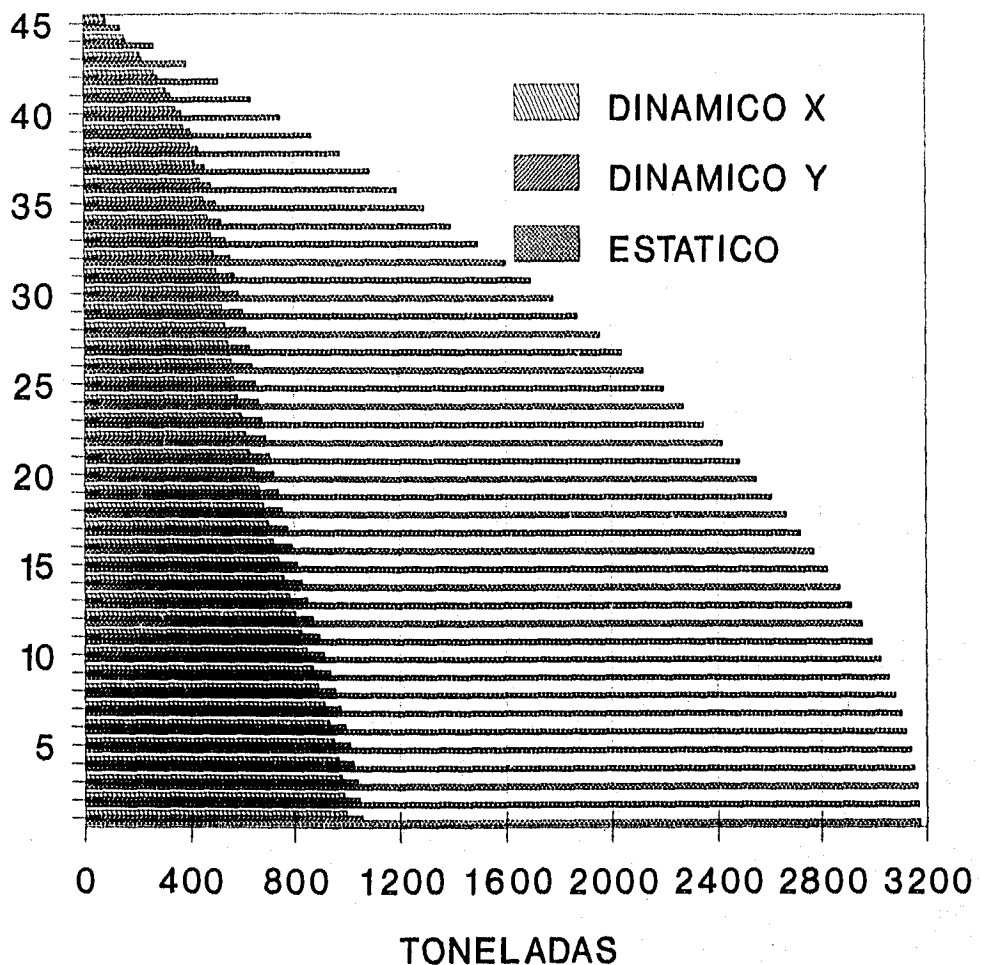


figura 2.18

E.-ANÁLISIS POR VIENTO.

En el artículo 185 del R.C.D.F., se menciona que en el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo.

El efecto del viento debe analizarse en relación con las fuerzas que se inducen sobre el sistema principal de la estructura y que por lo tanto, afectan la estabilidad global de ésta. El viento puede actuar en cualquier dirección que produce efectos desfavorables en la estructura.

En la estructura 1 y 2 se revisó la seguridad de la estructura ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones), producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural, de acuerdo a las N.T.C. de Viento.

Ahora bien, después de haber obtenido los valores de las presiones, las fuerzas y los cortantes del viento y comparándolos con los cortantes de sismo se infiere que el cortante de viento NO RIGE dentro del diseño de la estructura pues en los niveles superiores, es decir del nivel +35 al nivel azotea, los cortantes de sismo son más de 10 veces superiores, que es en donde las fuerzas de viento tienen sus máximos valores. El cortante y las fuerzas predominante para el diseño por acciones accidentales serán por sismo. La revisión por viento es necesaria en edificios altos, ya que se debe considerar el efecto del viento pero en esta estructura en particular el cortante de viento no es significativo para el diseño.

A continuación se muestran una tabla con los valores de las fuerzas cortantes por viento y dos gráficas, en una de las cuales se hace una comparación con el análisis sísmico estático.

ANALISIS POR VIENTO FUERZAS CORTANTES

PISO	ALTURA	ALTURA ACUMULADA	PRESION	FUERZA	CORTANTE
45	3.66	3.66	84.14	10.33	10.33
44	3.66	7.32	83.61	10.27	20.60
43	3.66	10.98	83.08	10.20	30.80
42	3.66	14.64	82.53	10.13	40.93
41	3.66	18.30	81.98	10.07	51.00
40	3.66	21.96	81.41	10.00	61.00
39	3.66	25.62	80.84	9.93	70.93
38	3.66	29.28	80.25	9.85	80.78
37	3.66	32.94	79.65	9.78	90.56
36	3.66	36.60	79.04	9.71	100.27
35	3.66	40.26	78.42	9.63	109.90
34	3.66	43.92	77.79	9.55	119.45
33	3.66	47.58	77.14	9.47	128.92
32	3.66	51.24	76.48	9.39	138.31
31	3.66	54.90	75.80	9.31	147.62
30	3.66	58.56	75.11	9.22	156.84
29	3.66	62.22	74.40	9.14	165.98
28	3.66	65.88	73.67	9.05	175.03
27	3.66	69.54	72.93	8.96	183.99
26	3.66	73.20	72.16	8.86	192.85
25	3.66	76.86	71.37	8.76	201.61
24	3.66	80.52	70.56	8.66	210.27
23	3.66	84.18	69.73	8.56	218.83
22	3.66	87.84	68.86	8.46	227.29
21	3.66	91.50	67.97	8.35	235.64
20	3.66	95.16	67.05	8.23	243.87
19	3.66	98.82	66.09	8.12	251.99
18	3.66	102.48	65.10	7.99	259.98
17	3.66	106.14	64.07	7.87	267.85
16	3.66	109.80	62.99	7.73	275.58
15	3.66	113.46	61.86	7.60	283.18
14	3.66	117.12	60.68	7.45	290.63
13	3.66	120.78	59.43	7.30	297.93
12	3.66	124.44	58.11	7.14	305.07
11	3.66	128.10	56.71	6.96	312.03
10	3.66	131.76	55.22	6.78	318.81
9	3.66	135.42	53.62	6.58	325.39
8	3.66	139.08	51.88	6.37	331.76
7	3.66	142.74	49.97	6.14	337.90
6	3.66	146.40	47.86	5.88	343.78
5	3.66	150.06	45.48	5.58	349.36
4	3.66	153.72	42.73	5.25	354.61
3	3.66	157.38	39.42	4.84	359.45
2	3.66	161.04	35.19	4.32	363.77
1	3.66	164.70	28.98	3.56	367.33

TABLA 2.13

ANALISIS ESTATICO Y ANALISIS POR VIENTO

FUERZAS CORTANTES

ESTRUCTURA 1			ESTRUCTURA 2			VIENTO		
PISO	FUERZA	CORTANTE	PISO	FUERZA	CORTANTE	PISO	FUERZA	CORTANTE
45	146.40	146.40	45	135.33	135.33	45	10.33	10.33
44	140.01	286.41	44	129.05	264.38	44	10.27	20.60
43	136.83	423.24	43	126.12	390.50	43	10.20	30.80
42	133.65	556.89	42	123.18	513.68	42	10.13	40.93
41	130.47	687.36	41	120.25	633.93	41	10.07	51.00
40	127.28	814.64	40	117.32	751.24	40	10.00	61.00
39	124.10	938.74	39	114.38	865.63	39	9.93	70.93
38	120.92	1059.66	38	111.45	977.08	38	9.85	80.78
37	117.74	1177.40	37	108.52	1085.59	37	9.78	90.56
36	114.56	1291.95	36	105.58	1191.18	36	9.71	100.27
35	115.11	1407.06	35	105.57	1296.75	35	9.63	109.90
34	111.82	1518.89	34	102.56	1399.31	34	9.55	119.45
33	108.54	1627.42	33	99.54	1498.85	33	9.47	128.92
32	105.25	1732.67	32	96.52	1595.37	32	9.39	138.31
31	101.96	1834.63	31	93.51	1688.88	31	9.31	147.62
30	101.43	1938.06	30	92.55	1781.42	30	9.22	156.84
29	98.05	2034.10	29	89.46	1870.89	29	9.14	165.98
28	94.67	2128.77	28	86.38	1957.26	28	9.05	175.03
27	91.29	2220.06	27	83.29	2040.56	27	8.96	183.99
26	87.91	2307.96	26	80.21	2120.77	26	8.86	192.85
25	84.52	2392.49	25	77.12	2197.89	25	8.76	201.61
24	82.57	2475.05	24	76.97	2274.86	24	8.66	210.27
23	79.13	2554.18	23	73.76	2348.62	23	8.56	218.83
22	75.69	2629.87	22	70.56	2419.18	22	8.46	227.29
21	72.25	2702.12	21	67.35	2486.53	21	8.35	235.64
20	68.81	2770.92	20	64.14	2550.67	20	8.23	243.87
19	65.37	2836.29	19	60.94	2611.61	19	8.12	251.99
18	61.93	2898.21	18	57.73	2669.33	18	7.99	259.98
17	58.49	2956.70	17	54.52	2723.86	17	7.87	267.85
16	55.05	3011.75	16	51.31	2775.17	16	7.73	275.58
15	52.27	3064.02	15	48.73	2823.90	15	7.60	283.18
14	48.79	3112.81	14	45.48	2869.39	14	7.45	290.63
13	45.30	3158.11	13	42.24	2911.62	13	7.30	297.93
12	43.03	3201.14	12	40.27	2951.90	12	7.14	305.07
11	39.44	3240.58	11	36.92	2988.81	11	6.96	312.03
10	35.86	3276.44	10	33.56	3022.37	10	6.78	318.81
9	32.27	3308.71	9	30.21	3052.58	9	6.58	325.39
8	28.69	3337.40	8	26.85	3079.43	8	6.37	331.76
7	25.10	3362.50	7	23.49	3102.92	7	6.14	337.90
6	21.52	3384.01	6	20.14	3123.06	6	5.88	343.78
5	17.93	3401.94	5	16.78	3139.84	5	5.58	349.36
4	14.34	3416.29	4	13.43	3153.26	4	5.25	354.61
3	10.76	3427.04	3	10.07	3163.33	3	4.84	359.45
2	7.17	3434.21	2	6.71	3170.04	2	4.32	363.77
1	3.59	3437.80	1	3.36	3173.40	1	3.56	367.33

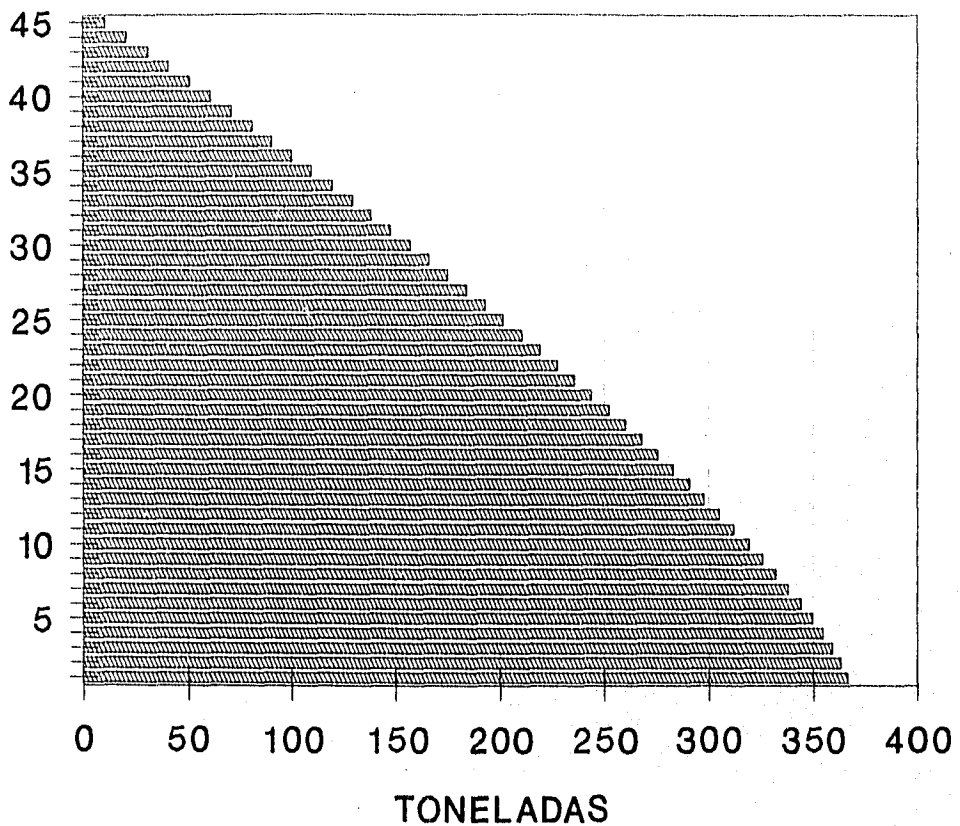
TABLA 2.14

FUERZAS CORTANTES

ESTRUCTURA 1 Y 2

VIENTO

PISOS



ESTRUCTURA 1 Y 2

figura 2.19

FUERZAS CORTANTES

ESTRUCTURA 1 Y 2

ESTATICO Y VIENTO

PISOS

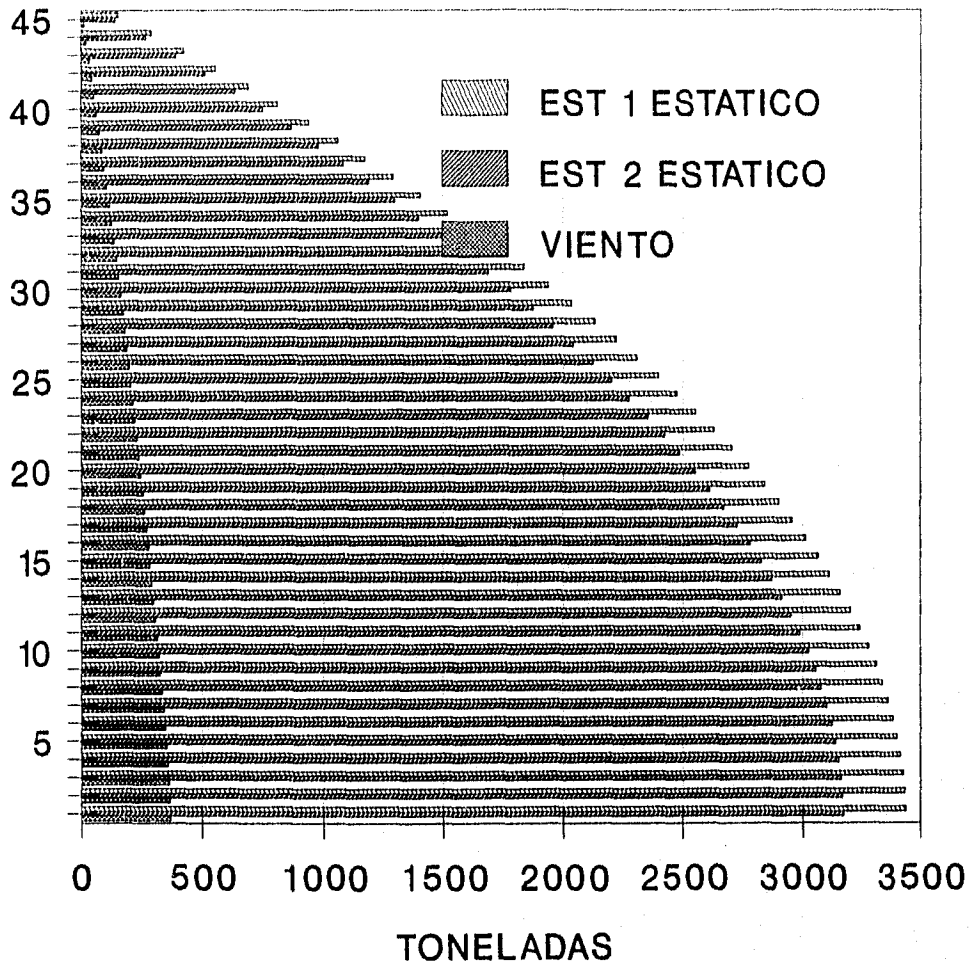


figura 2.20

CAPITULO III.- DISEÑO ESTRUCTURAL

A.- DISEÑO DE TRABES

Consideramos que las trabes de la estructura 1 y 2 forman un marco elástico continuo con las columnas de concreto. Para el diseño de estos elementos se tomó en cuenta la combinación más desfavorable de las acciones verticales y sísmicas, tanto para el momento flexionante como para la fuerza cortante.

1.- FLEXIÓN

El momento resistente de la sección se obtuvo despreciando el acero de compresión de la trabe utilizando las fórmulas siguientes:

$$M_r = F_r b d^2 f''c q (1-0.5q) \quad \text{ó}$$

$$M_r = F_r A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

en donde:

F_r = factor de resistencia para flexión = 0.90

b = ancho de la sección

d = peralte efectivo de la sección

$$q = \frac{P f_y}{f''c}$$

$$P = \frac{A_s}{bd}$$

A_s = área de refuerzo longitudinal en tensión en cm^2

$$f''c = 0.85 f'c \quad \text{si } f'c \leq 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f''c = \frac{(1.05 - f'c)}{1250} f'c \quad \text{si } f'c > 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'c = 0.80 f'c$$

$f'c$ = resistencia especificada del concreto a compresión

Los valores de ($f''c$) para los diferentes tipos de concretos fueron los siguientes:

($f'c$)	($f*c$)	($f''c$)	factor
800	640	344	.538
600	480	319	.666
400	320	254	.794
350	280	231	.826
300	240	204	.850

Es importante hacer notar que las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto reducen el valor de ($f''c$) de manera importante; está reducción es muy fuerte para valores altos de ($f'c$) por lo que considero que estas fórmulas tendrán que ser evaluadas en un futuro cercano. Como recordaremos la estructura la clasificamos con $Q = 3.0$ entonces debemos de cumplir con los requisitos de marcos dúctiles que marcan las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto.

Para miembros a flexión se cumplieron los siguientes requisitos geométricos:

- 1.- El claro libre no debe ser menor a 4 veces el peralte efectivo.
- 2.- La relación entre el peralte y el ancho no debe ser mayor de 3.0.
- 3.- El ancho de la viga no debe ser menor de 25 cm, ni exceder el ancho de las columnas a las que llega.
- 4.- El eje de la viga no se debe separarse horizontalmente del eje de la columna mas de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.
- 5.- La relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.

En lo que se refiere al acero longitudinal tenemos que:

- En toda sección se dispuso de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no fue menor que:

$$\frac{0.70\sqrt{f'c} bd}{f_y}$$

y consistió de por lo menos 2 barras corridas del # 4. El área de flexión no excedió del 75% de la correspondiente a la falla balanceada.

- El momento resistente positivo en la unión con un nudo no fue menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministro en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, fueron menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tuvo en los extremos.
- Con el refuerzo longitudinal se formaron paquetes de dos barras cada uno.

2.- CORTANTE

Las expresiones para (V_{cr}) que se presentan enseguida para los distintos elementos, se aplicaron cuando la dimensión transversal, (h) del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y además, la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las relaciones anteriores que no se cumpla se redujo (V_{cr}) dado por dichas expresiones en 30 %. En vigas con relación claro a peralte total, (L/h), no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, (V_{cr}), se calculó con el criterio siguiente:

$$\text{si } P < 0.01 \quad V_{cr} = Fr \, bd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f'c}$$

$$\text{si } P \geq 0.01 \quad V_{cr} = 0.50 Fr \, bd\sqrt{f'c}$$

donde (Fr) para cortante es igual a 0.80.

El refuerzo por tensión diagonal en trabes se obtuvo con la siguiente expresión y limitaciones siguientes:

$$S = \frac{Fr \, A_v \, f_y \, d(\sin \Theta + \cos \Theta)}{V_u - V_r} \leq \frac{Fr \, A_v \, f_y}{3.5 b}$$

donde :

A_v = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s .

Θ = es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

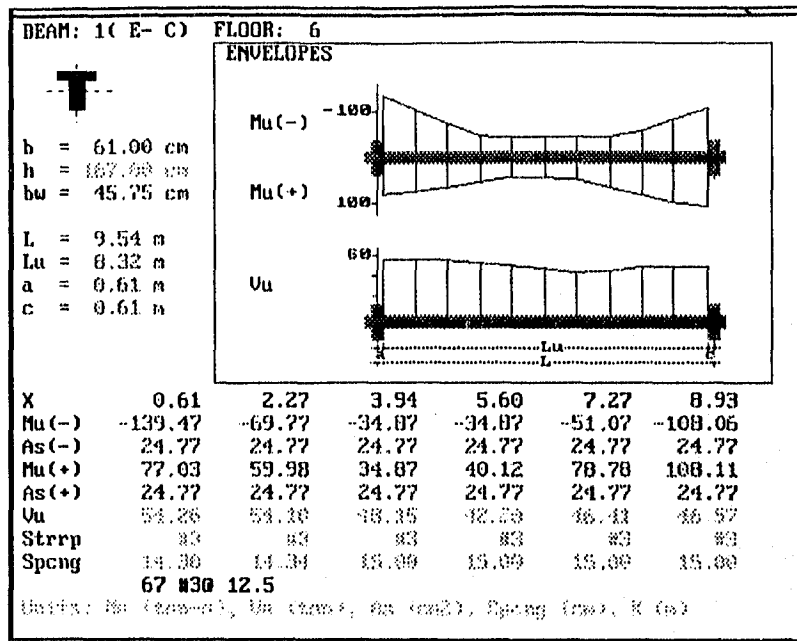
- La separación, (S), no fue menor de 5 cm.
- En ningún caso se permitió que (V_u) fuera superior a $2.0 Fr bd \sqrt{f'c}$.
- Si (V_u) fue mayor que (V_{cr}) pero menor que $1.5 Fr bd \sqrt{f'c}$ la separación de estribos verticales no fue mayor que $0.5d$.
- Si (V_u) fue mayor que $1.5 Fr bd \sqrt{f'c}$ la separación de estribos verticales no fue mayor que $0.25d$.

Como en el caso de flexión, con el cortante debemos cumplir con los requisitos que marcan las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto en la sección de marcos dúctiles. A continuación se enuncian las mas importantes:

- El refuerzo para fuerza cortante debe estar formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (# 2.5).
- El primer estribo se colocará a no mas de 5 cm de la cara del miembro de apoyo.
- La separación de los estribos no excederá ninguno de los siguientes valores:
 - A.- 0.25 d.
 - B.- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal mas delgada.
 - C.- 24 veces el diámetro de la barra del estribo.
 - D.- 30 cm.

- Los estribos deben de ser cerrados de una sola pieza y deben de rematar en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo.

A continuación muestro ejemplos para el diseño de traveses:



ESTRUCTURA 1 TRABE EJE 1 NIVEL 6 figura 3.1

A manera de ejemplo tenemos la trabe del eje 1 entre los ejes E-C, del nivel 6 para la estructura 1. Esta trabe tiene una resistencia a la compresión de $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$ con una sección transversal con 61 cm en la base y un peralte efectivo de 122 cm.

Esta trabe para la estructura 2 por ser de fachada tiene la misma sección y tiene una resistencia a la compresión de $f'c = 800 \text{ kg/cm}^2$. Como se puede apreciar en la gráfica los momentos y los cortantes de ambas traveses están sometidas casi a las mismas condiciones de trabajo, y sus armados varían en forma teórica en un 29% mas para la estructura 2. El diseño de esta trabe lo rige la condición de acero mínimo para flexión; A su vez, el área de acero esta dada por la siguiente expresión:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.70 \sqrt{f'c} b d}{f_y}$$

siendo:

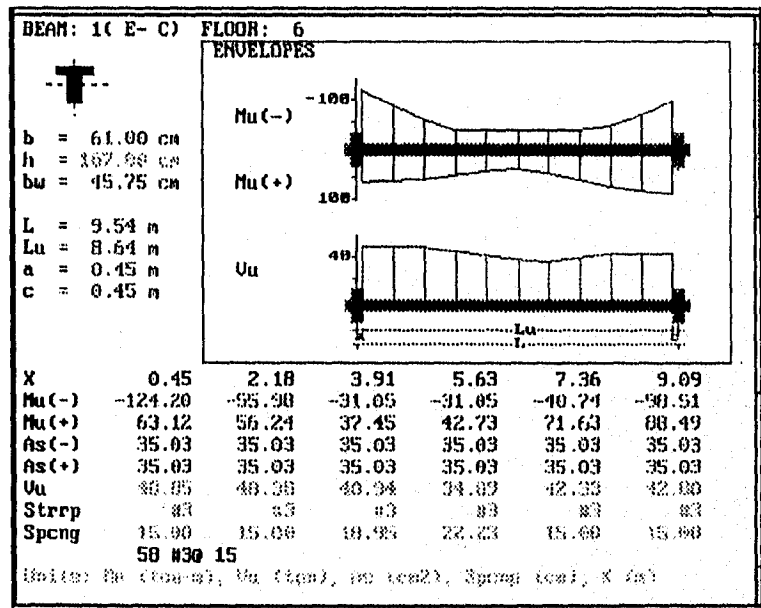
- b = ancho de la sección
- d = peralte efectivo de la sección
- f'c = resistencia especificada del concreto a compresión
- f_y = esfuerzo especificado de fluencia del acero

El parámetro que cambia es (f'c), es decir; de 800 kg/cm² a 400 kg/cm², tenemos una diferencia del 100% pero con la raíz cuadrada tenemos un incremento del área de acero del 29%. El área de acero es la siguiente:

estructura 1 $A_s \text{ min} = \frac{0.70 \sqrt{400} \times 61 \times 122}{4200} = 24.77 \text{ cm}^2$

estructura 2 $A_s \text{ min} = \frac{0.70 \sqrt{800} \times 61 \times 122}{4200} = 35.08 \text{ cm}^2$

Como se aprecia en la gráfica tenemos un cortante similar actuando en ambas trabes, sin embargo el cortante que toma el concreto, (V_{cr}), será mayor para la estructura 2, ya que depende de (f'c), siendo (f'c) igual a 0.80 de (f'c). A continuación se presentan el cálculo con estribos del #4 con 2 ramas.



ESTRUCTURA 2 TRABE EJE 1 NIVEL 6 figura 3.2

Como P fue menor de 0.01 entonces $V_{cr} = F_r * b * d * (0.20 + 30 * P) * \sqrt{f'_c}$

estructura 1	$V_{cr} = 0.80 * 61 * 122 * (0.20 + 30 * 0.003333) * \sqrt{320} = 31,939 \text{ kg}$
estructura 2	$V_{cr} = 0.80 * 61 * 122 * (0.20 + 30 * 0.004714) * \sqrt{640} = 51,423 \text{ kg}$

Como se puede apreciar por cortante (V_{cr}) la estructura 2 tiene un 61% mas de resistencia por cortante. La separación de estribos será para la estructura 1:

$$\text{estructura 1} \quad S = \frac{0.80 * 2.54 * 4,200 * 122}{54,260 - (31,939 * .70)} = 32 \text{ cm}$$

como se diseñó por marcos dúctiles tiene que cumplir lo siguiente:

a.- .25 * d	= .25 * 117 =	29.25 cm
b.- 24*(ϕ estribos #4)	= 24*(1.27) =	30.48 cm
c.- 30 cm		30.00 cm
d.- 8*(ϕ longitudinal #8)	= 8*(3.10) =	20.30 cm

Entonces los estribos deben de ir a una separación de 20 cm para cumplir con lo establecido en marcos dúctiles y satisfacer el factor de comportamiento sísmico de $Q = 3.0$

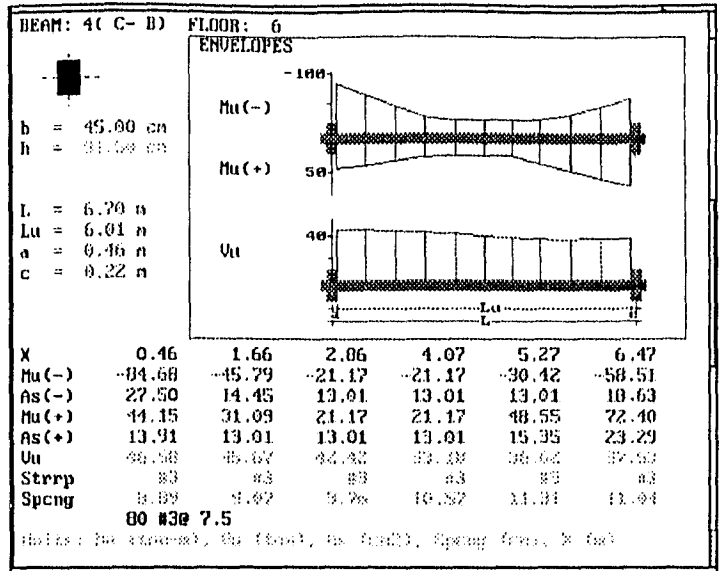
Para la estructura 2 tenemos los siguientes calculos para la separación de estribos:

$$\text{estructura 2} \quad S = \frac{0.80 * 2.54 * 4,200 * 122}{48,690 - (51,423 * .70)} = 82 \text{ cm}$$

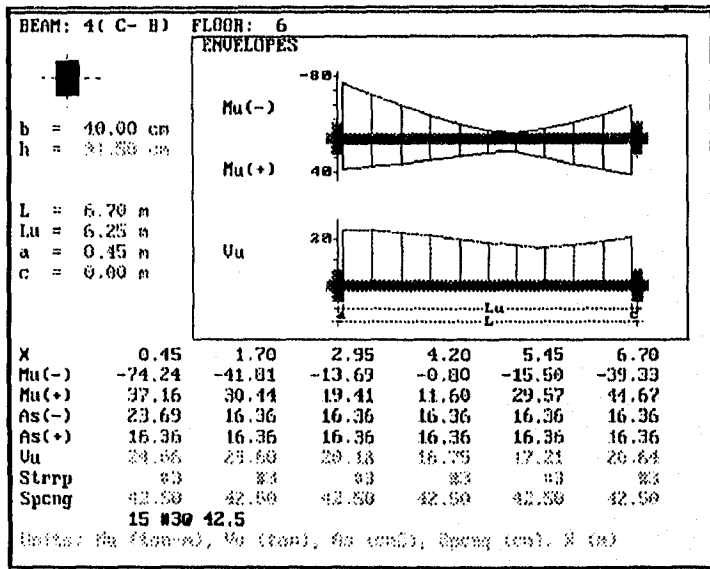
Como se diseñó por marcos dúctiles tiene que cumplir con los mismos requisitos que la trabe de la estructura 1 y la separación de los estribos será a 20 cm.

Como segundo ejemplo se diseño la trabe interior del eje 4 entre los eje C-B del nivel 6 para ambas estructuras.

Para la estructura 1 en el paño con el eje B tenemos un $M_u = 84.68 \text{ ton.m}$, un $V_u = 46.58 \text{ ton}$ y aplicando las N.T.C. Para diseño y construcción de estructuras de concreto, tenemos un área de acero de 27.50 cm^2 para flexión y estribos del #4 a cada 21.01 cm .



ESTRUCTURA 1 TRABE EJE 4 NIVEL 6 figura 3.3



ESTRUCTURA 1 TRABE EJE 4 NIVEL 6 figura 3.4

Para la estructura 2 en el paño con el eje B tenemos un $M_u = 83.40 \text{ ton.m}$, un $V_u = 46.00 \text{ ton}$ y aplicando las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto, tenemos un área de acero de 26.84 cm^2 para flexión y estribos del #4 a cada 23.00 cm .

Para el resto de las trabes de ambas estructuras se realizó el mismo cálculo para obtener de cada una de ellas las cuantías de acero por flexión y para cortante. Enseguida se presentan unas tablas que permiten apreciar claramente los armados de las trabes para las 2 estructuras.

DISEÑO DE TRABES ESTRUCTURA 1
NIVEL 1 AL 15 MOMENTO POSITIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0041
T-2	91.50	45.00	4117.50		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0077
T-3	91.50	45.00	4117.50			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0166
T-4	91.50	45.00	4117.50		6		0.00	47.52	0.00	47.52	0.0115
T-5	167.75	45.75	7674.56		8		0.00	63.36	0.00	63.36	0.0083
T-6	167.75	45.75	7674.56			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0089
T-7	91.50	45.00	4117.50			8	0.00	0.00	91.20	91.20	0.0221
T-8	167.75	45.75	7674.56		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0041
T-9	91.50	45.00	4117.50			4	0.00	0.00	45.60	45.60	0.0111
T-10	91.50	45.00	4117.50			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0166
T-11	91.50	45.00	4117.50	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0099
T-12	91.50	45.00	4117.50			8	0.00	0.00	91.20	91.20	0.0221
T-13	91.50	45.00	4117.50		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0077
T-14	167.75	61.00	10232.75		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0031

NIVEL 1 AL 15 MOMENTO NEGATIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56	4	4		20.28	31.68	0.00	51.96	0.0068
T-2	91.50	45.00	4117.50		6		0.00	47.52	0.00	47.52	0.0115
T-3	91.50	45.00	4117.50			8	0.00	0.00	91.20	91.20	0.0221
T-4	91.50	45.00	4117.50		12		0.00	95.04	0.00	95.04	0.0231
T-5	167.75	45.75	7674.56		14		0.00	110.88	0.00	110.88	0.0144
T-6	167.75	45.75	7674.56			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0089
T-7	91.50	45.00	4117.50			8	0.00	0.00	91.20	91.20	0.0221
T-8	167.75	45.75	7674.56	4	4		20.28	31.68	0.00	51.96	0.0068
T-9	91.50	45.00	4117.50			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0166
T-10	91.50	45.00	4117.50			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0166
T-11	91.50	45.00	4117.50	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0099
T-12	91.50	45.00	4117.50			8	0.00	0.00	91.20	91.20	0.0221
T-13	91.50	45.00	4117.50	3	4		15.21	31.68	0.00	46.89	0.0114
T-14	167.75	61.00	10232.75	4	4		20.28	31.68	0.00	51.96	0.0051

TABLA 3.1

DISEÑO DE TRABES ESTRUCTURA 1
NIVEL 16 AL 30 MOMENTO POSITIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56			4	0.00	31.68	0.00	31.68	0.0041
T-2	91.50	40.00	3660.00			4	0.00	31.68	0.00	31.68	0.0087
T-3	91.50	40.00	3660.00				6	0.00	0.00	68.40	0.0187
T-4	91.50	40.00	3660.00			6	0.00	47.52	0.00	47.52	0.0130
T-5	167.75	45.75	7674.56			6	0.00	47.52	0.00	47.52	0.0062
T-6	167.75	45.75	7674.56				6	0.00	0.00	68.40	0.0089
T-7	91.50	40.00	3660.00				8	0.00	0.00	91.20	0.0249
T-8	167.75	45.75	7674.56	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0040
T-9	91.50	40.00	3660.00				4	0.00	0.00	45.60	0.0125
T-10	91.50	40.00	3660.00				5	0.00	0.00	57.00	0.0156
T-11	91.50	40.00	3660.00	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0111
T-12	91.50	40.00	3660.00				8	0.00	0.00	91.20	0.0249
T-13	91.50	40.00	3660.00	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0083
T-14	167.75	61.00	10232.75	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0030

NIVEL 16 AL 30 MOMENTO NEGATIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56	3	4		15.21	31.68	0.00	46.89	0.0061
T-2	91.50	40.00	3660.00	2	4		10.14	31.68	0.00	41.82	0.0114
T-3	91.50	40.00	3660.00		2	6	0.00	15.84	68.40	84.24	0.0230
T-4	91.50	40.00	3660.00		10		0.00	79.20	0.00	79.20	0.0216
T-5	167.75	45.75	7674.56		12		0.00	95.04	0.00	95.04	0.0124
T-6	167.75	45.75	7674.56			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0089
T-7	91.50	40.00	3660.00			8	0.00	0.00	91.20	91.20	0.0249
T-8	167.75	45.75	7674.56	9			45.63	0.00	0.00	45.63	0.0059
T-9	91.50	40.00	3660.00		2	4	0.00	15.84	45.60	61.44	0.0168
T-10	91.50	40.00	3660.00			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0156
T-11	91.50	40.00	3660.00	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0111
T-12	91.50	40.00	3660.00				8	0.00	0.00	91.20	0.0249
T-13	91.50	40.00	3660.00	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0111
T-14	167.75	61.00	10232.75	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0040

TABLA 3.2

DISEÑO DE TRABES ESTRUCTURA 1
NIVEL 31 A AZOTEA MOMENTO POSITIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56	5			25.35	0.00	0.00	25.35	0.0033
T-2	91.50	35.00	3202.50	2	2		10.14	15.84	0.00	25.98	0.0081
T-3	91.50	35.00	3202.50		2	4	0.00	15.84	45.60	61.44	0.0192
T-4	91.50	35.00	3202.50		5		0.00	39.60	0.00	39.60	0.0124
T-5	167.75	45.75	7674.56		5		0.00	39.60	0.00	39.60	0.0052
T-6	167.75	45.75	7674.56		2	3	0.00	15.84	34.20	50.04	0.0065
T-7	91.50	35.00	3202.50			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0214
T-8	167.75	45.75	7674.56	5			25.35	0.00	0.00	25.35	0.0033
T-9	91.50	35.00	3202.50		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0099
T-10	91.50	35.00	3202.50			4	0.00	0.00	45.60	45.60	0.0142
T-11	91.50	35.00	3202.50	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0095
T-12	91.50	35.00	3202.50			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0214
T-13	91.50	35.00	3202.50	5			25.35	0.00	0.00	25.35	0.0079
T-14	167.75	61.00	10232.75	5			25.35	0.00	0.00	25.35	0.0025

NIVEL 31 A AZOTEA MOMENTO NEGATIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56	7			35.49	0.00	0.00	35.49	0.0046
T-2	91.50	35.00	3202.50	4	2		20.28	15.84	0.00	36.12	0.0113
T-3	91.50	35.00	3202.50		4	4	0.00	31.68	45.60	77.28	0.0241
T-4	91.50	35.00	3202.50		9		0.00	71.28	0.00	71.28	0.0223
T-5	167.75	45.75	7674.56		10		0.00	79.20	0.00	79.20	0.0103
T-6	167.75	45.75	7674.56		2	3	0.00	15.84	34.20	50.04	0.0065
T-7	91.50	35.00	3202.50			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0214
T-8	167.75	45.75	7674.56	7			35.49	0.00	0.00	35.49	0.0046
T-9	91.50	35.00	3202.50		6		0.00	47.52	0.00	47.52	0.0148
T-10	91.50	35.00	3202.50			4	0.00	0.00	45.60	45.60	0.0142
T-11	91.50	35.00	3202.50	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0095
T-12	91.50	35.00	3202.50			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0214
T-13	91.50	35.00	3202.50	7			35.49	0.00	0.00	35.49	0.0111
T-14	167.75	61.00	10232.75	7			35.49	0.00	0.00	35.49	0.0035

TABLA 3.3

DISEÑO DE TRABES ESTRUCTURA 2
NIVEL 1 AL 15 MOMENTO POSITIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0041
T-2	91.50	40.00	3660.00		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0087
T-3	91.50	40.00	3660.00			4	0.00	0.00	45.60	45.60	0.0125
T-4	91.50	40.00	3660.00		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0087
T-5	167.75	45.75	7674.56		6		0.00	47.52	0.00	47.52	0.0062
T-6	167.75	45.75	7674.56			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0089
T-7	91.50	40.00	3660.00			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0187
T-8	167.75	45.75	7674.56		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0041
T-9	91.50	40.00	3660.00		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0087
T-10	91.50	40.00	3660.00			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0187
T-11	91.50	40.00	3660.00	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0111
T-12	91.50	40.00	3660.00			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0187
T-13	91.50	40.00	3660.00		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0087
T-14	167.75	61.00	10232.75		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0031

NIVEL 1 AL 15 MOMENTO NEGATIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56	2	4		10.14	31.68	0.00	41.82	0.0054
T-2	91.50	40.00	3660.00		6		0.00	47.52	0.00	47.52	0.0130
T-3	91.50	40.00	3660.00			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0187
T-4	91.50	40.00	3660.00		8		0.00	63.36	0.00	63.36	0.0173
T-5	167.75	45.75	7674.56		9		0.00	71.28	0.00	71.28	0.0093
T-6	167.75	45.75	7674.56			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0089
T-7	91.50	40.00	3660.00			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0187
T-8	167.75	45.75	7674.56	2	4		10.14	31.68	0.00	41.82	0.0054
T-9	91.50	40.00	3660.00		6		0.00	47.52	0.00	47.52	0.0130
T-10	91.50	40.00	3660.00			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0187
T-11	91.50	40.00	3660.00	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0111
T-12	91.50	40.00	3660.00			6	0.00	0.00	68.40	68.40	0.0187
T-13	91.50	40.00	3660.00	3	4		15.21	31.68	0.00	46.89	0.0128
T-14	167.75	61.00	10232.75	4	4		20.28	31.68	0.00	51.96	0.0051

TABLA 3.4

DISEÑO DE TRABES ESTRUCTURA 2
NIVEL 16 AL 30 MOMENTO POSITIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0041
T-2	91.50	35.00	3202.50		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0099
T-3	91.50	35.00	3202.50			3	0.00	0.00	34.20	34.20	0.0107
T-4	91.50	35.00	3202.50		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0099
T-5	167.75	45.75	7674.56		5		0.00	39.60	0.00	39.60	0.0052
T-6	167.75	45.75	7674.56			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0074
T-7	91.50	35.00	3202.50			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0178
T-8	167.75	45.75	7674.56	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0040
T-9	91.50	35.00	3202.50		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0099
T-10	91.50	35.00	3202.50			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0178
T-11	91.50	35.00	3202.50	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0127
T-12	91.50	35.00	3202.50			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0178
T-13	91.50	35.00	3202.50	4			20.28	0.00	0.00	20.28	0.0063
T-14	167.75	61.00	10232.75	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0030

NIVEL 16 AL 30 MOMENTO NEGATIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56	2	4		10.14	31.68	0.00	41.82	0.0054
T-2	91.50	35.00	3202.50		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0099
T-3	91.50	35.00	3202.50		2	3	0.00	15.84	34.20	50.04	0.0156
T-4	91.50	35.00	3202.50		7		0.00	55.44	0.00	55.44	0.0173
T-5	167.75	45.75	7674.56		8		0.00	63.36	0.00	63.36	0.0083
T-6	167.75	45.75	7674.56			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0074
T-7	91.50	35.00	3202.50			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0178
T-8	167.75	45.75	7674.56	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0053
T-9	91.50	35.00	3202.50		6		0.00	47.52	0.00	47.52	0.0148
T-10	91.50	35.00	3202.50			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0178
T-11	91.50	35.00	3202.50	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0127
T-12	91.50	35.00	3202.50			5	0.00	0.00	57.00	57.00	0.0178
T-13	91.50	35.00	3202.50	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0095
T-14	167.75	61.00	10232.75	8			40.56	0.00	0.00	40.56	0.0040

TABLA 3.5

DISEÑO DE TRABES ESTRUCTURA 2
NIVEL 31 A AZOTEA MOMENTO POSITIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56	5			25.35	0.00	0.00	25.35	0.0033
T-2	91.50	30.00	2745.00	2	2		10.14	15.84	0.00	25.98	0.0095
T-3	91.50	30.00	2745.00			2	0.00	0.00	22.80	22.80	0.0083
T-4	91.50	30.00	2745.00		3		0.00	23.76	0.00	23.76	0.0087
T-5	167.75	45.75	7674.56		5		0.00	39.60	0.00	39.60	0.0052
T-6	167.75	45.75	7674.56		2	2	0.00	15.84	22.80	38.64	0.0050
T-7	91.50	30.00	2745.00			4	0.00	0.00	45.60	45.60	0.0166
T-8	167.75	45.75	7674.56	5			25.35	0.00	0.00	25.35	0.0033
T-9	91.50	30.00	2745.00		4		0.00	31.68	0.00	31.68	0.0115
T-10	91.50	30.00	2745.00			3	0.00	0.00	34.20	34.20	0.0125
T-11	91.50	30.00	2745.00	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0111
T-12	91.50	30.00	2745.00			4	0.00	0.00	45.60	45.60	0.0166
T-13	91.50	30.00	2745.00	3			15.21	0.00	0.00	15.21	0.0055
T-14	167.75	61.00	10232.75	5			25.35	0.00	0.00	25.35	0.0025

NIVEL 31 A AZOTEA MOMENTO NEGATIVO

TRABE	PERALTE cm	ANCHO cm	AREA cm ²	VAR#8	VAR#10	VAR#12	AREA#8 cm ²	AREA#10 cm ²	AREA#12 cm ²	SUMA cm ²	PORCENTAJE
T-1	167.75	45.75	7674.56	7			35.49	0.00	0.00	35.49	0.0046
T-2	91.50	30.00	2745.00	2	2		10.14	15.84	0.00	25.98	0.0095
T-3	91.50	30.00	2745.00		2	2	0.00	15.84	22.80	38.64	0.0141
T-4	91.50	30.00	2745.00		5		0.00	39.60	0.00	39.60	0.0144
T-5	167.75	45.75	7674.56		7		0.00	55.44	0.00	55.44	0.0072
T-6	167.75	45.75	7674.56		2	2	0.00	15.84	22.80	38.64	0.0050
T-7	91.50	30.00	2745.00			4	0.00	0.00	45.60	45.60	0.0166
T-8	167.75	45.75	7674.56	7			35.49	0.00	0.00	35.49	0.0046
T-9	91.50	30.00	2745.00	2	4		10.14	31.68	0.00	41.82	0.0152
T-10	91.50	30.00	2745.00			3	0.00	0.00	34.20	34.20	0.0125
T-11	91.50	30.00	2745.00	6			30.42	0.00	0.00	30.42	0.0111
T-12	91.50	30.00	2745.00			4	0.00	0.00	45.60	45.60	0.0166
T-13	91.50	30.00	2745.00	5			25.35	0.00	0.00	25.35	0.0092
T-14	167.75	61.00	10232.75	7			35.49	0.00	0.00	35.49	0.0035

TABLA 3.6

B.- DISEÑO DE COLUMNAS

Todas las columnas se diseñaron para la mas desfavorable de las combinaciones de carga axial y momento flexionante para carga vertical y sismo, incluyendo los efectos de segundo orden llamados P-delta.

El diseño se hizo con los diagramas de interacción construidos para cada columna, dichos diagramas se obtienen para cada dirección, o sea, se obtiene diagramas de interacción biaxiales.

Las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto se basan en el diseño de compresión y flexión en dos direcciones con la fórmula de Bresler:

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{Prx} + \frac{1}{Pry} + \frac{1}{Pro}}$$

donde:

- Pr = Carga normal resistente de diseño, aplicadas con las excentricidades ϵ_x y ϵ_y .
- Pro = Carga axial resistente de diseño, suponiendo una $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$
- Prx = Carga normal resistente de diseño, aplicada a una excentricidad ϵ_x en un plano de simetría
- Pry = Carga normal resistente de diseño, aplicada a una excentricidad ϵ_y en un plano de simetría

Con la ayuda de la computadora y un programa encontramos las superficies de interacción; la superficie es la traza de los planos "X" y "Y" para cada columna.

Para las estructuras 1 y 2 se diseñaron todas las columnas como columnas cortas pero su diseño no fue el que rigió, ya que todas las columnas fueron revisadas como elementos de borde de los muros; finalmente así fue como se diseñaron.

Tanto para la estructura 1 y 2 la condición para el diseño de las columnas fue la revisión y diseño como columnas cortas de los elementos de borde en los muros. En la sección de diseño de muros veremos como la revisión de los elementos de borde fue la crítica.

Se utilizaron gráficas de interacción biaxial para encontrar el porcentaje y el área de acero requeridos para la condición mas desfavorable y se cumplió con las recomendaciones reglamentarias en lo que respecta a la separación del refuerzo principal y espaciamiento de los estribos, atendiendo a las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto.

En cuanto a requisitos geométricos de las N.T.C. se cumplieron las siguientes normas:

- La dimensión transversal mínima no fue menor que 30 cm.
- El área, A_g , no fue menor que $P_u/0.5 f'c$ para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular fue mayor a 0.40.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excedió de 15.

En lo que se refiere a refuerzo longitudinal mencionamos las mas importantes normas cumplidas:

- La cuantía de refuerzo longitudinal, p , no fue menor que 0.01 ni mayor que 0.04.
- Sólo se permitió formar paquetes de dos barras.

Para refuerzo transversal se cumplió con las normas que especifican:

- Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica enseguida en ambos extremos de la columna en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de esta, un sexto de su altura libre ni que 60 cm. En la parte inferior de la columna de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra mas gruesa.
- En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no debe ser menor que:

$$0.30 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s \leq hc, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} s \leq hc$$

donde:

A_c = área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal.

A_g = área transversal de la columna.

f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

hc = dimensión del núcleo, normal al refuerzo del área A_{sh} .

s = separación del refuerzo transversal.

- La separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm.

A continuación se muestra el diseño de 4 columnas, 2 para la estructura 1 y 2 para la estructura 2.

Para la columna C-1 del nivel 5 de la estructura 1 tenemos que estará sometida a los siguientes elementos mecánicos:

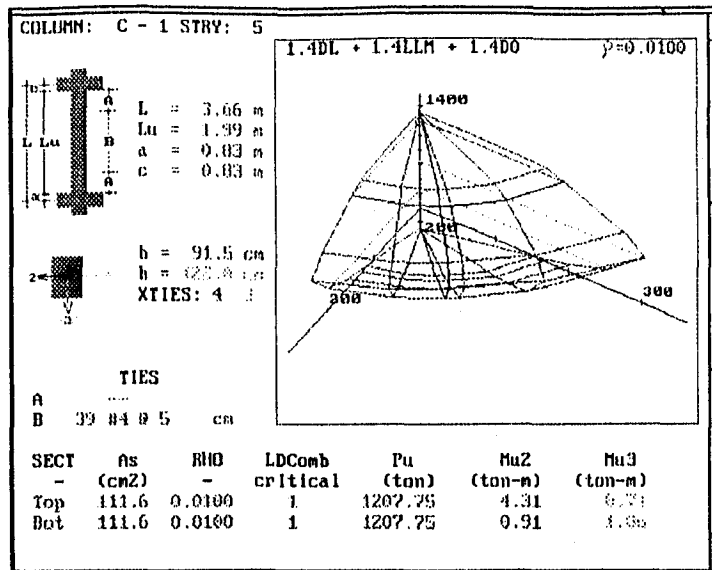
$P_u = 1207$ ton.

$M_{ux} = 4.30$ ton-m.

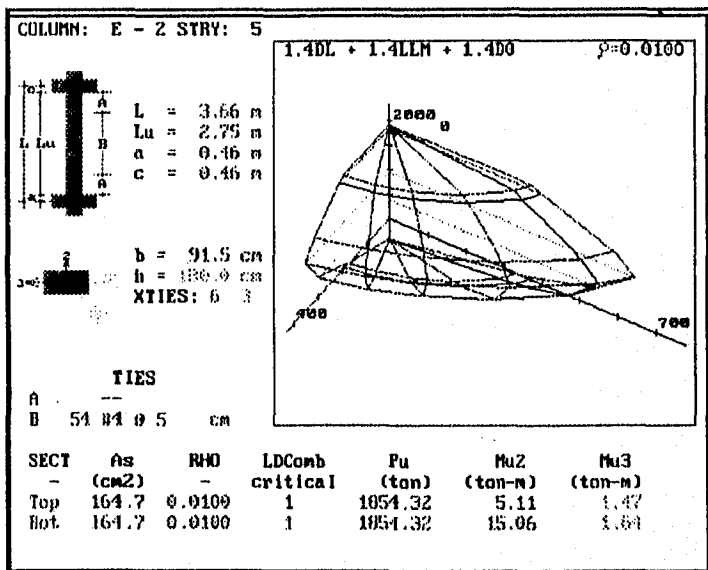
$M_{uy} = 1.06$ ton-m.

Entonces, obteniendo los diagramas de interacción biaxial, encontramos que esta columna esta

trabajando a compresión y para tal esfuerzo tenemos que el área de acero necesaria es de 111.63 cm^2 .



ESTRUCTURA 1 COLUMNA C-1 NIVEL 5 figura 3.5



ESTRUCTURA 1 COLUMNA E-2 NIVEL 5 figura 3.6

Para la columna E-2 del nivel 5 de la estructura 1 tenemos que estará sometida a los siguientes elementos mecánicos:

$P_u = 1854.32$ ton.

$M_{ux} = 15.06$ ton-m.

$M_{uy} = 1.84$ ton-m.

y con la ayuda de la computadora obtenemos los diagramas de interacción biaxial, en los

que encontramos que esta columna necesita un área de acero de 164.70 cm^2

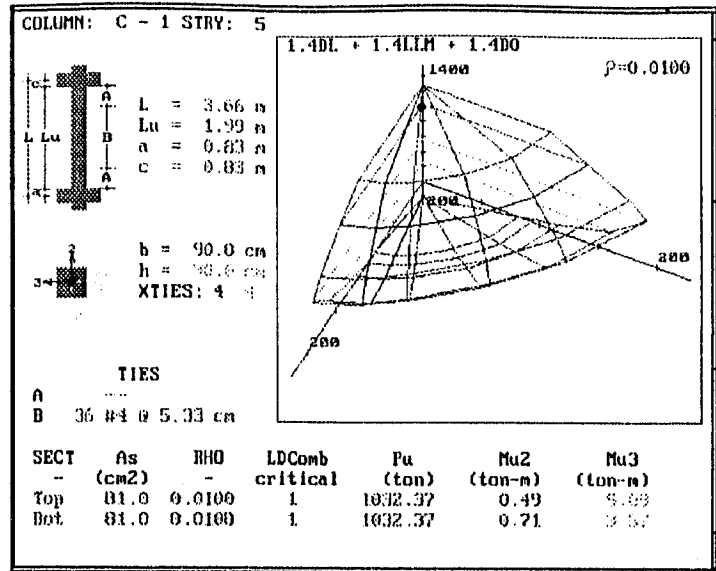
Ahora bien, para las mismas columnas en la estructura 2 tendremos los siguientes elementos mecánicos:

$P_u = 1032.37$ ton.

$M_{ux} = 0.71$ ton-m.

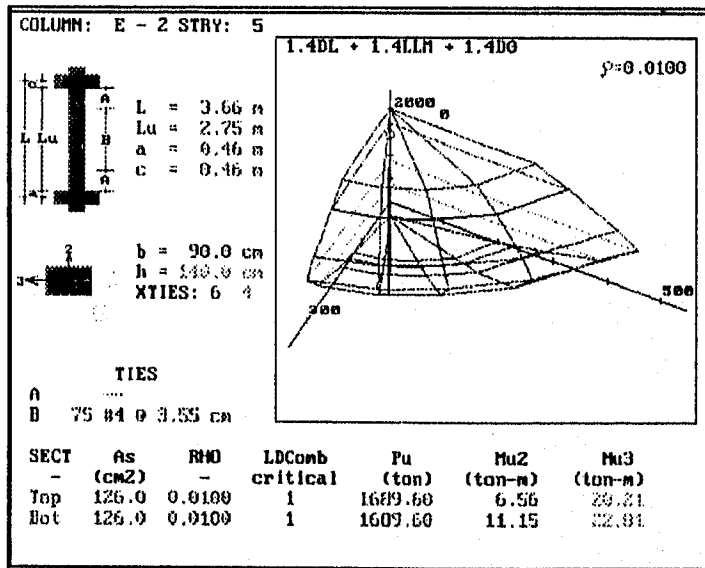
$M_{uy} = 6.09$ ton-m.

Entonces, obteniendo los diagramas de interacción biaxial, encontramos que esta columna está



ESTRUCTURA 2 COLUMNA C-1 NIVEL 5 figura 3.7

trabajando a compresión y para tal esfuerzo tenemos que el área de acero necesaria es de 81.00cm²



ESTRUCTURA 2 COLUMNA E-2 NIVEL 5 figura 3.8

que encontramos que esta columna necesita un área de acero de 126 cm²

Para la columna E-2 del nivel 5 de la estructura 2 tenemos que estará sometida a los siguientes elementos mecánicos:

$P_u = 1689.60$ ton.

$M_{ux} = 11.15$ ton-m.

$M_{uy} = 22.81$ ton-m.

y con la ayuda de la computadora obtenemos los diagramas de interacción biaxial, en los

En el diseño de columnas, la condición de diseño fue crítica cuando éstas se diseñan para elementos de borde en los muros. Como columnas sus áreas de acero fueron inferiores a lo que nos pidieron en el diseño de muros.

Para todas las columnas el diseño por cortante se hizo tomando en cuenta las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto. El diseño de los estribos se hizo por especificaciones en las N.T.C., ya que por esfuerzos no son necesarios los estribos a 20 cm. Las N.T.C. mencionan que todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo.

En estos estribos se verificó que cumplieran con las separaciones indicadas en las N.T.C.; la condición predominante fue la de $.25d$, la cual nos da una separación de $.25 * 90 = 22.5$ cm. Por ello, en la parte central de las columnas los estribos se colocaron a una distancia de 20 cm. Ahora bien, en las partes inferiores y superiores de las columnas en una distancia de 1.20 mts hacia arriba y hacia abajo de la unión con la losa para las columnas denominadas C-1, los estribos se colocaron a 10 cm, esto es por especificaciones de las N.T.C., para las columnas C-2 y C-3 los estribos se cierran a 10 cm ya que en estas columnas de acuerdo con las N.T.C. el refuerzo transversal en ambos extremos de la columna se deberá colocar a la mitad de la separación central en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de ésta, un sexto de la altura libre, ni que 60 cm. Sin embargo debido a que en las N.T.C. las columnas muy grandes como las C-2 y las C-3 esta longitud de los extremos es mayor del 50% de la longitud de la columna, ya que por ejemplo la columna C-2 tiene en los primeros niveles una sección transversal de $91 * 180$ entonces, atendiendo lo expuesto anteriormente esta longitud de los extremos queda como la mayor dimensión de la columna, o sea, 180 cm, que es el 50% de la longitud total de la columna.

Dado a que el número de varillas longitudinales es alto, se hicieron arreglos en las columnas para que tuviéramos como máximo 5 juegos de estribos.

C.- DISEÑO DE MUROS

El diseño de muros de las estructuras 1 y 2, se realizó siguiendo los parámetros de las Normas Técnicas Complementarias para muros, los muros fueron diseñados por cortante y luego se diseñaron por flexocompresión.

Para el diseño de estos elementos se tomo en cuenta la combinación más desfavorable de la acción vertical y sísmica tanto para cortante como para flexocompresión.

En los muros se verificó que se cumplieran los requerimientos geométricos tales como:

relación largo a espesor menor a 40, que el espesor de los muros no sea menor a 15 cm. y que el espesor no sea menor a 0.006 veces la altura no restringida lateralmente.

1.- FLEXION Y FLEXOCOMPRESION

Se suministraron elementos de refuerzos en las orillas de muros debido a que los esfuerzos de compresión en la fibra más esforzada fueron superiores a 0.2 de $f'c$ bajo las cargas de diseño incluyendo el sismo.

Las columnas cortas se diseñaron para que resistan como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda calculada en la base del muro, cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura.

Los elementos de borde u orilla se diseñaron como columnas cortas para una carga axial igual a:

$$P_u^* = P_{ub} + P_u/2 \pm M_u/L$$

DONDE:

P_{ub} = Es la carga axial en los elementos de borde

P_u = Es la carga axial en el muro.

M_u = Es el momento último en el muro.

2.- FUERZA CORTANTE

La fuerza cortante, (V_{cr}), que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinó con el siguiente criterio:

Como la relación (H/L) no excedía de 1.5 en los muros MC-1 se aplicó la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.85 Fr \sqrt{f^*c} tL$$

Y para los muros MC-2 y MC-3 se utilizó la siguiente expresión:

$$V_{CR} = Fr t d (0.2 + 30p) \sqrt{f^*c} \quad \text{si } p < 0.01$$

$$V_{CR} = 0.5 Fr t d \sqrt{f^*c} \quad \text{si } p \geq 0.01$$

DONDE:

Fr = Factor de resistencia a cortante 0.50 marcos dúctiles.

t = Espesor del muro

d = Peralte efectivo del muro igual a 0.8 L

L = Longitud del muro

f^*c = 0.80 $f'c$

$f'c$ = Resistencia especificada del concreto a compresión.

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinó con el criterio siguiente, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que adelante se mencionan:

La cuantía de refuerzo horizontal, Ph , se calculó con la siguiente expresión:

$$Ph = \frac{Vu - VCR}{Fr Fy dt}$$

Y la de refuerzo vertical, Pu :

$$Pu = 0.0025 + \frac{0.5(2.5 - H)}{L} (ph - 0.0025)$$

DONDE:

H = Altura no restringida del muro
 L = Longitud total del muro.

Una vez obtenidas las cuantías de acero se definieron las separaciones del refuerzo horizontal y vertical respectivamente con las siguientes expresiones:

$$Sh = \frac{Avh}{pht} \qquad Sv = \frac{Avv}{pvt}$$

DONDE:

Sh y Sv = Separaciones del refuerzo horizontal y vertical, respectivamente.
 Avh = Area de refuerzo horizontal comprendida en una distancia Sh .
 Avv = Area de refuerzo vertical comprendida en una distancia Sv
 t = Espesor del muro
 Ph = Cuantía de refuerzo horizontal
 Pv = Cuantía de refuerzo vertical

Se verificó que en ningún caso la fuerza cortante, (V_u), no rebasará la siguiente expresión:

$$V_u = 2Fr Lt / f * c$$

A continuación se muestra un ejemplo del diseño para muros:

El muro del Eje E entre los ejes 1 y 2 del piso 6 de la estructura 1, se diseñó para cortante con un (V_u) de 56.04 ton.. Se encontró (V_{CR}) igual a 205 ton., por lo tanto, las varillas del # 4 van a cada 22.0 cm., que es armado mínimo de muros.

Ahora, para éstos muros por flexocompresión, obtuvimos el diagrama de interacción del muro, considerando sus elementos de borde. Estos muros están trabajando a compresión. Para las condiciones actuantes, el refuerzo en la parte central del muro se hizo con varillas del # 4 y para los elementos de bordes o columnas el diseño se hizo de acuerdo con las fórmulas señaladas al principio de éste capítulo.

Las columnas ó elementos de borde fueron diseñados como columnas cortas. Una vez obtenidas las cargas axiales, se encontró la cuantía de acero tomando en cuenta que el concreto estará trabajando como máximo a 0.56 de $f'c$, que es el valor máximo de las N.T.C., en cuanto a aplastamiento. Las cuantías de acero resultaron menores al 2%; por lo que se decidió suministrar como mínimo de acero un 2% de acuerdo con el criterio de diseño.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

D.- DISEÑO DE LOSAS

Las losas perimetralmente apoyadas son aquellas que están apoyadas sobre las trabes o muros en sus cuatro lados, y que por lo tanto trabajan en sus dos direcciones.

1.- PERALTE MINIMO

Para el diseño de éstos elementos se consideró únicamente los efectos debidos a las cargas verticales. La obtención del peralte se hizo utilizando la siguiente expresión:

$$d = \frac{\text{Perímetro}}{330} * 0.034^4 \sqrt{f_s w}$$

DONDE:

f_s = Esfuerzo de trabajo del acero igual a $0.60 f_y$.
 w = Carga en condiciones de servicio en kg/m^2 .

En el caso de las losas aligeradas perimetralmente apoyadas, una vez obtenido el peralte total como si fuera una losa maciza, se encontró la inercia unitaria y a partir de esta inercia se encontró una inercia equivalente considerando nervaduras de 14 cm. de ancho y ello nos dio por como resultado peraltes de 25 y 30cms. incluyendo la capa de compresión del concreto en la parte superior de 5.0cms. de espesor.

Para la estructura 1 y 2 el espesor de las losas es el mismo, ya que el espesor no es función del concreto, sino del acero.

2.- FLEXION

Para la obtención de las áreas de acero se calcularon los momentos flexionantes con los coeficientes de la tabla para momentos de tableros rectangulares que se indica en las N.T.C para diseño y construcción de estructuras de concreto. Se cumplieron las siguientes limitaciones:

- 1.- Los tableros son aproximadamente rectangulares.
- 2.- La distribución de las cargas fue aproximadamente uniforme en cada tablero.
- 3.- Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difirió entre sí en una cantidad mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
- 4.- La relación carga viva y carga muerta no fue mayor de 2.5 para las losas monolíticas con sus apoyos.

3.- CORTANTE

Se revisó la resistencia a fuerza cortante tomando en cuenta que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculó con la expresión:

$$V = (a' / 2 - d) w / [1 + \frac{(a')^6}{a^2}]$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante se calculó como:

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f_c}$$

DONDE:

F_r = Factor de resistencia igual a 0

f^*_c = $0.80 f'_c$

f'_c = Resistencia especificada del concreto a compresión.

b = Ancho de la sección igual a 1.00 mts.

d = Peralte efectivo de la losa

w = Carga en condiciones de servicio.

En los planos estructurales se muestra la planta para la estructura 1 y 2 con sus armados.

E.- DISEÑO DE CIMENTACION

La cimentación se resolvió a base de pilas, de acuerdo con las recomendaciones del estudio de Mecánica de Suelos. Las pilas se desplantarán a 28 mts de profundidad medidos a partir del nivel de la losa de sótano 3.

La capacidad de carga del terreno fue de 500 ton/m^2 después del factor de carga. A continuación se muestra el diseño de las campanas y de los fustes de las pilas para ambas estructuras.

F.- PLANOS ESTRUCTURALES

Después de la hoja del diseño de las pilas serán mostrados los planos estructurales de las 2 propuestas en donde se pueden apreciar los diferentes armados para cada una de las estructuras.

DISEÑO DE PILAS

ESTRUCTURA 1 f'c=350 kg/cm²

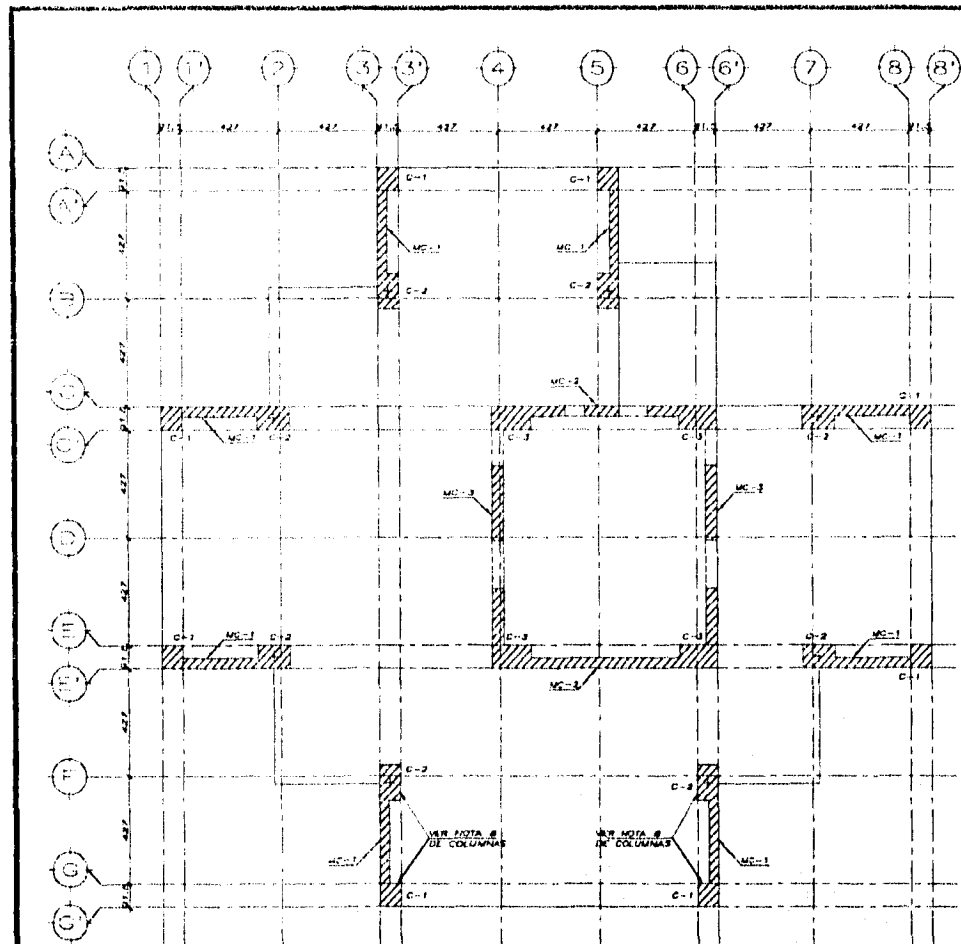
COLUMNA	A-3	A-5	B-3	B-5	C-1	C-2	E-1	E-2	C-4	C-6	E-4	E-6
Pestatica	1,765.00	1,765.00	2,697.30	2,156.00	1,765.00	3,583.80	1,765.00	3,583.80	4,219.63	3,170.26	4,754.53	4,032.74
Psismo X	559.00	559.00	359.00	359.00	670.00	670.00	581.00	581.00	1,116.93	145.93	895.24	895.24
Psismo Y	492.00	492.00	492.00	322.00	819.00	614.00	800.00	629.00	1,633.53	1,687.08	1,059.77	620.08
1.4(P est)	2,471.00	2,471.00	3,776.22	3,018.40	2,471.00	5,017.32	2,471.00	5,017.32	5,907.48	4,438.36	6,656.34	5,645.84
1.1(P est+Psx+.30Psy)	2,718.76	2,718.76	3,524.29	2,872.76	2,948.77	4,881.80	2,844.60	4,788.85	6,409.28	4,204.55	6,564.47	5,625.40
1.1(P est+.30Psx+Psy)	2,667.17	2,667.17	3,626.70	2,844.27	3,063.50	4,838.68	3,013.23	4,825.81	6,807.06	5,391.23	6,691.16	5,413.53
P ultima	2,718.76	2,718.76	3,776.22	3,018.40	3,063.50	5,017.32	3,013.23	5,017.32	6,807.06	5,391.23	6,691.16	5,645.84
DISEÑO DE LA CAMPANA												
Area necesaria (m ²)	5.44	5.44	7.55	6.04	6.13	10.03	6.03	10.03	13.61	10.78	13.38	11.29
Diametro necesario (ml)	2.63	2.63	3.10	2.77	2.79	3.57	2.77	3.57	4.16	3.71	4.13	3.79
Diametro definitivo (ml)	2.80	2.80	3.20	3.20	2.80	3.60	2.80	3.60	4.20	4.20	4.20	4.20
DISEÑO DEL FUSTE												
Diametro Fuste(ml)	1.80	1.80	1.90	1.90	1.80	2.10	1.80	2.10	2.40	2.40	2.40	2.40
Area bruta(cm ²)	25,434.00	25,434.00	28,338.50	28,338.50	25,434.00	34,618.50	25,434.00	34,618.50	45,216.00	45,216.00	45,216.00	45,216.00
Area acero(cm ²)	141.96	141.96	205.92	205.92	141.96	253.44	141.96	253.44	316.80	316.80	316.80	316.80
Area concreto(cm ²)	25,292.04	25,292.04	28,132.58	28,132.58	25,292.04	34,365.06	25,292.04	34,365.06	44,899.20	44,899.20	44,899.20	44,899.20
Carga Resistente Acero(ton)	417.36	417.36	605.40	605.40	417.36	745.11	417.36	745.11	931.39	931.39	931.39	931.39
Carga Resistente Concreto(ton)	4,072.02	4,072.02	4,529.35	4,529.35	4,072.02	5,532.77	4,072.02	5,532.77	7,228.77	7,228.77	7,228.77	7,228.77
Carga Resistente(ton)	4,489.38	4,489.38	5,134.75	5,134.75	4,489.38	6,277.89	4,489.38	6,277.89	8,160.16	8,160.16	8,160.16	8,160.16
Porcentaje acero fuste	0.0056	0.0056	0.0073	0.0073	0.0056	0.0073	0.0056	0.0073	0.0070	0.0070	0.0070	0.0070

TABLA 3.7

DISEÑO DE PILAS
ESTRUCTURA 2 f'c=600 kg/cm²

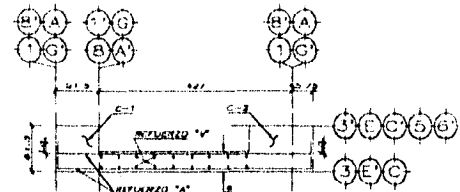
COLUMNA	A-3	A-5	B-3	B-5	C-1	C-2	E-1	E-2	C-4	C-6	E-4	E-6
Pestatica	1,556.14	1,388.67	1,970.00	1,753.00	1,879.00	2,345.00	1,998.00	2,491.00	3,992.00	3,732.00	5,054.00	4,726.00
Psismo X	564.00	565.00	545.00	545.00	246.00	309.00	281.00	347.00	500.00	574.00	948.00	905.00
Psismo Y	323.00	176.00	404.00	217.00	468.00	438.00	475.00	446.00	1,109.00	764.00	1,183.00	705.00
1.4(P est)	2,178.60	1,944.14	2,758.00	2,454.20	2,630.60	3,283.00	2,797.20	3,487.40	5,588.80	5,224.80	7,075.60	6,616.40
1.1(P est+Psx+.30Psy)	2,438.74	2,207.12	2,899.82	2,599.41	2,491.94	3,063.94	2,663.65	3,268.98	5,307.17	4,988.72	6,992.59	6,426.75
1.1(P est+.30Psx+Psy)	2,253.17	1,907.59	2,791.25	2,346.85	2,662.88	3,163.27	2,813.03	3,345.21	5,776.10	5,135.02	7,173.54	6,272.75
P ultima	2,438.74	2,207.12	2,899.82	2,599.41	2,662.88	3,283.00	2,813.03	3,487.40	5,776.10	5,224.80	7,173.54	6,616.40
DISEÑO DE LA CAMPANA												
Area necesaria (m ²)	4.88	4.41	5.80	5.20	5.33	6.57	5.63	6.97	11.55	10.45	14.35	13.23
Diametro necesario (ml)	2.49	2.37	2.72	2.57	2.60	2.89	2.68	2.98	3.84	3.65	4.27	4.10
Diametro definitivo (ml)	2.80	2.80	3.00	3.00	2.80	3.00	2.80	3.00	4.20	4.20	4.20	4.20
DISEÑO DEL FUSTE												
Diametro Fuste(ml)	1.20	1.20	1.30	1.30	1.20	1.40	1.20	1.40	1.80	1.80	1.80	1.80
Area bruta(cm ²)	11,304.00	11,304.00	13,266.50	13,266.50	11,304.00	15,386.00	11,304.00	15,386.00	25,434.00	25,434.00	25,434.00	25,434.00
Area acero(cm ²)	141.96	141.96	205.92	205.92	141.96	253.44	141.96	253.44	316.80	316.80	316.80	316.80
Area concreto(cm ²)	11,162.04	11,162.04	13,060.58	13,060.58	11,162.04	15,132.56	11,162.04	15,132.56	25,117.20	25,117.20	25,117.20	25,117.20
Carga Resistente Acero(ton)	417.36	417.36	605.40	605.40	417.36	745.11	417.36	745.11	931.39	931.39	931.39	931.39
Carga Resistente Concreto(ton)	3,013.75	3,013.75	3,526.36	3,526.36	3,013.75	4,085.79	3,013.75	4,085.79	6,781.64	6,781.64	6,781.64	6,781.64
Carga Resistente(ton)	3,431.11	3,431.11	4,131.76	4,131.76	3,431.11	4,830.90	3,431.11	4,830.90	7,713.04	7,713.04	7,713.04	7,713.04
Porcentaje acero fuste	0.0126	0.0126	0.0155	0.0155	0.0126	0.0165	0.0126	0.0165	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125

TABLA 3.8



T A B L A

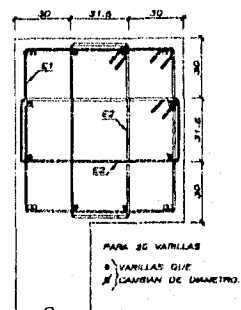
TIPO	DE CIM. A NV. +12		DE NV. +12 A	
	Ø	REFZO. V	Ø	REFZO. V
MC-1	40	#4Ø20	35	#4Ø24
MC-2	40	#4Ø20	35	#4Ø24
MC-3	50	#4Ø20	35	#4Ø24



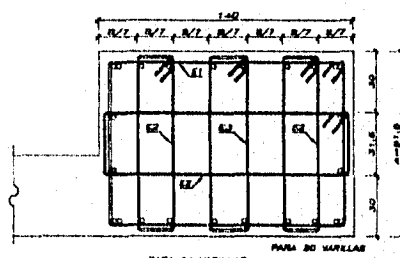
PLANTA MURO MC-1

DATOS PARA DISEÑO:
 C.S=C.18 ZONA 1
 C=3XO.B=2.4
 ESTRUCTURA TIPO B

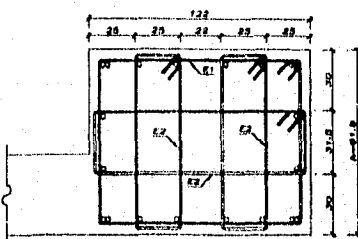
PLANTA DE MUROS Y COLUMNAS



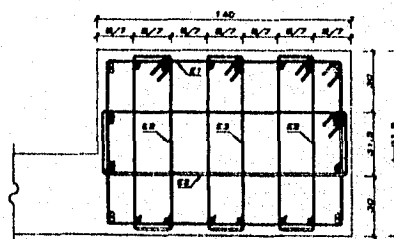
SECCION 1



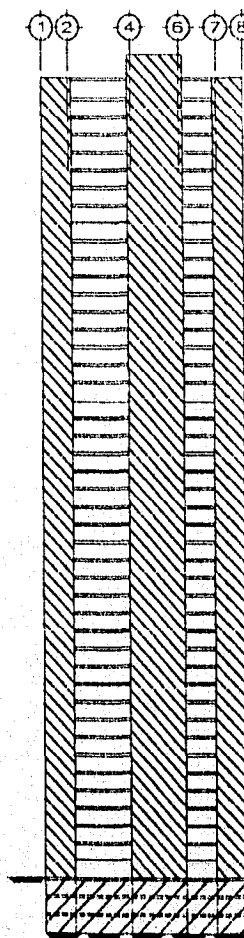
SECCION 2



SECCION 3



SECCION 4



CONCRETO CLASE I - ESTABILIZADO EN LOMAS, TRAZADO Y MOLDADO EN FORMAS RECORRIDAS

CORTE ESQUEMATICO DE M...

T A B L A D E

TIPO	DE CIMENTACION A NV. +12		DE NV. +12 A NV. +24	
	A x B	REFUERZO	A x B	REFUERZO
C-1	Ø1.5xØ1.0 SECC.1	1Ø#12	Ø1.5xØ1.0 SECC.1	1Ø#12+4Ø10
C-2	Ø1.5x1.40 SECC.2	2Ø#12	Ø1.5x1.22 SECC.3	1Ø#12+4Ø10
C-3	Ø1.5x1.70 SECC.4	2Ø#12	Ø1.5x1.00 SECC.4	2Ø#12+Ø#10

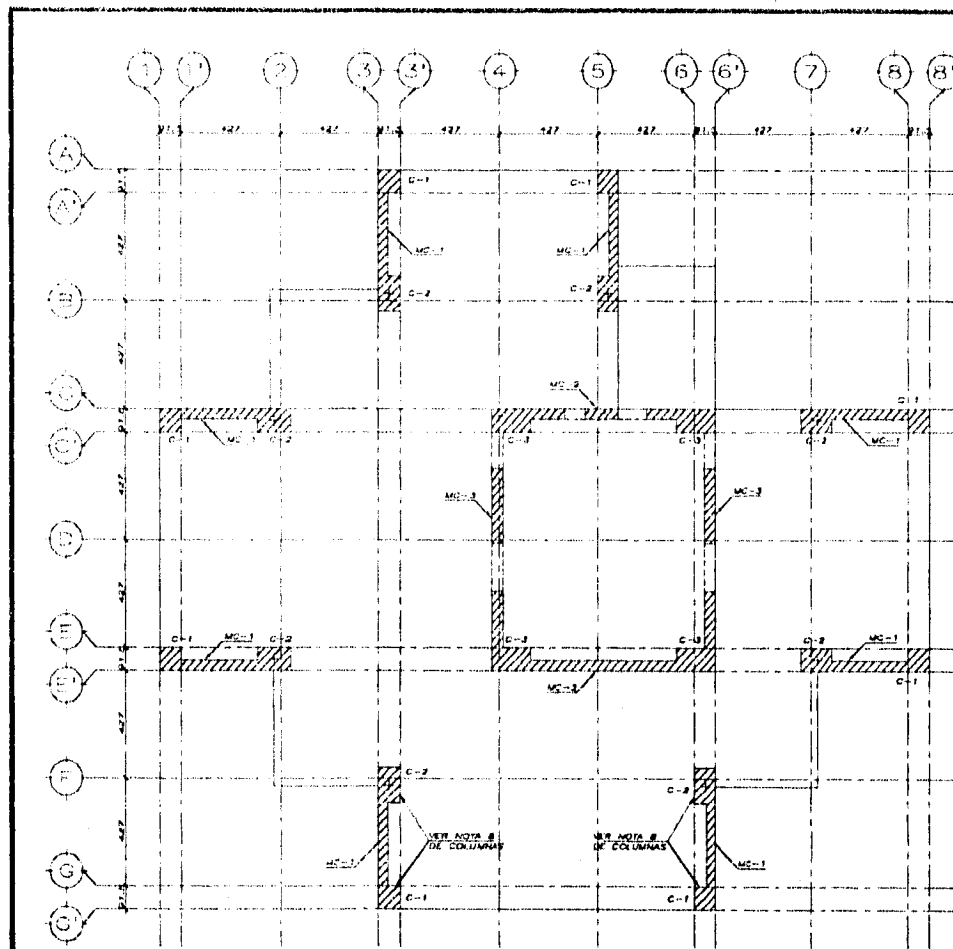
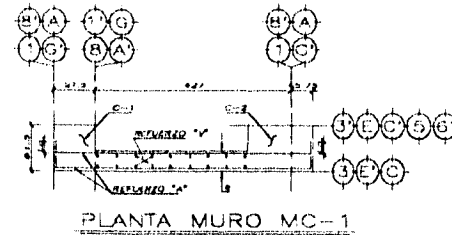


TABLA A				
TIPO	DE CIM. A NV. +12		DE NV. +12 A	
	B	REFZO.V	B	REFZO.V
MC-1	40	#4@20	35	#4@24
MC-2	40	#4@20	35	#4@24
DE CIM. A NV. +15		DE NV. +15		
MC-3	50	#4@20	35	#4@24



DATOS PARA DISPÑO
 C.5=C.16 ZONA 1
 C=3X0.B=2.4
 ESTRUCTURA TIPO B

PLANTA DE MUROS Y COLUMNAS

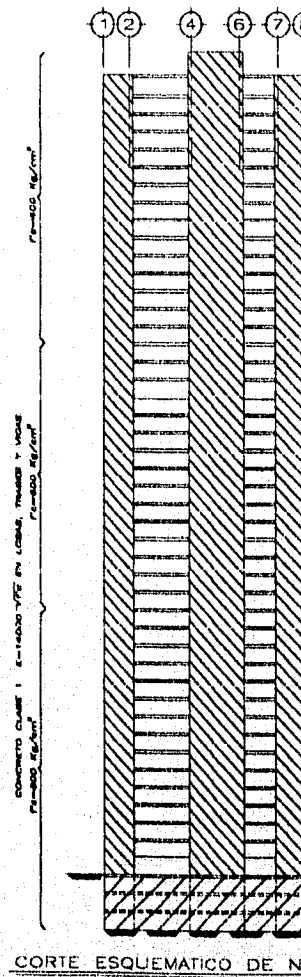
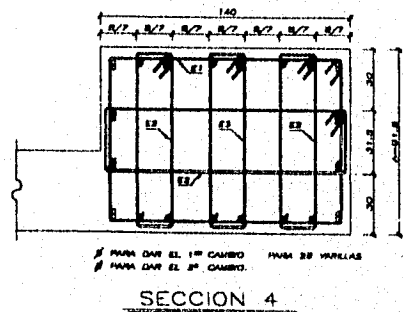
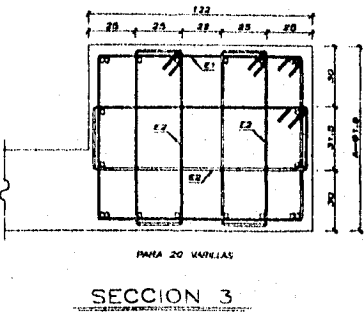
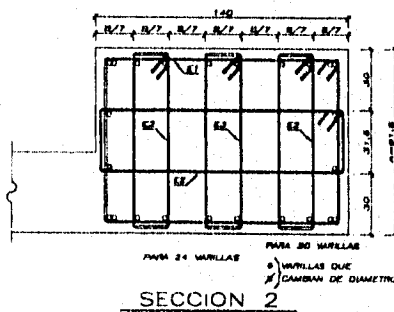
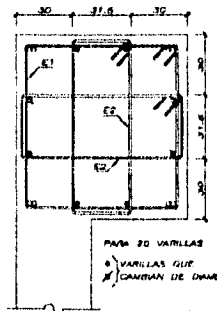


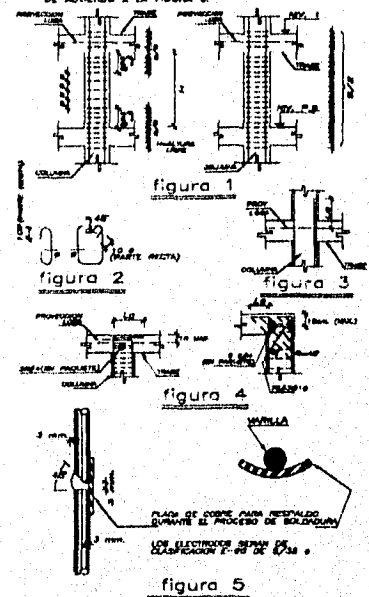
TABLA DE					
TIPO	DE CIMENTACION A NV. +12		DE NV. +12 A NV. +24		
	A x B	REFUERZO	ESTRIBOS	A x B	REFUERZO
G-1	81.5x81.0	16#12	3E#4@20	81.5x81.0	12#12+4#10
C-2	81.5x140	24#12	5E#4@20	81.5x140	16#12+4#10
C-3	81.5x170	28#12	5E#4@20	81.5x140	20#12+8#10

NOTAS GENERALES

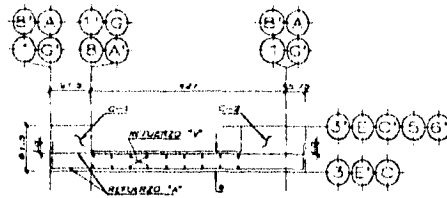
- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, NIVELES EN METROS.
- 2.-TODAS LAS ACOTACIONES, MÓDULOS FIJOS Y NIVELES, DEBERÁN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y EN LA OBRA.
- 3.-LOS ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE INDICA EL ARMADO NO ESTÁN A ESCALA.
- 4.-ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 - a).-CONCRETO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E=14000 \sqrt{f_c}$ KG/CM² DE PESO VOLUMÉTRICO $P.V.=2.2 \text{ TON/M}^3$ Y FUNDAMENTO EN LUNTA EQUIVALENTE A UN NIVEL.
 - b).-ACERO DE REFUERZO CON LÍMITE DE FLECCIÓN EN-TRE 4000 Y 5000 KG/CM² CON LAS FUERZAS DE FLECCIÓN MÁXIMAS Y ÁRMAS QUE SE INDICAN EN LA TABLA DE ARMAS.

NOTAS DE COLUMNAS

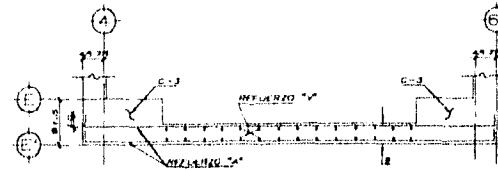
- 1.-LA ORIENTACIÓN DE LAS COLUMNAS ESTA INDICADA EN PLANTA ASI COMO LOS EJES Y PAREDES FIJOS QUE SE CONSERVAN EN TODA LA ALTURA DEL EDIFICIO.
- 2.-CONCRETO CLASE I, CON f_{cm} INDICADO EN CORTE ESQUEMÁTICO Y PESO VOLUMÉTRICO $> 2200 \text{ KG/M}^3$ $E=14000 \sqrt{f_c} \text{ KG/CM}^2$.
- 3.-REINFORZAMIENTOS LIBRES, EL MAYOR DIÁMETRO DEL REFUERZO MINIMÁL, PERO NO MENOR DE 2 CM.
- 4.-TODOS LOS TRABALAPES SE DEBERÁN LOCALIZAR EN EL CENTRO DE LAS COLUMNAS Y TENDRÁN LA LONGITUD DE ANCLAJE INDICADA EN LA TABLA DE ARMAS, EN NINGUNA SECCIÓN SE TRABALAPARÁN DEL BOR DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y NO SE PERMITIRÁN TRABALAPES DENTRO DE LOS NUDOS.
- 5.-NO DEBERÁ SOLDARSE MÁS DEL BOR DEL REFUERZO PERIFÉRICO EN UNA MISMA SECCIÓN.
- 6.-LAS VARILLAS DE LAS COLUMNAS QUE NO CONTINUEN AL SIGUIENTE NIVEL SE PROLONGARÁN DEL PISO SUPERIOR DE LA LOSA LA LONGITUD "L" DE ANCLAJE, VER FIGURA 3.
- 7.-LOS ANCLAJES "L" PUEDEN BRINDARSE HORIZONTALMENTE DENTRO DE LA LOSA PARA EVITAR AGRIETAMIENTOS DEL REFUERZO Y TENDRÁN LA LONGITUD DE ANCLAJE INDICADA EN LA TABLA DE ARMAS (PLANO E-1).
- 8.-TODOS LOS ESTRIBOS EN EL EXTREMO SUPERIOR E INFERIOR DE LAS COLUMNAS SE CERRAN A LA MITAD DE LA SEPARACIÓN s , MEDICADA EN UNA LONGITUD NO MENOR QUE UN SEXTO DE SU ALTURA LIBRE, LA DIMENSIÓN TRANSVERSAL MÁXIMA DE LA COLUMNA, m QUE SOBRE EN PLANTA BAJA, SERÁ EN TODA SU ALTURA, VER FIGURA 1.
- 9.-LOS ESTRIBOS DE LAS COLUMNAS DEBERÁN COMO SE INDICA EN LA FIGURA 2.
- 10.-TODO EL REFUERZO DE LAS COLUMNAS DEBERÁ REMATAR EN EL ÚLTIMO NIVEL, COMO SE INDICA EN LA FIGURA 4.
- 11.-ÚNICAMENTE SE PERMITIRÁ TRABALAPAR VARILLAS HASTA DEL #8 PARA VARILLAS DEL #8 SE USARÁ SOLDADURA VER FIGURA 5.
- 12.-PARA LOS CAMBIOS DE SECCIÓN LA REDUCCIÓN DE BARRA DENTRO DEL PERALTE DE LA LOSA O TRABE DE ACUERDO A LA FIGURA 6.



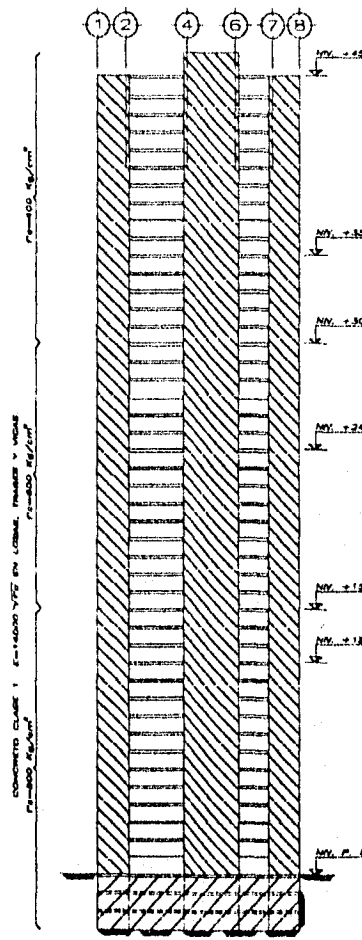
TIPO	DE CIM. A NIV. +12		DE NIV. +12 A NIV. +24		DE NIV. +24 A NIV. +35		DE NIV. +35 A NIV. +45		
	Ø	REFZO. V	REFZO. H	Ø	REFZO. V	REFZO. H	Ø	REFZO. V	REFZO. H
MC-1	40	#4020	#4020	35	#4024	#4024	30	#4024	#4024
MC-2	40	#4020	#4020	35	#4024	#4024	30	#4024	#4024
MC-3	50	#4020	#4020	35	#4024	#4024	25	#4024	#4024



PLANTA MURO MC-1



PLANTA MURO MC-2



CORTE ESQUEMÁTICO DE NIVELES

NOTA IMPORTANTE:
VER ARMADOS DE MUROS M-3 Y M-4 EN PLANO E-4.

TIPO	DE CIMENTACIÓN A NIV. +12		DE NIV. +12 A NIV. +24		DE NIV. +24 A NIV. +35		DE NIV. +35 A NIV. AZOT.	
	A x B	REFUERZO	A x B	REFUERZO	A x B	REFUERZO	A x B	REFUERZO
C-1	Ø1.5xØ1.0 SECC.1	1Ø#12	3LØ4Ø20	Ø1.5xØ1.5 SECC.1	12Ø#12+4Ø#10	3LØ4Ø20	Ø1.5xØ1.0 SECC.1	Ø9#12+Ø8#10
C-2	Ø1.5xØ1.40 SECC.2	2Ø#12	5EØ4Ø20	Ø1.5xØ1.22 SECC.3	16Ø#12+4Ø#10	4EØ4Ø20	Ø1.5xØ1.5 SECC.1	Ø8#12+Ø8#10
C-3	Ø1.5xØ1.70 SECC.4	2Ø#12	5EØ4Ø20	Ø1.5xØ1.60 SECC.4	20Ø#12+4Ø#10	5EØ4Ø20	Ø1.5xØ1.50 SECC.4	Ø8#12+2Ø#10

TESIS SALVADOR AGUILAR

EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

UBICACIÓN: ALCANFORES Y LAURELES

PROPIEDAD:

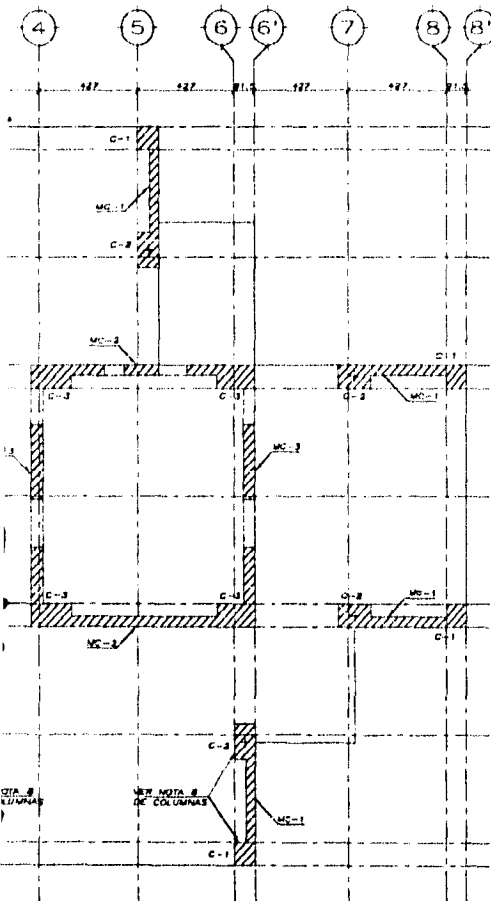
DIRECTOR:

PLANTA DE MUROS DE RIGIDEZ Y COLUMNAS

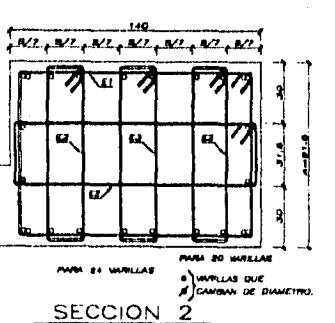
LUNA: 90004 PLANO: E-1

ELABORADO: E.A.A. REVISADO: E.A.A. APROBADO: E.A.A.

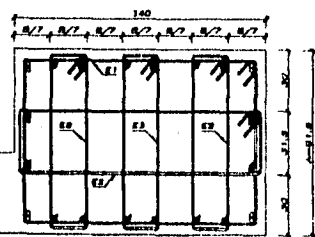
FECHA: ABRIL / 75



MUROS Y COLUMNAS



SECCION 2



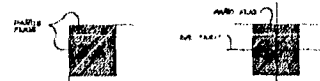
SECCION 4

NOTAS GENERALES

- 1.- ADOPTACIONES EN CENTIMETROS, NIVELES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS ADOPTACIONES, MEDIDAS PLANAS Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN LA OBRA.
- 3.- LOS ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE INDICA EL ARMADO NO ESTAN A ESCALA.
- 4.- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 - 4.1.- CONCRETO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 14000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.2.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.3.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.4.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.5.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.6.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.7.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.8.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.9.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.10.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.11.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.12.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.13.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.14.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.15.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.16.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.17.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.18.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.19.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.20.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.21.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.22.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.23.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.24.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.25.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.26.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.27.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.28.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.29.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.30.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.31.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.32.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.33.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.34.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.35.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.36.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.37.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.38.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.39.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.40.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.41.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.42.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.43.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.44.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.45.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.46.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.47.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.48.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.49.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$
 - 4.50.- REFORZO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$

NOTAS DE COLUMNAS

- 1.- LA ORIENTACION DE LAS COLUMNAS ESTA INDICADA EN PLANTA ASI COMO LOS EJES Y PARES EJES QUE SE CONSERVAN EN TODA LA ALTURA DEL EDIFICIO.



- 2.- CONCRETO CLASE I, CON f_{cm} INDICADO EN CADA ESQUEMA Y MÓDULO DE ELASTICIDAD $E = 14000 \text{ kg/cm}^2$
- 3.- REFORZOS LIBRES, EL MAYOR DIAMETRO DEL REFORZO PRIMARIO, PERO NO MENOR DE 2 CM.
- 4.- TODOS LOS TRASLAPES SE DEBERAN LOCALIZAR EN EL CENTRO DE LAS COLUMNAS Y TENDRAN LA LONGITUD DE ANCLAJE INDICADA EN LA TABLA DE VARILLAS, EN NINGUNA SECCION SE TRASLAPARAN MÁS DE DOS DEL REFORZO LONGITUDINAL Y NO SE PERMITIRAN TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS.

- 5.- NO DEBERA SOLDARSE MÁS DEL SUR DEL REFORZO PRIMARIO EN UNA MISMA SECCION.

- 6.- LAS VARILLAS DE LAS COLUMNAS QUE NO CONTINUEN AL SIGUIENTE NIVEL SE PROLONGARAN DEL PISO SUPERIOR DE LA LOSA LA LONGITUD "L" DE ANCLAJE VER FIGURA 3.

- 7.- LOS ANCLAJES "L" PUEDEN ESPARSE HORIZONTALMENTE DENTRO DE LA LOSA PARA EVITAR AGRUPEMIENTOS DEL REFORZO Y TENDRAN LA LONGITUD DE ANCLAJE INDICADA EN LA TABLA DE VARILLAS (PLANO E-1).

- 8.- TODOS LOS ESTIBOS EN EL EXTREMO SUPERIOR E INFERIOR DE LAS COLUMNAS SE CERRAN A LA MITAD DE LA SECCION ESPECIFICADA EN UNA LONGITUD NO MENOR QUE UN SEXTO DE SU ALTURA LIBRE, LA DIMENSION TRANSVERSAL MAXIMA DE LA COLUMNA, NI QUE OCHO, EN PLANTA BAJA, SERA EN TODA SU ALTURA, VER FIGURA 1.

- 9.- LOS ESTIBOS DE LAS COLUMNAS SERAN COMO SE INDICA EN LA FIGURA 2.

- 10.- TODO EL REFORZO DE LAS COLUMNAS SE DEBERA REANCLAR EN EL ULTIMO NIVEL, COMO SE INDICA EN LA FIGURA 4.

- 11.- ÚNICAMENTE SE PERMITIRA TRASLAPAR VARILLAS HASTA DEL #8 PARA VARILLAS DEL #8 SE USARA SOLDADURA VER FIGURA 5.

- 12.- PARA LOS CAMBIOS DE SECCION, LA REDUCCION SE HARA DENTRO DEL PERALTE DE LA LOSA O TRABE DE ACUERDO A LA FIGURA 6.

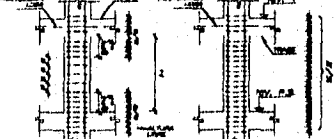


figura 1

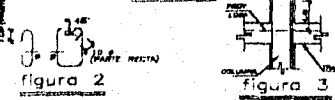


figura 2

figura 3

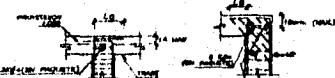


figura 4

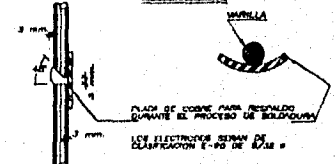
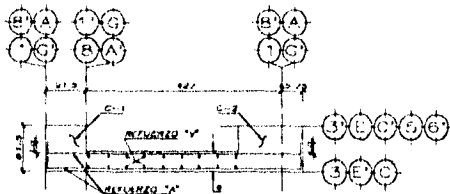
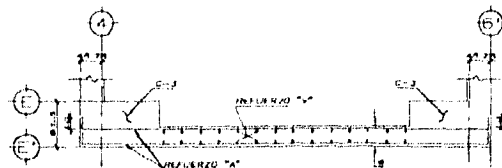


figura 5

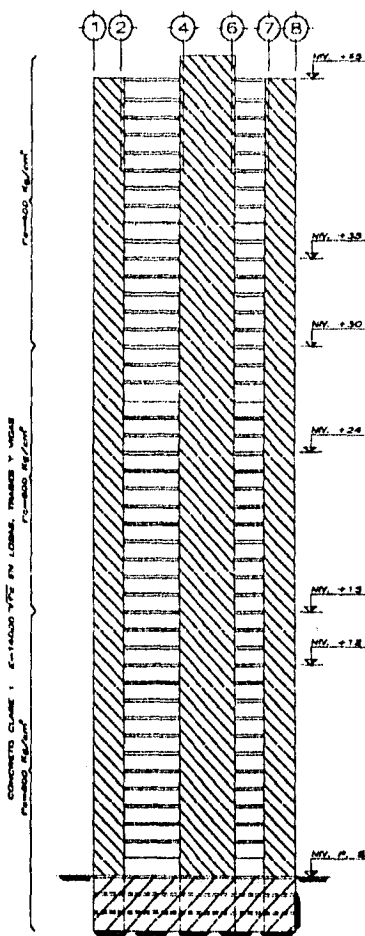
TABLA DE MUROS																
TIPO	DE C.M. A NIV. +12				DE NIV. +12 A NIV. +24				DE NIV. +24 A NIV. +35				DE NIV. +35 A NIV. +45			
	#	REFZO. V	REFZO. H	#	REFZO. V	REFZO. H	#	REFZO. V	REFZO. H	#	REFZO. V	REFZO. H	#	REFZO. V	REFZO. H	
MC-1	40	#4020	#4020	35	#4024	#4024	30	#4024	#4024	25	#4024	#4024	20	#4024	#4024	
MC-2	40	#4020	#4020	35	#4024	#4024	30	#4024	#4024	25	#4024	#4024	20	#4024	#4024	
MC-3	50	#4020	#4020	35	#4024	#4024	25	#4024	#4024							



PLANTA MURO MC-1



PLANTA MURO MC-2



CORTE ESQUEMATICO DE NIVELES

NOTA IMPORTANTE:
VER ARMADOS DE
MUROS M-3 Y M-4
EN PLANO E-4.

TABLA DE COLUMNAS																
TIPO	DE CIMENTACION A NIV. +12				DE NIV. +12 A NIV. +24				DE NIV. +24 A NIV. +35				DE NIV. +35 A NIV. AZOT.			
	A x B	REFUERZO	ESTIBOS	A x B	REFUERZO	ESTIBOS	A x B	REFUERZO	ESTIBOS	A x B	REFUERZO	ESTIBOS	A x B	REFUERZO	ESTIBOS	
C-1	01.5x01.5 SECC.1	10#12	3E#4020	01.5x01.5 SECC.2	12#12+4#10	3E#4020	01.5x01.5 SECC.3	0#12+0#10	3E#4020	01.5x01.5 SECC.4	0#12+0#10	3E#4020	01.5x01.5 SECC.5	0#12+0#10	3E#4020	
C-2	01.5x1.40 SECC.2	24#12	5E#4020	01.5x1.22 SECC.3	18#12+4#10	4E#4020	01.5x1.06 SECC.4	20#12+4#10	5E#4020	01.5x1.00 SECC.5	20#12+4#10	5E#4020	01.5x1.40 SECC.6	24#12	5E#4020	
C-3	01.5x1.70 SECC.4	28#12	5E#4020	01.5x1.06 SECC.5	20#12+4#10	5E#4020	01.5x1.40 SECC.6	24#12+4#10	5E#4020	01.5x1.40 SECC.7	24#12	5E#4020				

TESIS

SALVADOR AGUILAR

EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

UBICACION: ALCANFORES Y LAURELES

PROPIEDAD:

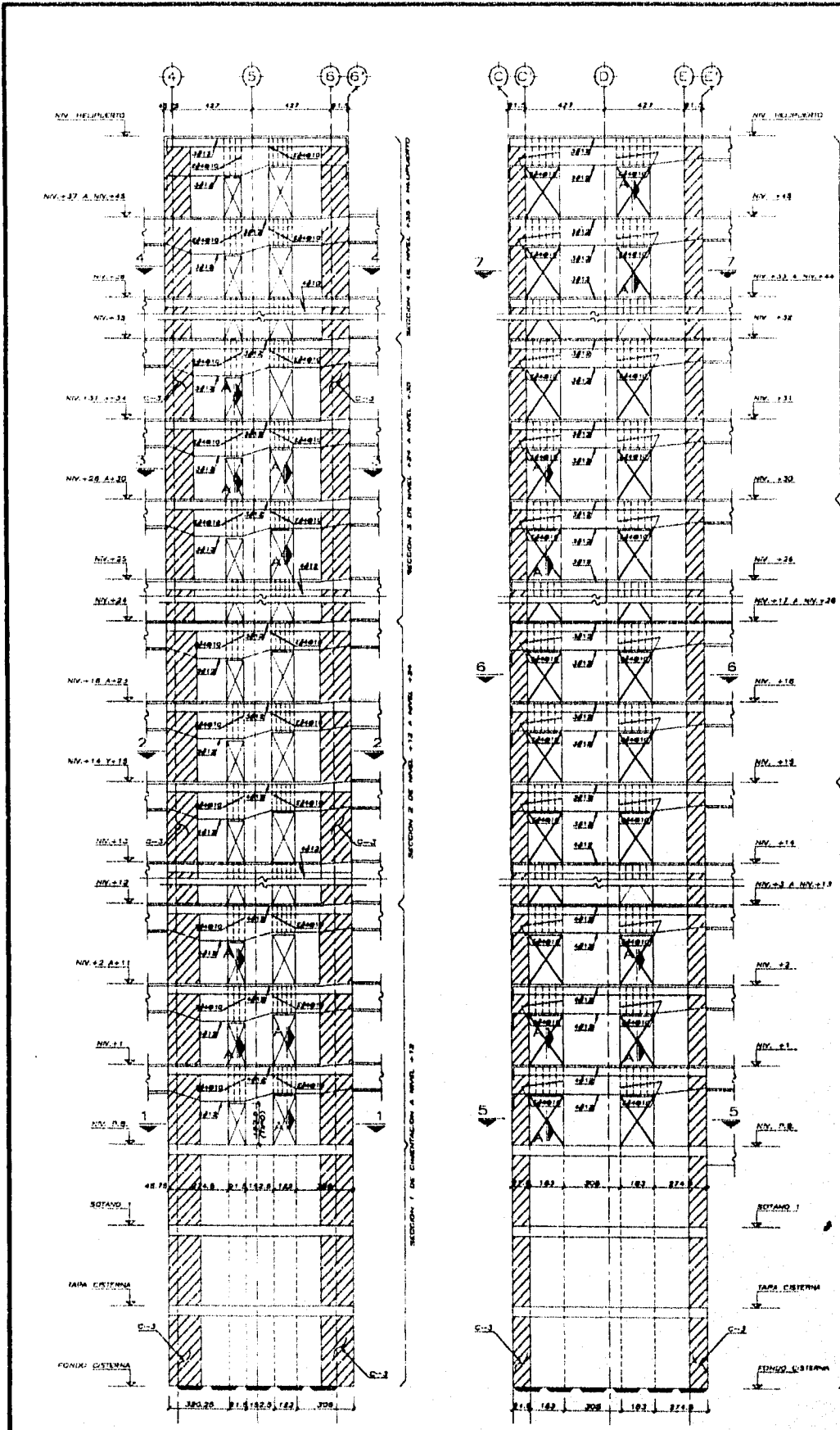
DIRECTOR:

PLANTA DE MUROS DE RIGIDEZ Y COLUMNAS

USINA PLANO

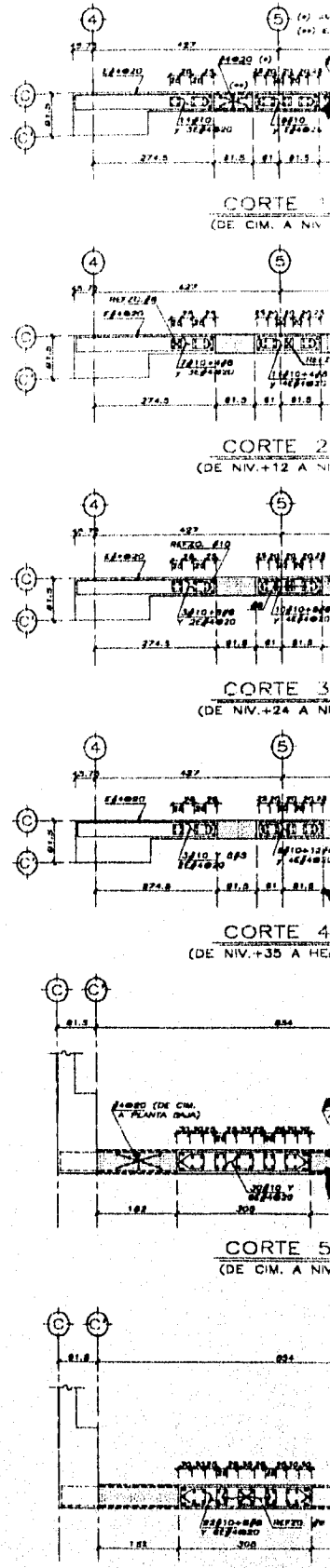
90004 E-1

ELABORADO POR: E. A. A. / REVISADO POR: E. A. A. / APROBADO POR: A. A. A.



ELEVACION MURO MC-3

ELEVACION MURO MC-4



CORTE A
(DE CIM. A NIV. +1.0)

CORTE 2
(DE NIV. +12 A NIV. +13)

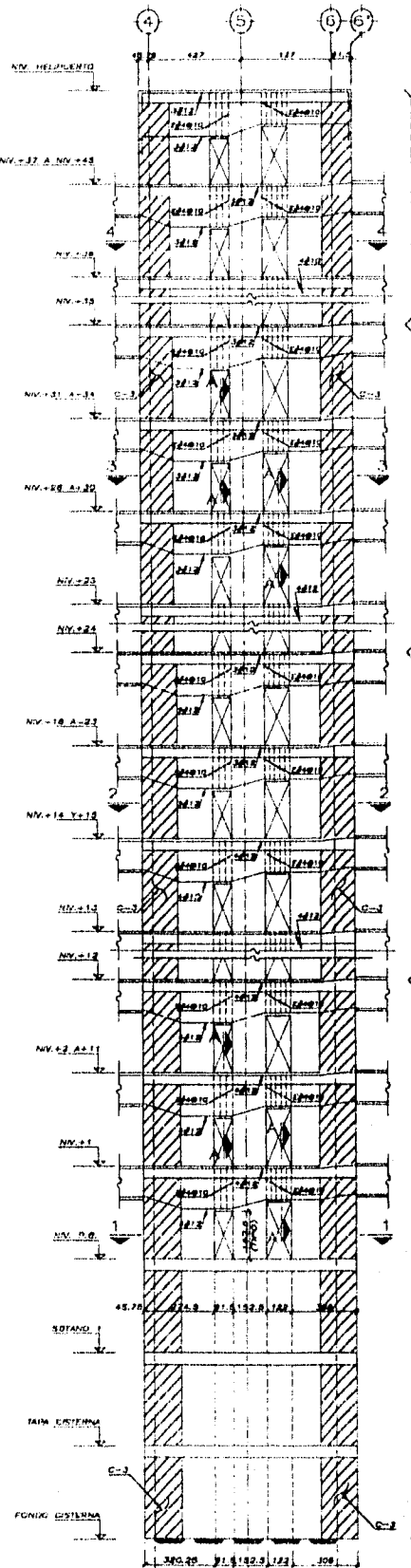
CORTE 3
(DE NIV. +24 A NIV. +25)

CORTE 4
(DE NIV. +35 A NIV. +36)

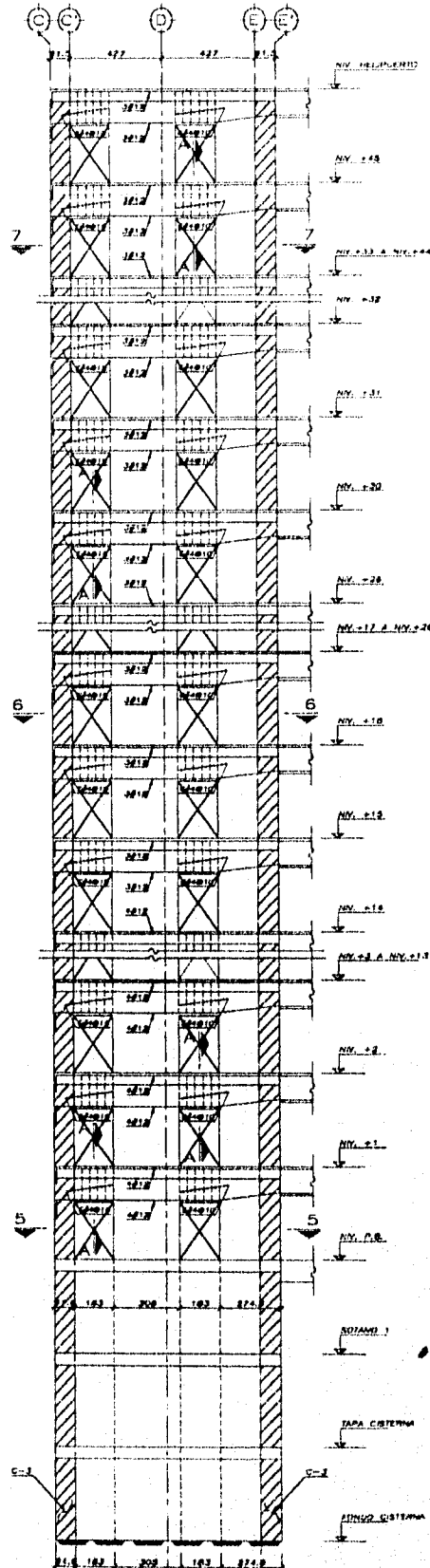
CORTE 5
(DE CIM. A NIV. +1.0)

CORTE 6
(DE CIM. A NIV. +1.0)

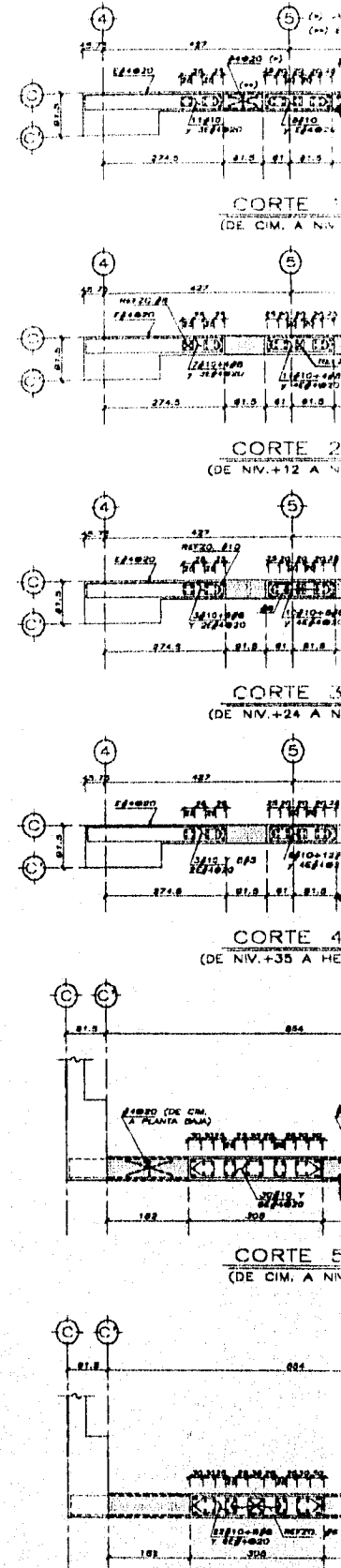
NOTA IMPORTANTE:
VER UBICACION EN PLANTA DE
LOS MUROS MC-3 Y MC-4 EN
PLANO E-1.



ELEVACION MURO MC-3



ELEVACION MURO MC-4

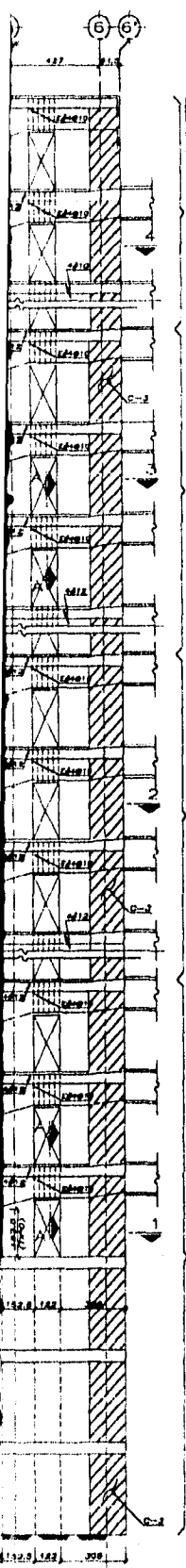


CORTE 6
(DE CIM. A NIV. +0.0)

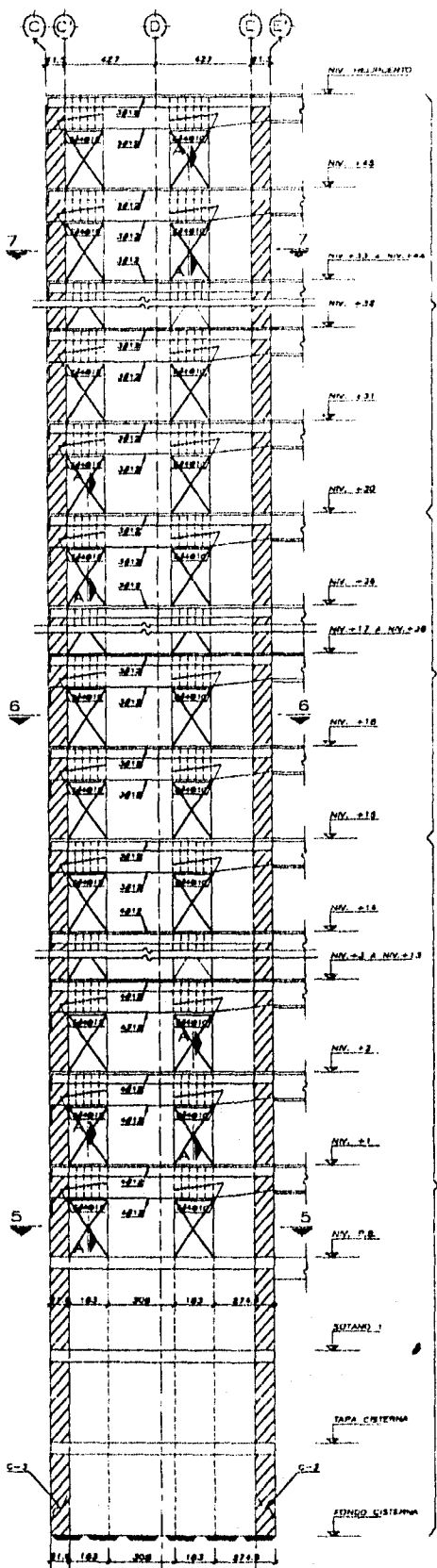
NOTA IMPORTANTE:
VER UBICACION EN PLANTA DE
LOS MUROS MC-3 Y MC-4 EN
PLANO E-1.

NOTAS GENERAL

- 1.-ACOTACIONES EN CENTIMETROS, NIVELES EN METROS.
- 2.-TODAS LAS ACOTACIONES, PUNTO FLUJO Y NIVELES DEBEN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ANTERIORES EN LA OBRA.
- 3.-LOS ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS TUNALES EN LOS QUE SE INDICA EL ARMADO A OBLICUA.
- 4.-ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 - a) CEMENTO CLASE I CON MÓDULO DE BASTIENDE 1.800 Y 1.700.
 - b) ACERO DE REFUERZO CON LÍMITE DE FLUJE 4000 Y 5000 KG/CM² CON LAS FLECHAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS QUE SE ENCUENTRAN EN LA TABLA DE VARILLAS.

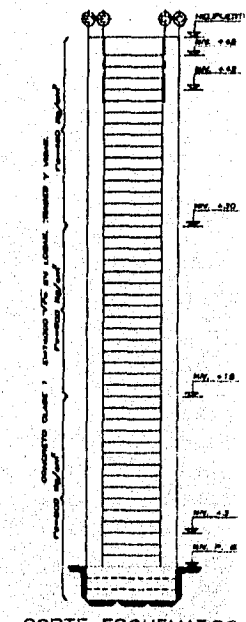
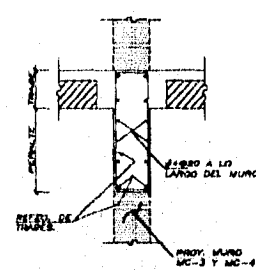
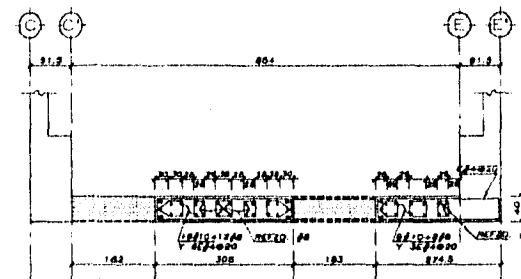
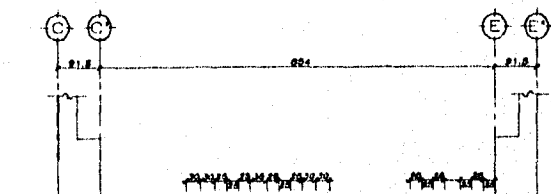
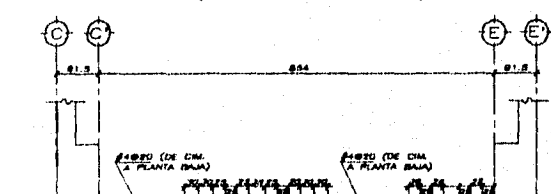
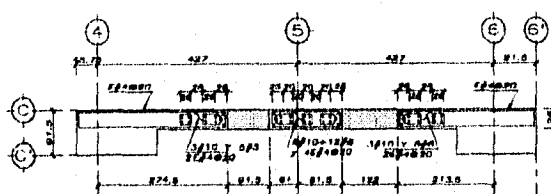
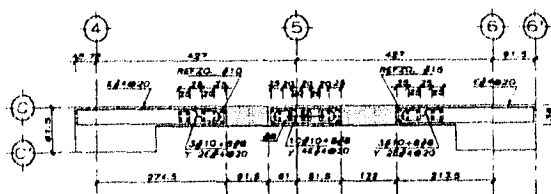
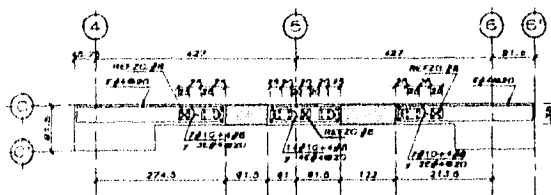
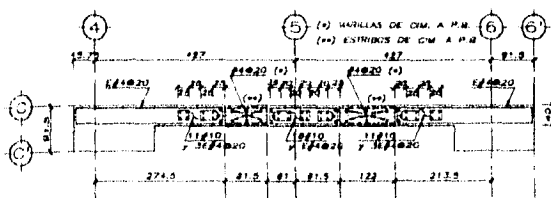


MURO MC-3



ELEVACION MURO MC-4

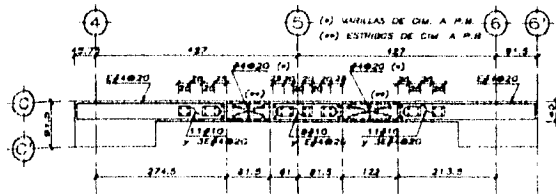
NOTA IMPORTANTE:
VER UBICACION EN PLANTA DE LOS MUROS MC-3 Y MC-4 EN PLANO E-1.



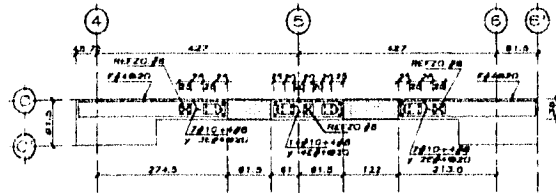
TESIS		SALVADOR AGUIRRE	
EDIFICIO DE DEPARTAMENTO			
UBICACION: ALCANFORES Y LAURELES			
PROPIEDAD:			
DIRECTOR:			
MUROS DE RIGIDEZ		LUMBA	
PLANTA	SECCION	SECCION	PLANTA
AAA	AAA	AAA	AAA
BBB	AAA	AAA	AAA
			90004

NOTAS GENERALES

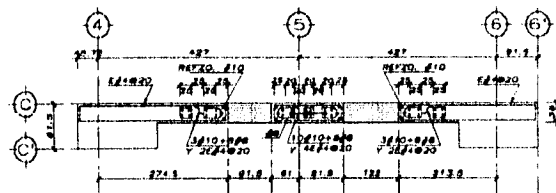
- 1.- ADOPTACIONES EN CENTIMETROS, NIVELES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS ADOPTACIONES, PARA DE PLANO Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN LA OBRA.
- 3.- LOS ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE INDICA EL ANILADO NO ESTAN A ESCALA.
- 4.- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 - a) CONCRETO CLASE I CON MEDIO DE BASTEDOR $f_{cd} = 1000 \sqrt{f_c}$
 - b) 180 kg/m^3 DE PESO VOLUMETRICO P.V. $\approx 2.2 \text{ Ton/m}^3$ Y FORMULADA EN LUNOS EQUICANTIDAD DE NIVELES.
 - c) ACABO DE REPLERO CON LIMITE DE FLUENCIA ENTRE 4000 Y 5000 kg/cm^2 CON LAS FUERZAS DE FLUENCIA MAXIMAS Y MINIMAS QUE SE INDICAN EN LA TABLA DE VIGILLAS.



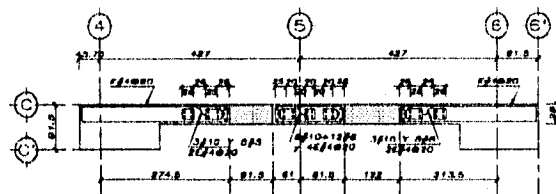
CORTE 1-1
(DE CIM. A NIV. +12)



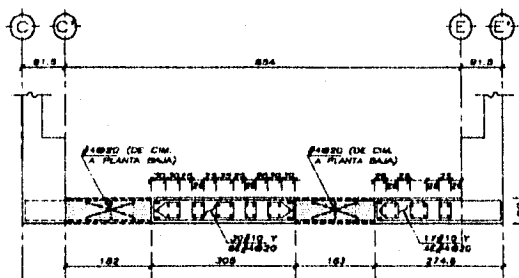
CORTE 2-2
(DE NIV. +12 A NIV. +24)



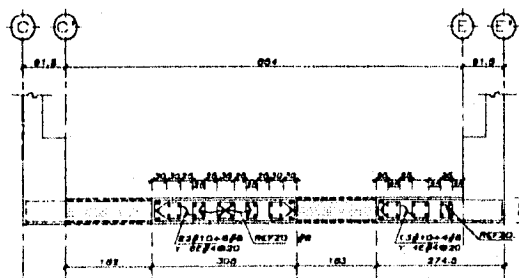
CORTE 3-3
(DE NIV. +24 A NIV. +35)



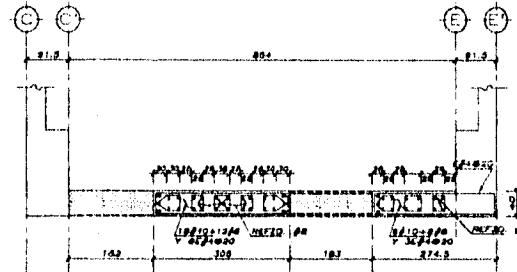
CORTE 4-4
(DE NIV. +35 A HELIPUERTO)



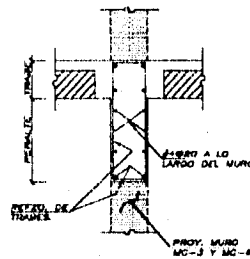
CORTE 5-5
(DE CIM. A NIV. +15)



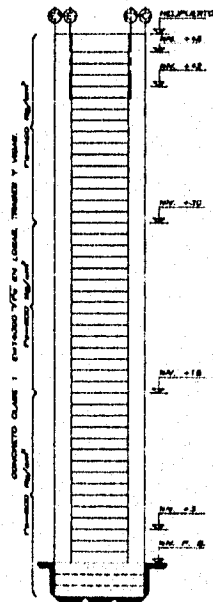
CORTE 6-6
(DE CIM. A NIV. +15)



CORTE 7-7
(DE NIV. +30 A HELIPUERTO)



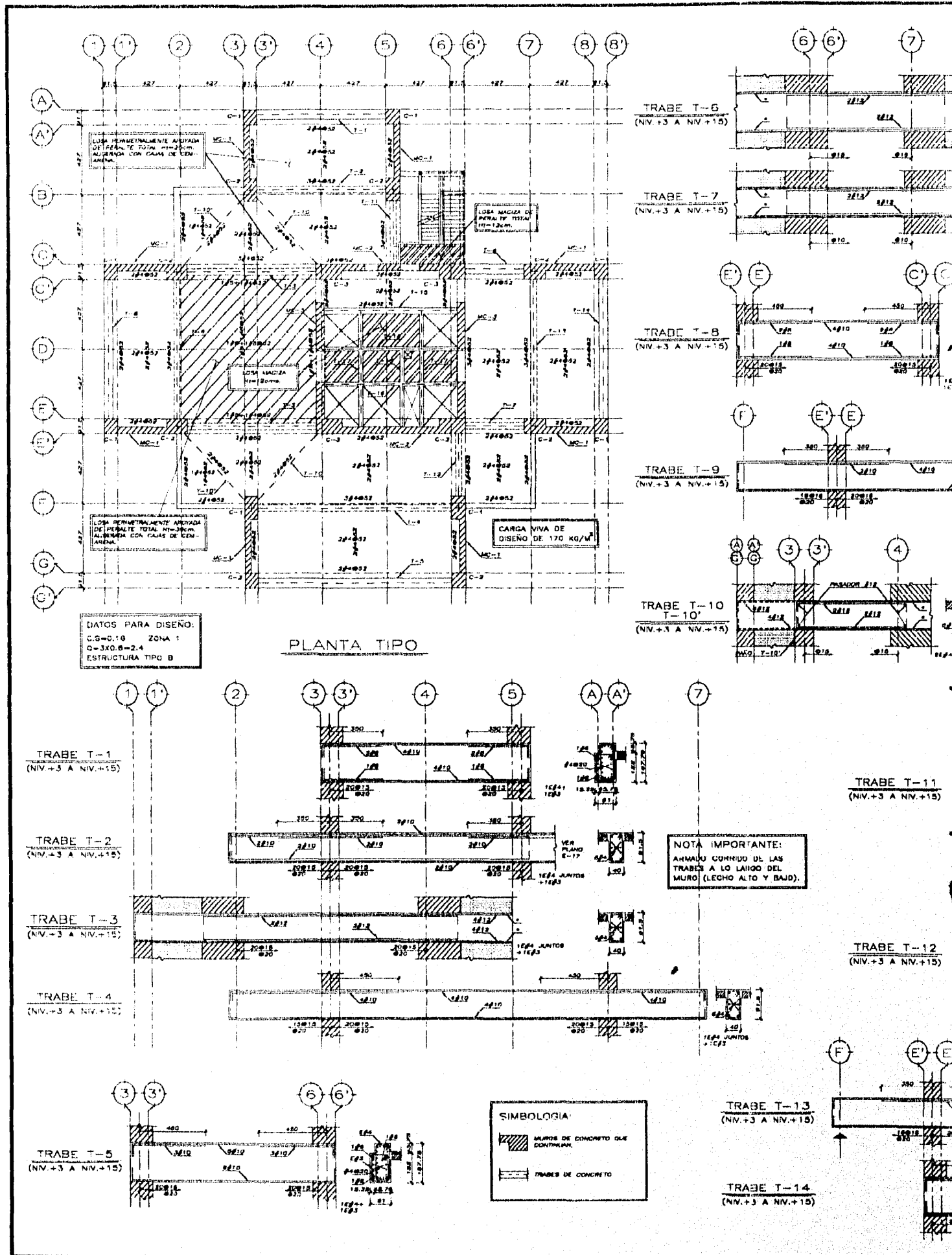
CORTE A-A

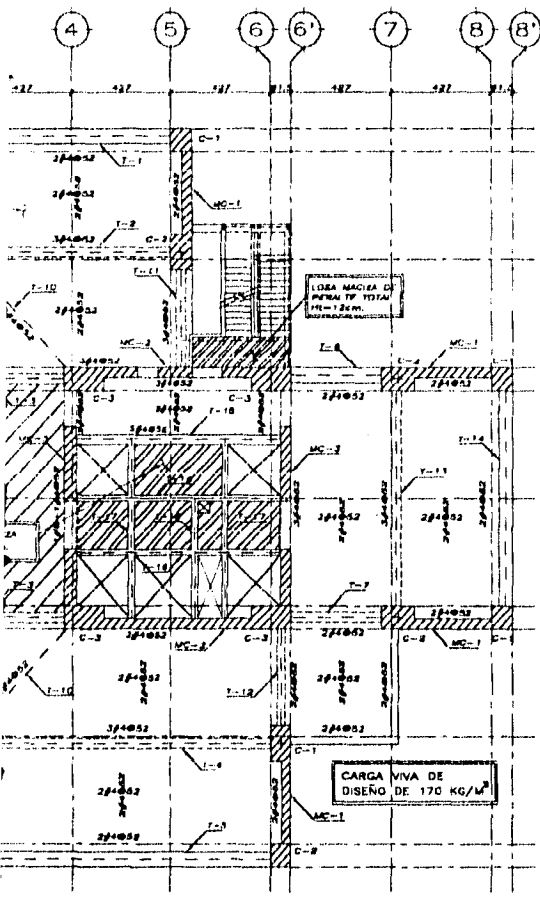


CORTE ESQUEMATICO

NOTA IMPORTANTE:
VER UBICACION EN PLANTA DE
LOS MUROS MC-3 Y MC-4 EN
PLANO E-1.

TESIS		SALVADOR AGUILAR	
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS			
UBICACION: ALCANFORES Y LAURELES			
PROPIEDAD:			
DIRECTOR:			
MUROS DE RIGIDEZ		UNIDAD	PLANO
MURO S.A.A.	MURO S.A.A.	90004	E-2
MURO S.A.A.	MURO S.A.A.		





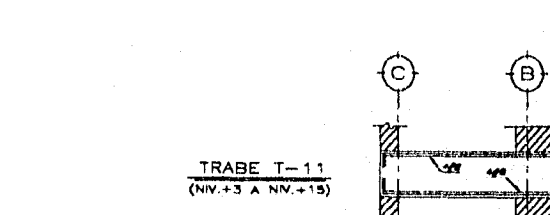
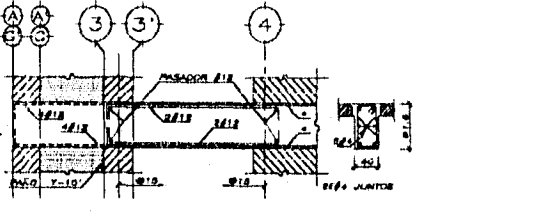
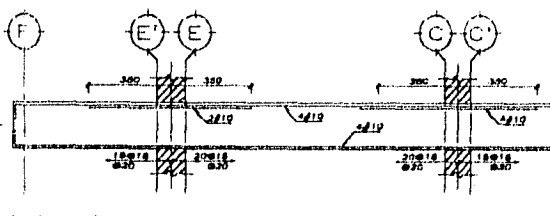
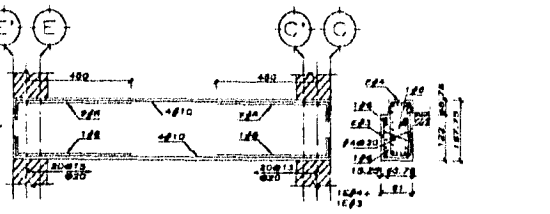
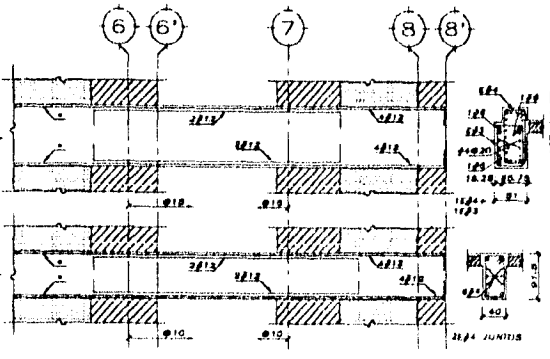
TRABE T-6
(NIV.+3 A NIV.+15)

TRABE T-7
(NIV.+3 A NIV.+15)

TRABE T-8
(NIV.+3 A NIV.+15)

TRABE T-9
(NIV.+3 A NIV.+15)

TRABE T-10
(NIV.+3 A NIV.+15)

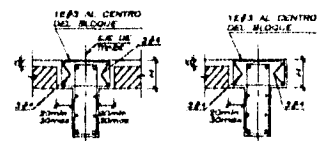


NOTAS GENERALES

- 1.-ACOTACIONES EN CANTOS, VIVAS, NIVELES EN METROS.
- 2.-TODAS LAS ACOTACIONES, MÓDULOS PUEDE Y NIVELES, DEBEN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ANOTACIONALES Y EN LA OBRA.
- 3.-LOS ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE INDICA EL ARMADO NO ESTAN A ESCALA.
- 4.-ESPECIFICACION DE MATERIALES:
a) CONCRETO CLASE I CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E=14000 \text{ Kg/cm}^2$
b) ACERO DE REFUERZO CON LÍMITE DE FLUENCIA ENTRE 4000 Y 5000 Kg/cm^2 CON LAS FUERZAS DE FLUENCIA MÁXIMAS Y UNIFORMES QUE SE INDICAN EN LA TABLA DE VARILLAS.

NOTAS DE LOSA ALIGERADA PERIMETRALMENTE APOYADA

- 1.-LAS LOSAS TENDRAN UN PERALTE TOTAL $H=300/25$ CINE ALIGERADA CON BLOQUES DE 10CM ANCHO DE 20X20X10...
- 2.-LAS CUBAS DE DISTRIBUCIÓN DENTRO DE CADA TABLERO NO DE TAL MANERA QUE FORMEN HERRADURAS INICIAS Y CONTINUAS, CON ANCHO MÍNIMO DE 10 CM Y MÁXIMO DE 15 CM, DEJANDO PERIMETRALMENTE UNA ZONA MUY DELGADA A LA TRABE O MURO CUYO ANCHO NO DEBE DE SER MENOR DE 10 CM COMO SE INDICA EN LA SIGUIENTE FIGURA.



ELEVACION

- 3.-LA LOSA ESTARA REFORZADA CON VARILLAS CONTINUAS DEL #4 A LAS SEPARACIONES INDICADAS EN PLANTA, LLEGANDO EL REFUERZO INDICADO AL EJE DE LAS HERRADURAS.
- 4.-LA CONVENCION UTILIZADA EN PLANTA PARA INDICAR EL REFUERZO DE LA LOSA ES LA SIGUIENTE:
a) LAS VARILLAS Y SEPARACIONES INDICADAS EN LOS APÓSTOS CORRESPONDEN AL REFUERZO DEL LECHO SUPERIOR (BASTONES COLUMLARES).

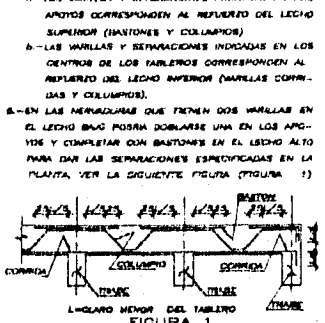
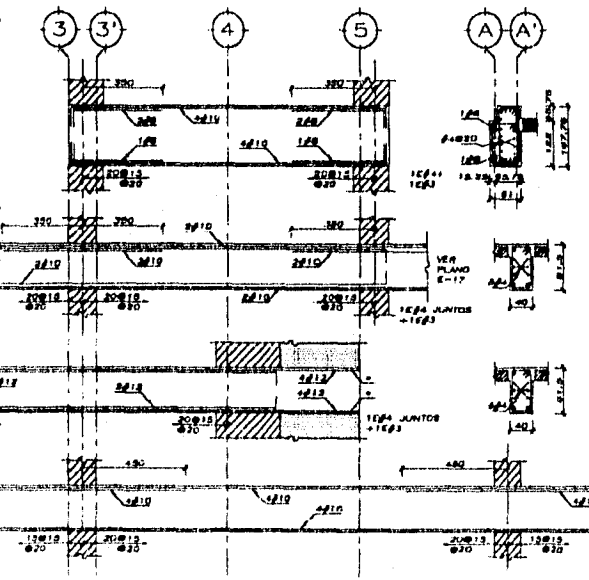


FIGURA 1

- 5.-EN LAS HERRADURAS QUE TIENEN DOS VARILLAS EN EL LECHO INFERIOR PUEDE DOBLARSE UNA EN LOS APÓSTOS Y COMPLETAR CON BASTONES EN EL LECHO ALTO PARA DAR LAS SEPARACIONES ESPECIFICADAS EN LA PLANTA, VER LA SIGUIENTE FIGURA (FIGURA 1).
- 6.-EN LOS APÓSTOS DONDE SE MÓDULO OTRO CADA LOS BASTONES Y COLUMLAS DE CORTARLAS, DOBLARLAS Y ANCLARLAS COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
- 7.-LOS DOBLADOS DE LAS VARILLAS SERAN A 45°.
- 8.-EL REFUERZO EN LA LOSA (BASTONES, COLUMLAS Y CORRIAS) EN SUS EXTREMOS DE ANCLAR EN ESCUDAS EN SUS ELEMENTOS NORMALES LA LONGITUD "L_a" DADA EN LA TABLA DE VARILLAS.

PLANTA TIPO



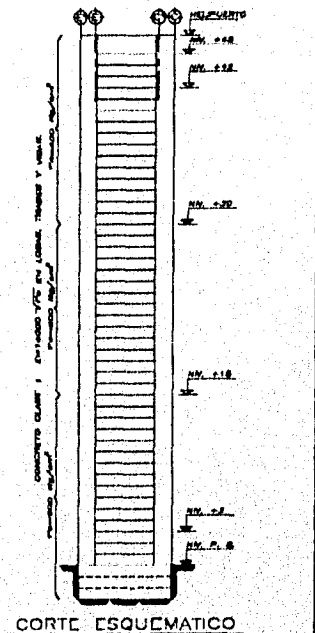
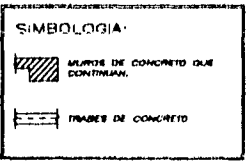
NOTA IMPORTANTE:
ARMADO CONTINUO DE LAS TRABES A LO LARGO DEL MURO (LECHO ALTO Y BAJO).

TRABE T-11
(NIV.+3 A NIV.+15)

TRABE T-12
(NIV.+3 A NIV.+15)

TRABE T-13
(NIV.+3 A NIV.+15)

TRABE T-14
(NIV.+3 A NIV.+15)



CORTE ESQUEMATICO

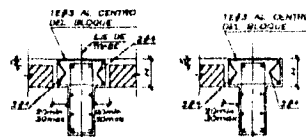
TESIS		SALVADOR AGUILAR	
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS			
UBICACION: ALICAMPORRES Y LA INTEL			
PROPIEDAD:			
DIRECTOR:			
PLANTA TIPO		LIBRA	PLANO
UNIDAD	E. A. A.	90004	E-3
OTRO	E. A. A.	FECH	AGAL/20

NOTAS GENERALES

- 1.-ACOTACIONES EN CENTENARIOS, VARILLAS EN METROS.
- 2.-TODAS LAS ACOTACIONES, INCLUIENDO FLUJO Y VARIAS, DEBEN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN LA LOSA.
- 3.-LOS ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE MUESTRA EL ARMADO NO ESTAN A ESCALA.
- 4.-ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 - a.-CONCRETO CLASE 1 CON MÓDULO DE ELASTICIDAD $E=14000 \text{ kg/cm}^2$
 - b.-ACERO DE REFUERZO CON LÍMITE DE FLEJADO EN TENS $4000 \text{ y } 6000 \text{ kg/cm}^2$ CON LAS FUERZAS DE FLEJADO MÁXIMAS Y ÚNICAS QUE SE INDICAN EN LA TABLA DE VARILLAS.

NOTAS DE LOSA ALIGERADA PERIMETRALMENTE APOYADA

- 1.-LAS LOSAS TENDRAN UN ESPESOR TOTAL $H=120/25 \text{ CM}$ ALIGERADA CON BLOQUES DE BETA ASERNA DE $40 \times 40 \times 20 \text{ CM}$.
- 2.-LAS CLAVAS SE DISTRIBUIRAN DENTRO DE CADA TABLERO DE TAL MANERA QUE FORMEN HERRAJES RECTOS Y ORTOGONALES, CON ANCHO MÍNIMO DE 10 CM Y MÁXIMO DE 15 CM , DEJANDO PERIMETRALMENTE UNA ZONA MANCHA ADYACENTE A LA TRABE O MURO CUYO ANCHO NO DEBE DE SER MENOR DE 10 CM COMO SE INDICA EN LA SIGUIENTE FIGURA.



ELEVACION

ELEVACION

- 3.-LA LOSA ESTARÁ REFORZADA CON VARILLAS CORRUJADAS DEL $\#4$ A LAS SEPARACIONES INDICADAS EN PLANTA, LIGANDO EL REFUERZO INDICADO AL EJE DE LAS HERRAJES.
- 4.-LA CORRUJADA UTILIZADA EN PLANTA PARA INDICAR EL REFUERZO DE LA LOSA ES LA SIGUIENTE:
 - a.-LAS VARILLAS Y HERRAJES INDICADOS EN TORO ANTIOS CORRESPONDEN AL REFUERZO DEL LECHO SUPERIOR (BASTONES Y COLUMNAS).
 - b.-LAS VARILLAS Y HERRAJES INDICADOS EN LOS CENTROS DE LOS TABLEROS CORRESPONDEN AL REFUERZO DEL LECHO INFERIOR (VARILLAS CORRUJADAS Y COLUMNAS).
 - c.-EN LAS HERRAJES QUE TIENEN DOS VARILLAS EN EL LECHO BAJO PODRÁ DOBLARSE UNA EN LOS APÓSTOS Y COMPLETAR CON BASTONES EN EL LECHO ALTO PARA DAR LAS SEPARACIONES ESPECIFICADAS EN LA PLANTA, VER LA SIGUIENTE FIGURA (FIGURA 1).

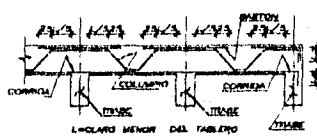
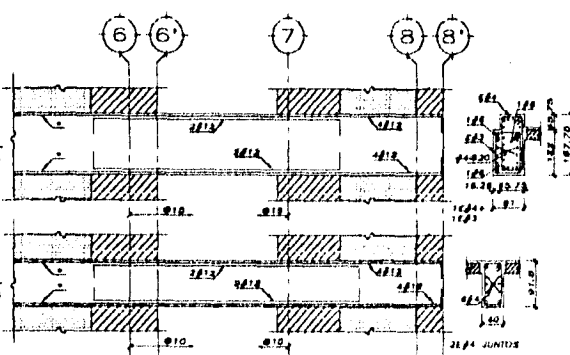


FIGURA 1

- 5.-EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA COSA, LOS BASTONES Y COLUMNAS SE CORTARÁN, DOBLARÁN Y ANCLARÁN COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
- 7.-LOS DOBLES DE LAS VARILLAS SERÁN A 45° .
- 8.-EL REFUERZO EN LA LOSA (BASTONES, COLUMNAS Y CORRUJAS) EN SUS EXTREMOS SE ANCLARÁN EN ESCUDRA EN SUS ELEMENTOS NORMALES LA LONGITUD "L_a" DADA EN LA TABLA DE VARILLAS.

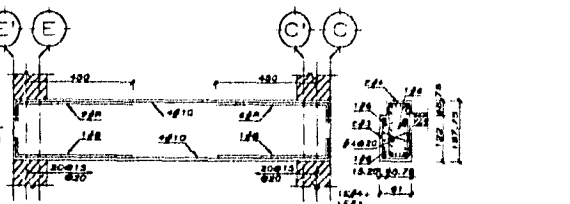
TRABE T-6
(NIV.+3 A NIV.+15)



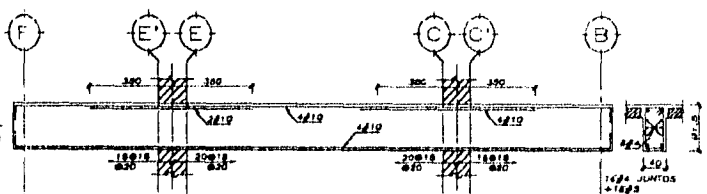
TRABE T-7
(NIV.+3 A NIV.+15)



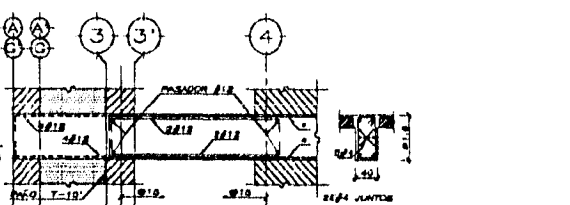
TRABE T-8
(NIV.+3 A NIV.+15)



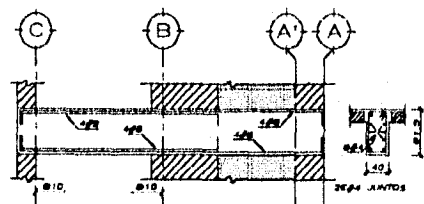
TRABE T-9
(NIV.+3 A NIV.+15)



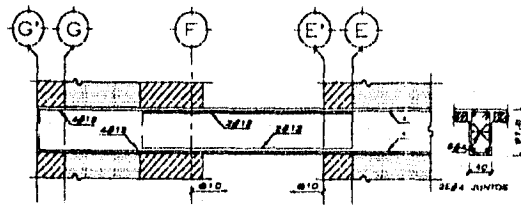
TRABE T-10
T-10'
(NIV.+3 A NIV.+15)



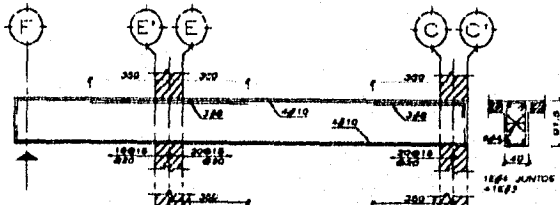
TRABE T-11
(NIV.+3 A NIV.+15)



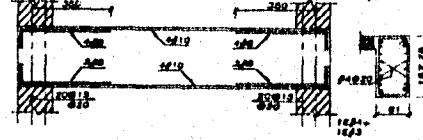
TRABE T-12
(NIV.+3 A NIV.+15)



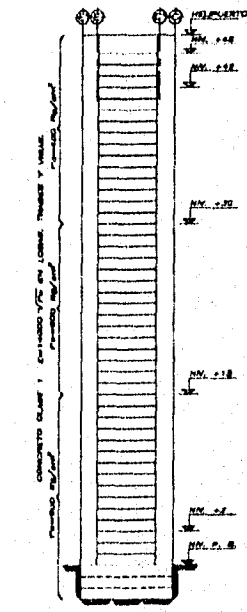
TRABE T-13
(NIV.+3 A NIV.+15)



TRABE T-14
(NIV.+3 A NIV.+15)

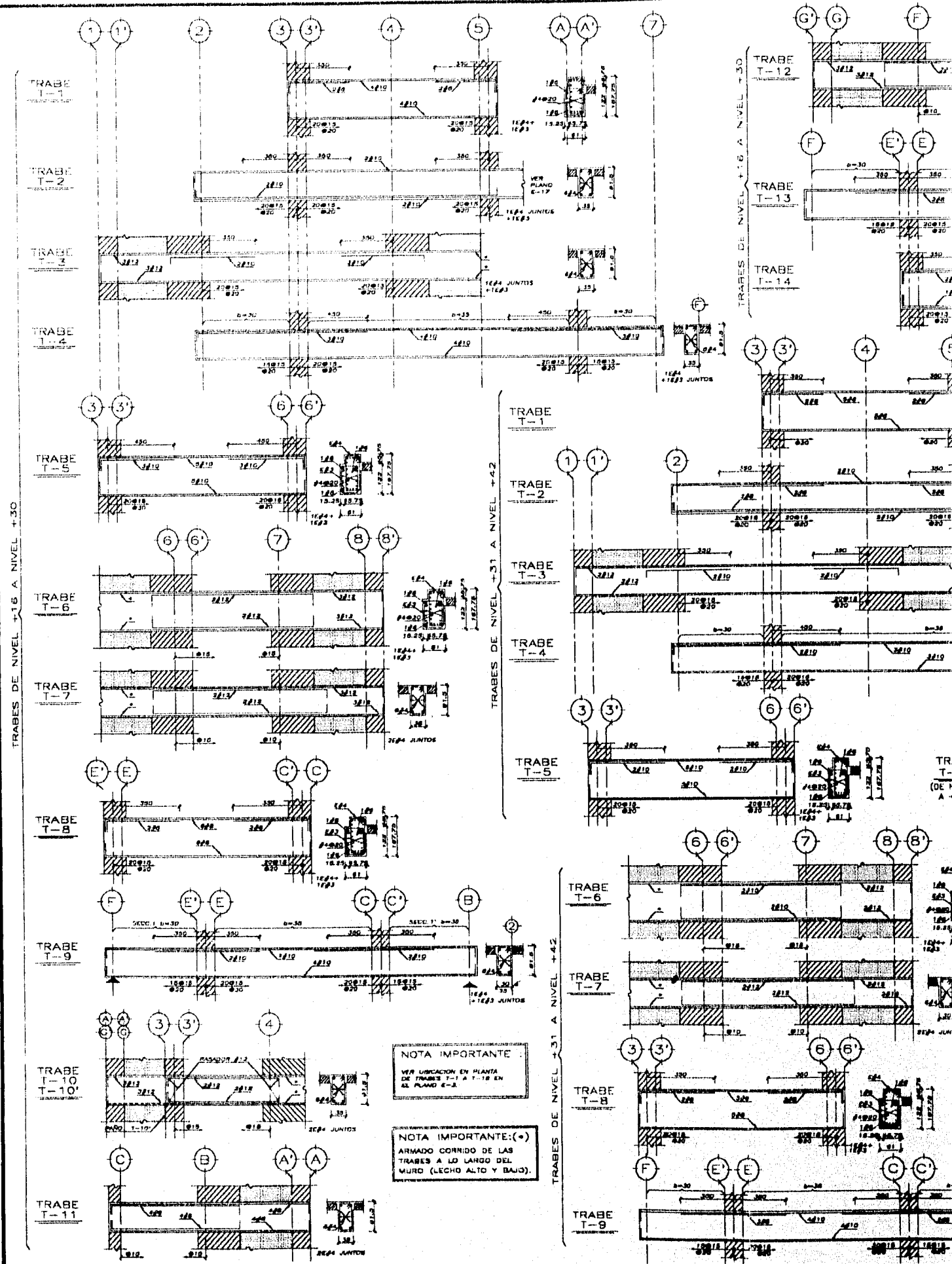


NOTA IMPORTANTE:
ARMADO CONTINUO DE LAS
TRABES A LO LARGO DEL
MURO (LECHO ALTO Y BAJO).



CORTE ESQUEMATICO

TESIS		SALVADOR AGUILAR	
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS			
UBICACION: ALICANFORN Y LAIPIRES			
PROPIEDAD:			
DIRECTOR:			
PLANTA TIPO		UMBA	PLANO
SECCION	SECCION	90004	E-3
SECCION	SECCION		
SECCION	SECCION		

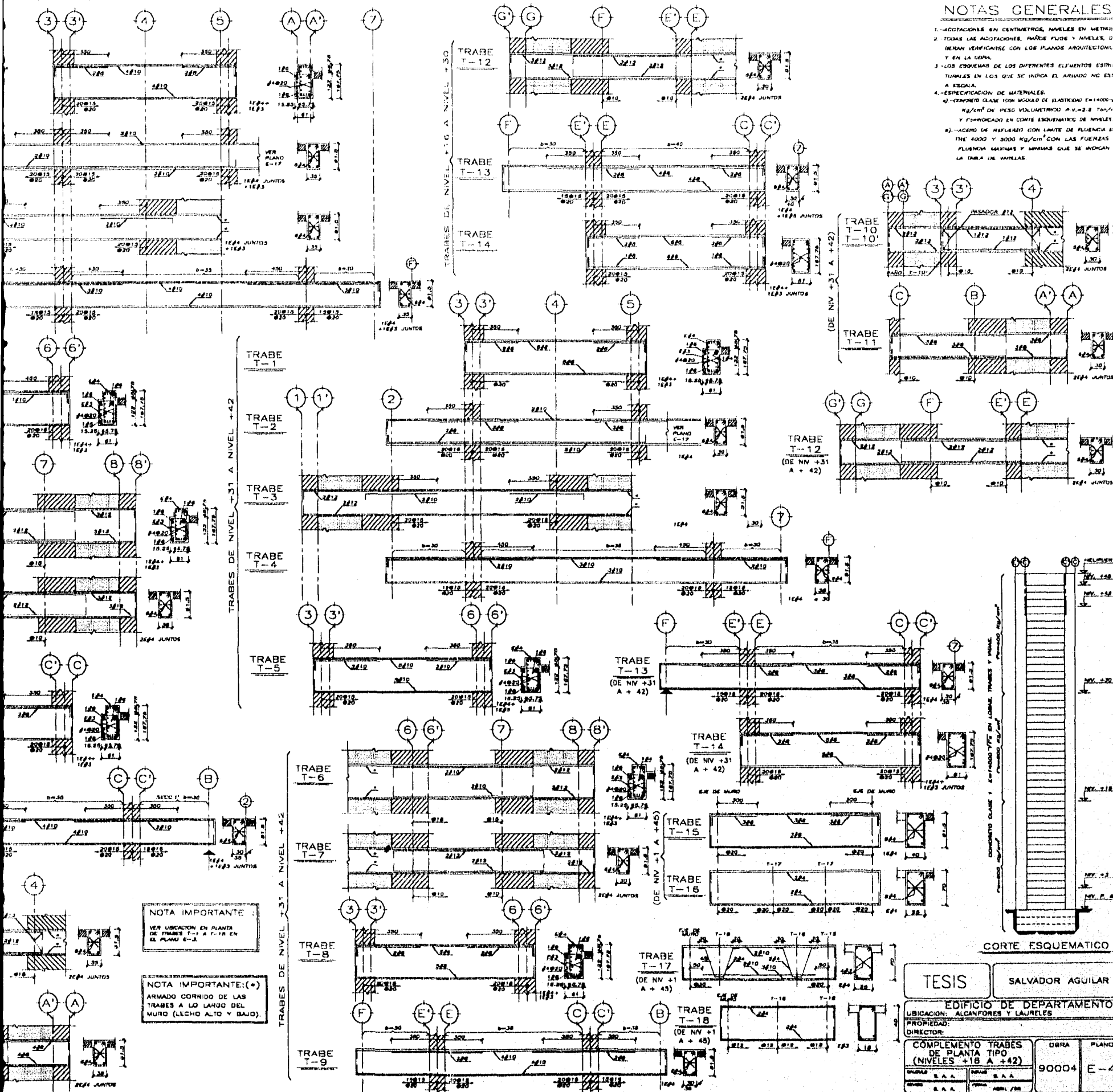


NOTA IMPORTANTE
 VER UBICACION EN PLANTA DE TRABES T-1 A T-13 EN EL PLANO E-21.

NOTA IMPORTANTE: (+)
 ARMADO CORRIDO DE LAS TRABES A LO LARGO DEL MURO (LECHO ALTO Y BAJO).

NOTAS GENERALES

- 1.- COTACIONES EN CENTIMETROS, NIVELES EN METROS.
- 2.- TOMAR LAS COTACIONES, NIVELES, PLUGS Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN LA OBRA.
- 3.- LOS ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE INDICA EL ARMADO NO ESTAN A ESCALA.
- 4.- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 - a) CONCRETO CLASE 1000 SEGUN NORMATIVA E-14000 (F' = 14000 kg/cm² DE PESO VOLUMETRICO P.V. = 2.2 TON/m³ Y FUNDADO EN COMTE ESQUEMATICO DE NIVELES.
 - b) ACERO DE REFUERZO CON LIMITE DE FLUENCIA EN TON/CM² DE 4000 Y 3000 KG/CM² CON LAS FUERZAS DE FLUENCIA MAXIMAS Y MINIMAS QUE SE INDICAN EN LA TABLA DE BARRAS.



NOTA IMPORTANTE:
VER UBICACION EN PLANTA DE TRABES T-1 A T-18 EN EL PLANO C-3.

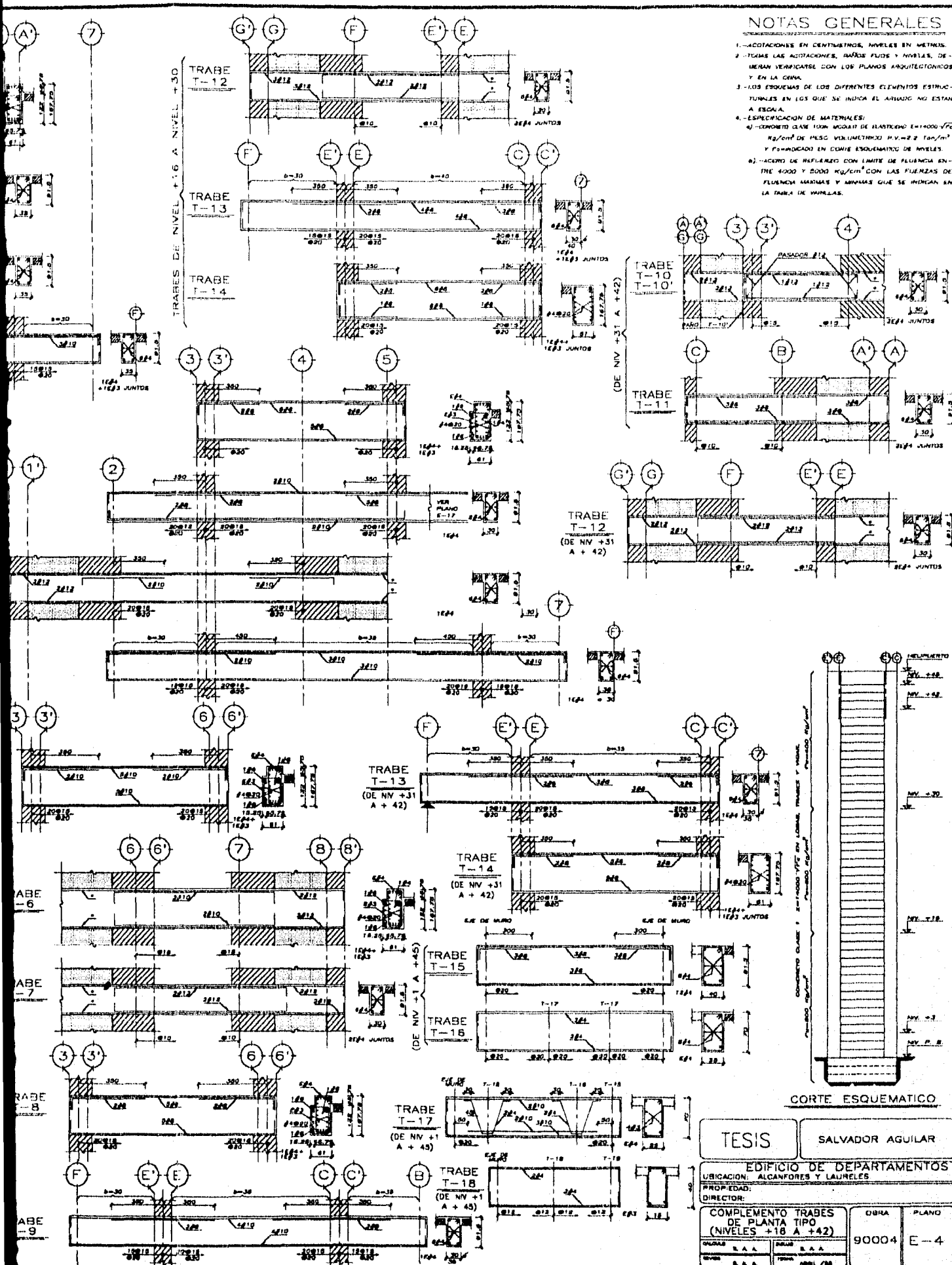
NOTA IMPORTANTE: (*)
ARMADO CORNIDO DE LAS TRABES A LO LARGO DEL MURO (LECHO ALTO Y BAJO).

CORTE ESQUEMATICO

TESIS		SALVADOR AGUILAR	
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS			
UBICACION: ALCANFOR Y LAURELES			
PROPIEDAD:			
DIRECTOR:			
COMPLEMENTO TRABES DE PLANTA TIPO DE NIVELES +18 A +42		OBRA	PLANO
90004	E-4		

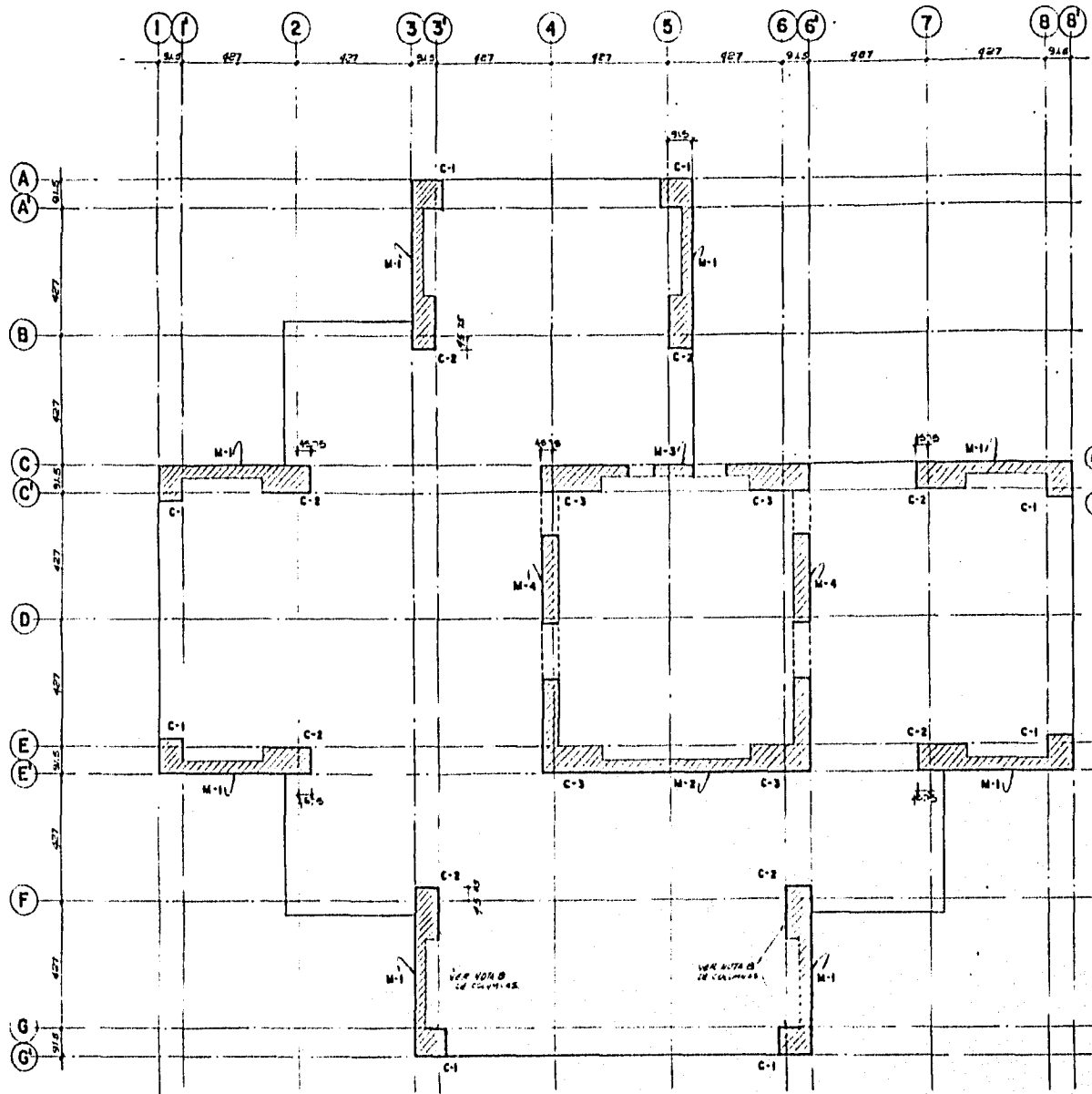
NOTAS GENERALES

- 1.-COTACIONES EN CENTIMETROS, NIVELES EN METROS.
- 2.-TOMAR LAS COTACIONES, RAÍSES FIJOS Y NIVELES, DEBIERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y EN LA OBRA.
- 3.-LOS ESQUEMAS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE INDICA EL ARMADO NO ESTAN A ESCALA.
- 4.-ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 - a) CONCRETO CLASE 1000 MÓDULO DE ELASTICIDAD $E=4000 \sqrt{f_c}$ Kg/cm² DE PESO VOLUMETRICO $H.V.=2.2 \text{ Ton/m}^3$ Y FUNDADO EN COMUE ESQUEMATICO DE NIVELES.
 - b) ACERO DE REFUERZO CON LIMITE DE FLUENCIA ENTRE 4000 Y 5000 Kg/cm² CON LAS FUERZAS DE FLUENCIA NOMINALES Y ARMAS QUE SE INDICAN EN LA TABLA DE NIVELES.

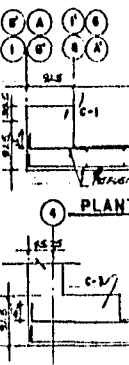


CORTE ESQUEMATICO

TESIS		SALVADOR AGUILAR	
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS			
UBICACION: ALCANFORES Y LAURELES			
PROPIEDAD:			
DIRECTOR:			
COMPLEMENTO TRABES DE PLANTA TIPO (NIVELES +18 A +42)		OBRA	PLANO
QUILAS	R.A.A.	90004	E-4
OBRA	R.A.A.		



TIPO	DE CIMENTACIÓN	DE NIVEL +0.10
M-1	30x10	30x10
M-2	30x10	30x10



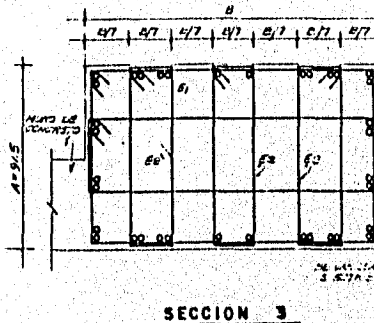
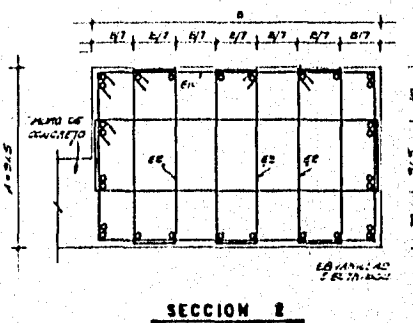
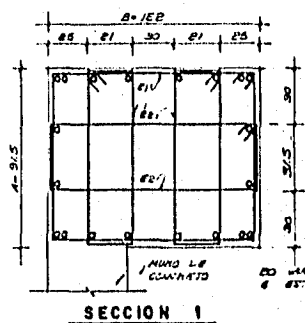
DATOS PARA DISEÑO
 C.S. 0.16 ZONA I
 Q = 3X08-24
 ESTRUCTURA TIPO B

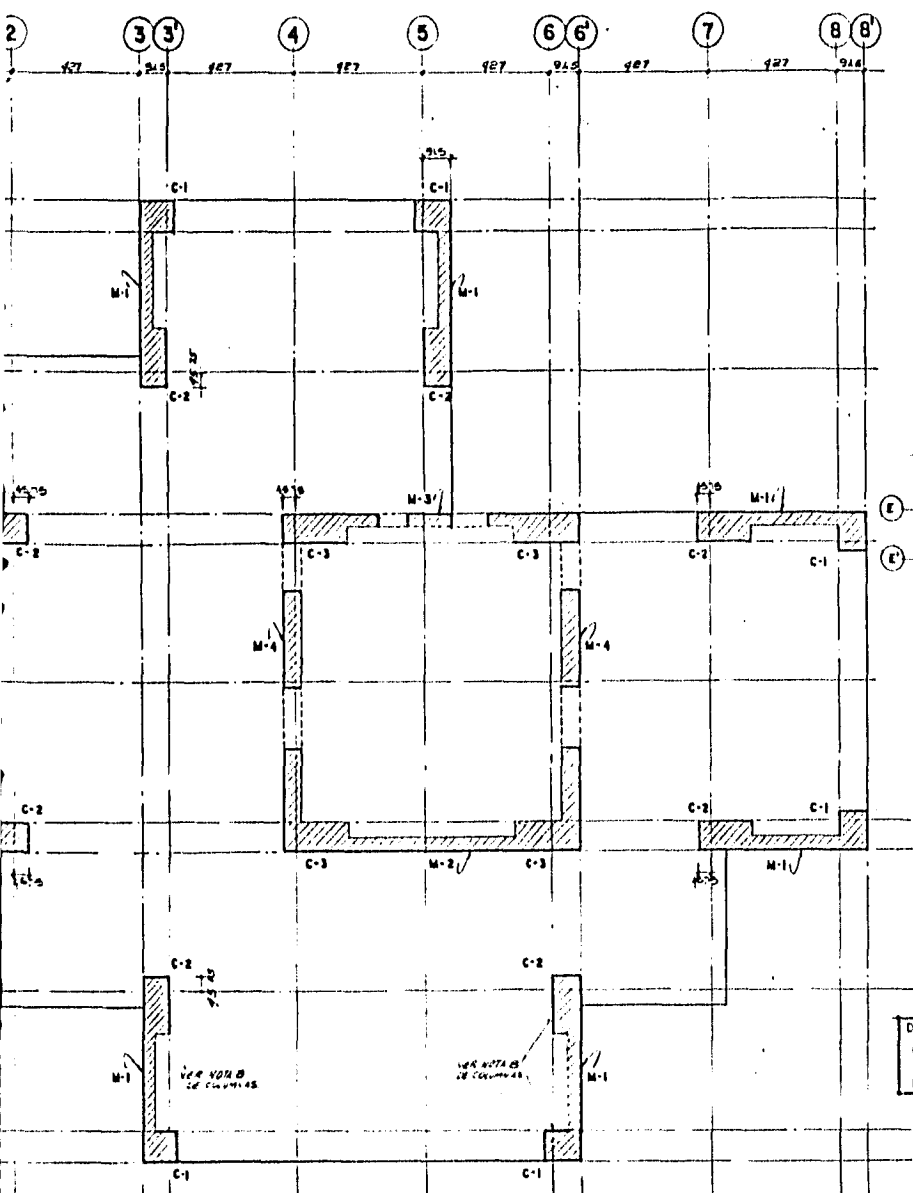
PLANTA DE MUROS Y COLUMNAS

TIPO	DE CIMENTACIÓN O NIVEL +0.10			DE NIVEL +0.10 A NIVEL +0.40			DE NIVEL +0.40 A NIVEL +0.60			DE NIVEL +0.60 A AZOTEA		
	A X B	REFUERZO	ENTRIBADO	A X B	REFUERZO	ENTRIBADO	A X B	REFUERZO	ENTRIBADO	A X B	REFUERZO	ENTRIBADO
C-1	30x100 SECC. 1	Ø27/15	50x150	30x100 SECC. 1	Ø27/15/10	50x100	30x100 SECC. 1	Ø27/15/10	50x100	30x100 SECC. 1	Ø27/10	50x100
C-2	30x100 SECC. 2	Ø27/12	50x100	30x100 SECC. 2	Ø27/12/10	50x100	30x100 SECC. 2	Ø27/12/10	50x100	30x100 SECC. 1	Ø27/10/10	50x100
C-3	30x100 SECC. 3	Ø27/10	50x100	30x100 SECC. 3	Ø27/10/10	50x100	30x100 SECC. 2	Ø27/10	50x100	30x100 SECC. 2	Ø27/10/10	50x100

CONCRETO CLASE I 6-1000-7/0 (VER CONTE REQUERIMIENTO DE INVERSO)

NOTA IMPORTANTE:
 VER ANEXO DE
 REQUISITOS DE
 EL SE PLAN 6-1

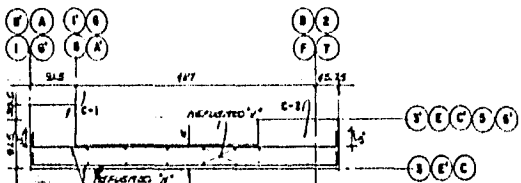




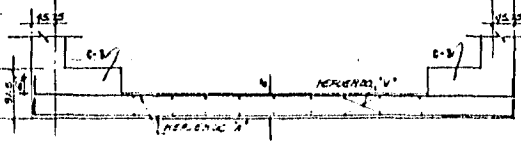
PLANTA DE MUROS Y COLUMNAS

TIPO	DE NIVEL A NIVEL 0	DE NIVEL 0 A NIVEL 1	DE NIVEL 1 A NIVEL 2	DE NIVEL 2 A NIVEL 3	DE NIVEL 3 A AZOTEA
M-1	150/150/150	150/150/150	150/150/150	150/150/150	150/150/150
M-2	150/150/150	150/150/150	150/150/150	150/150/150	150/150/150

CONCRETO CLASE I - 6-18000 T/P (VER CONTE ESQUEMATICO).



PLANTA MURO M-1



PLANTA MURO M-2

DATOS PARA DISEÑO
C.S. 0.16 ZONA I
Q = 3 X 0.8 = 2.4
ESTRUCTURA TIPO B

NOTA IMPORTANTE:
VER ANEXOS DE
MUROS DE 1.60 M.
EN EL PLANO E-1

NOTAS GENERALES:

1. APLICAR EN DETALLE, MUROS EN METROS.
2. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE MUROS, LOS MUROS DEBEN VERIFICAR CON LOS PUNTO DE INTERSECCION Y CON LA CERRA.
3. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE MUROS, LOS MUROS DEBEN VERIFICAR CON LOS PUNTO DE INTERSECCION Y CON LA CERRA.
4. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE MUROS, LOS MUROS DEBEN VERIFICAR CON LOS PUNTO DE INTERSECCION Y CON LA CERRA.
5. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE MUROS, LOS MUROS DEBEN VERIFICAR CON LOS PUNTO DE INTERSECCION Y CON LA CERRA.

NOTAS DE COLUMNAS:

1. LA INCLINACION DE LAS COLUMNAS ESTA INDICADA EN FORMA, ANTES DE LAS CERRAS Y DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
2. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
3. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
4. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
5. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
6. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
7. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
8. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
9. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.
10. EN LOS PUNTO DE INTERSECCION DE LAS COLUMNAS, DEBE SER DE CONFORMIDAD EN TODA LA ALTEZA.

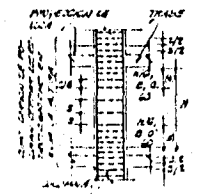


FIGURA - 1

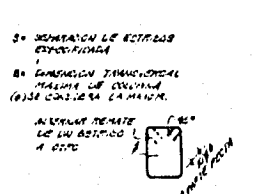


FIGURA - 2

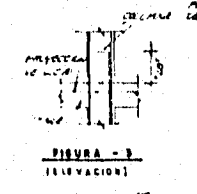


FIGURA - 3

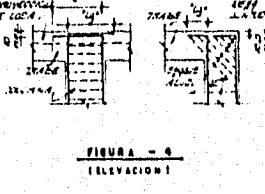
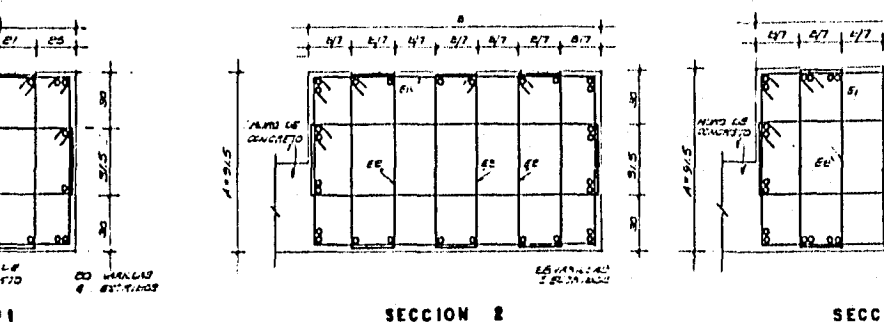


FIGURA - 4

CALIBRE	DIAMETRO		LONGITUD DE ANCLAJE		TIENESE DE JUVENTUD	
	INCH	CM	INCH	CM	MAXIMAS	MINIMAS
3	3/16"	4.8	12	30	4250	1800
4	1/8"	3.2	12	30	3600	1500
5	3/8"	9.5	12	30	4250	1800
6	1/2"	12.7	12	30	4250	1800
7	5/8"	15.9	12	30	4250	1800
8	3/4"	19.1	12	30	4250	1800
9	7/8"	22.2	12	30	4250	1800
10	1"	25.4	12	30	4250	1800
11	1 1/8"	31.8	12	30	4250	1800
12	1 1/4"	34.9	12	30	4250	1800

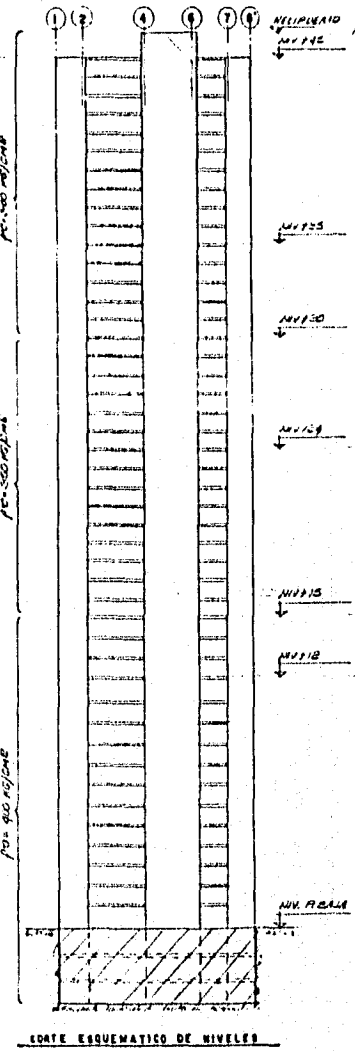
LONGITUD DE ANCLAJE PARA OTRAS COLUMNAS O TRAMILLAS.
LONGITUD DE ANCLAJE EN COLUMNAS.

EN A NIVEL 0/0	DE NIVEL 0/0 A NIVEL 1/0	DE NIVEL 1/0 A NIVEL 2/0	DE NIVEL 2/0 A NIVEL 3/0	DE NIVEL 3/0 A AZOTEA
VER NOTA DE COLUMNAS	VER NOTA DE COLUMNAS	VER NOTA DE COLUMNAS	VER NOTA DE COLUMNAS	VER NOTA DE COLUMNAS



SECCION 2

SECCION 3



ESQUEMA DE NIVELES

EDIFICIOS DE DEPARTAMENTOS

UBICACION: LAURELES 7 LAURELES

DIRECCION: ALVAREZ WIECHERS ARQUITECTOS S.C.

PLANTA DE MUROS DE RIGIDEZ Y COLUMNAS

OPERA: 90004 E-3

PLANO: REV 2

E. A. B. JUNIORS

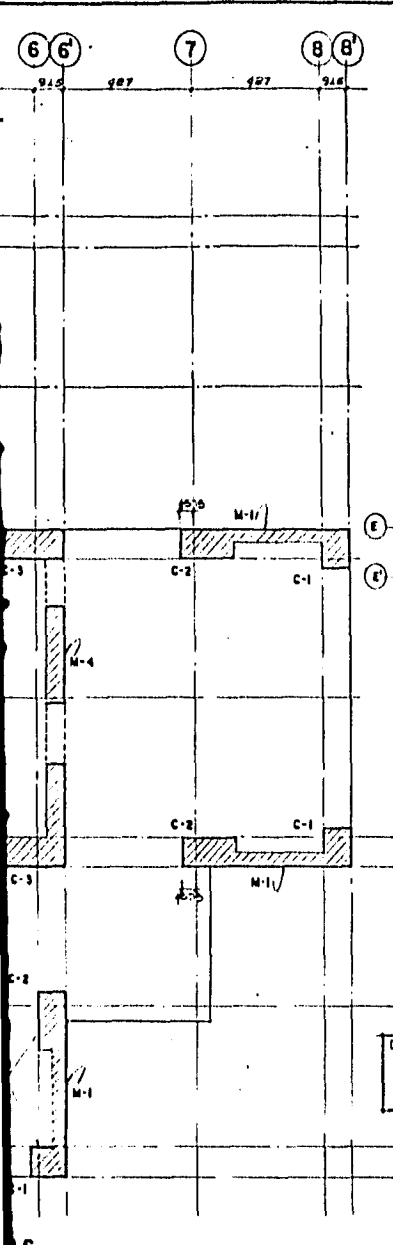
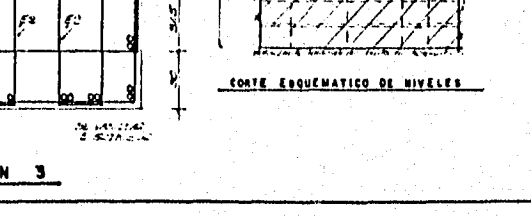
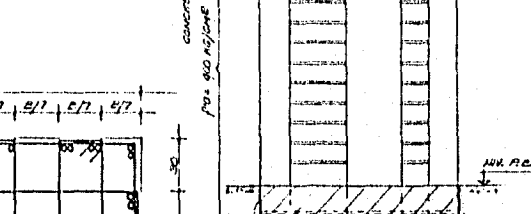
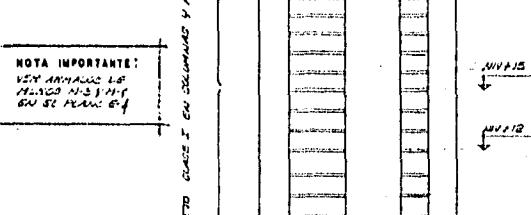
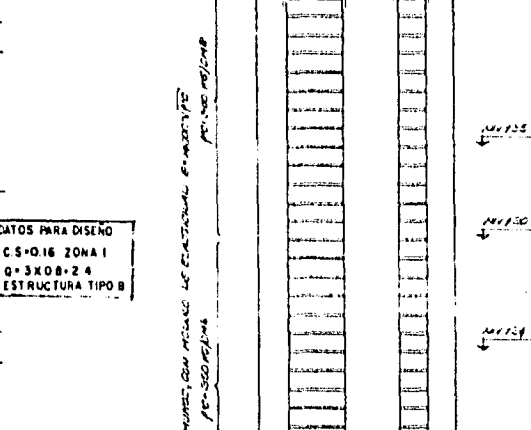
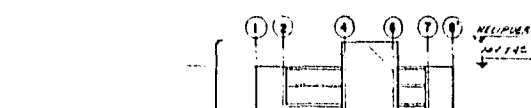
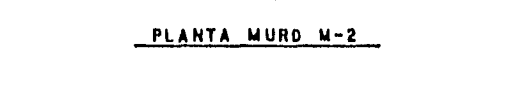
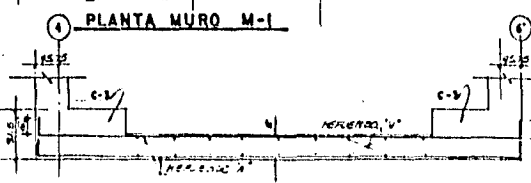
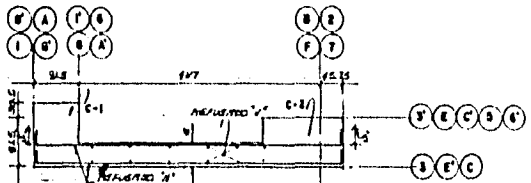


TABLA DE MUROS

TIPO	DE NIVEL A NIVEL 0	DE NIVEL 0 A NIVEL 1	DE NIVEL 1 A NIVEL 2	DE NIVEL 2 A NIVEL 3
M-1	15.15 / 15.15	15.15 / 15.15	15.15 / 15.15	15.15 / 15.15
M-2	15.15 / 15.15	15.15 / 15.15	15.15 / 15.15	15.15 / 15.15

CONCRETO CLASE I - 8% HORMIGÓN (VER CANTO EXPUESTO).

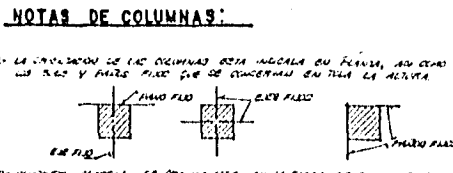


DATOS PARA DISEÑO
 C.S. 0.16 ZONA I
 Q = 3 X 0.8 = 2.4
 ESTRUCTURA TIPO B

NOTA IMPORTANTE:
 VER ANEXO DE
 PLANOS M-1, M-2
 EN EL PLANO 0-1

NIVEL +0.0	DE NIVEL +0.0 A AZOTEA
0	0
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26
27	27
28	28
29	29
30	30
31	31
32	32
33	33
34	34
35	35
36	36
37	37
38	38
39	39
40	40
41	41
42	42
43	43
44	44
45	45
46	46
47	47
48	48
49	49
50	50
51	51
52	52
53	53
54	54
55	55
56	56
57	57
58	58
59	59
60	60
61	61
62	62
63	63
64	64
65	65
66	66
67	67
68	68
69	69
70	70
71	71
72	72
73	73
74	74
75	75
76	76
77	77
78	78
79	79
80	80
81	81
82	82
83	83
84	84
85	85
86	86
87	87
88	88
89	89
90	90
91	91
92	92
93	93
94	94
95	95
96	96
97	97
98	98
99	99
100	100

- ### NOTAS GENERALES:
- 1- APLICACION DE DISTINTIVOS, ANTES EN MUROS.
 - 2- REVISAR LAS MEDIDAS, ANTES DE LAS OBRAS.
 - 3- EN LOS PLANOS DE LOS DISTINTIVOS, SE INDICARÁ EN LOS QUE SE HAN DE HACER LAS OBRAS A REALIZAR.
 - 4- REVISAR LAS MEDIDAS.
 - 5- REVISAR LAS MEDIDAS DE LOS MUROS Y COLUMNAS EN LA TABLA DE MUROS Y COLUMNAS.
 - 6- REVISAR LAS MEDIDAS DE LOS MUROS Y COLUMNAS EN LA TABLA DE MUROS Y COLUMNAS.
 - 7- REVISAR LAS MEDIDAS DE LOS MUROS Y COLUMNAS EN LA TABLA DE MUROS Y COLUMNAS.
 - 8- REVISAR LAS MEDIDAS DE LOS MUROS Y COLUMNAS EN LA TABLA DE MUROS Y COLUMNAS.
 - 9- REVISAR LAS MEDIDAS DE LOS MUROS Y COLUMNAS EN LA TABLA DE MUROS Y COLUMNAS.
 - 10- REVISAR LAS MEDIDAS DE LOS MUROS Y COLUMNAS EN LA TABLA DE MUROS Y COLUMNAS.



- 1- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 2- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 3- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 4- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 5- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 6- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 7- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 8- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 9- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.
- 10- REVISAR LAS MEDIDAS EN LA TABLA DE COLUMNAS Y ANTES DE LAS OBRAS EN FORMA DE PLANOS EN FORMA DE PLANOS.

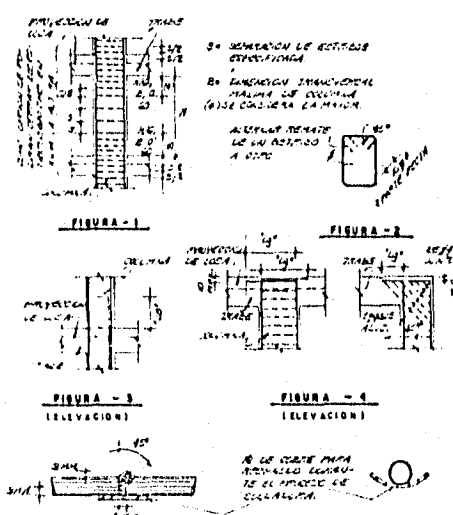
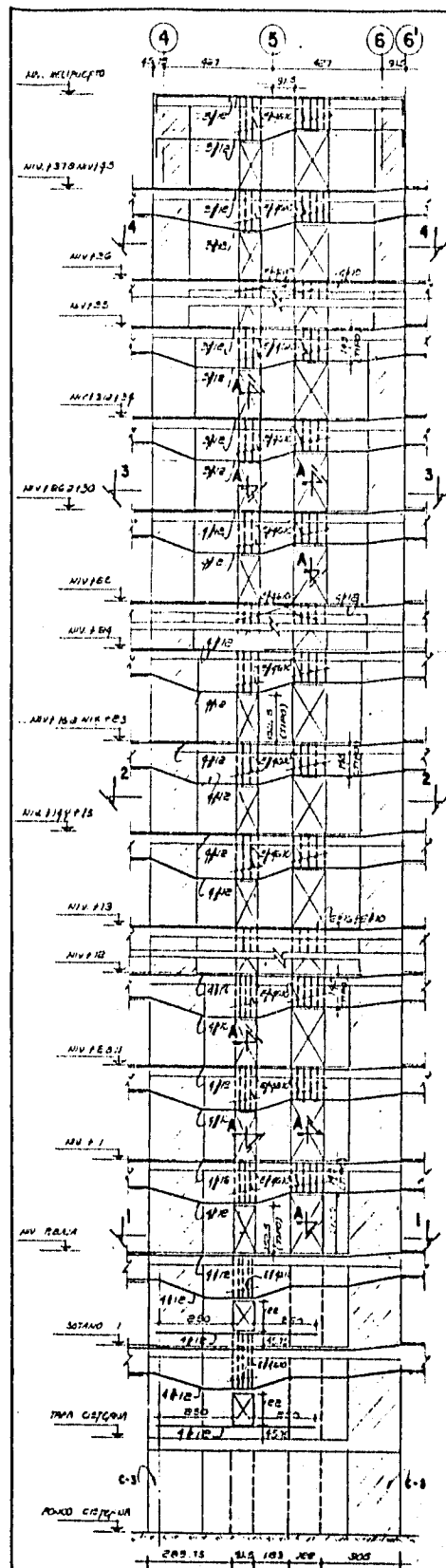


TABLA DE VARILLAS

CALIBRE	DIAMETRO	LONGITUD DE ANCLAJE		PESOS DE FUERZA	
		EN L	EN T	EN L	EN T
1	1/8"	15	15	1.50	1.50
2	3/16"	20	20	2.25	2.25
3	1/4"	25	25	3.00	3.00
4	5/16"	30	30	3.75	3.75
5	3/8"	35	35	4.50	4.50
6	1/2"	40	40	5.25	5.25
7	5/8"	45	45	6.00	6.00
8	3/4"	50	50	6.75	6.75
9	7/8"	55	55	7.50	7.50
10	1"	60	60	8.25	8.25
11	1 1/8"	65	65	9.00	9.00
12	1 1/4"	70	70	9.75	9.75
13	1 3/8"	75	75	10.50	10.50
14	1 1/2"	80	80	11.25	11.25
15	1 5/8"	85	85	12.00	12.00
16	1 3/4"	90	90	12.75	12.75
17	1 7/8"	95	95	13.50	13.50
18	2"	100	100	14.25	14.25

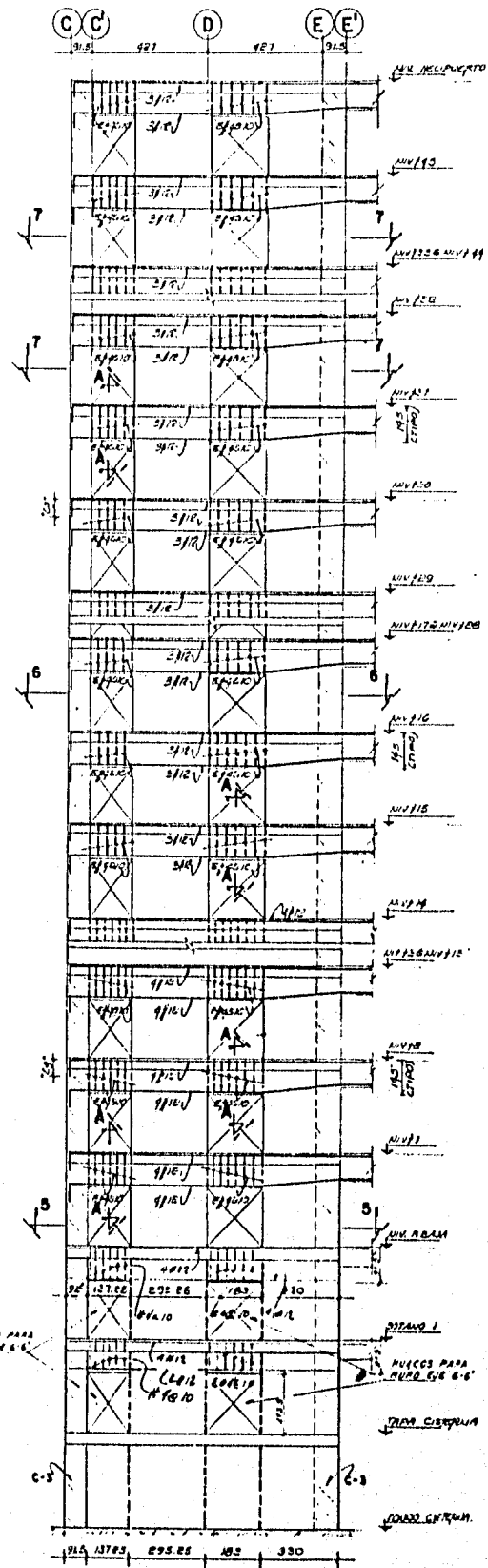
EDIFICIOS DE DEPARTAMENTOS
 UBICACION ALBERDI Y LAURELES
 PROPIEDAD
 DIRECTOR ALVAREZ WIECHES ARCHITECTOS S.C.
 PLANTA DE MUROS DE RIGIDEZ Y COLUMNAS
 OBRAS PLANO
 90004 E-3
 REV 2

SECCION 3



ELEVACION MURO M-3

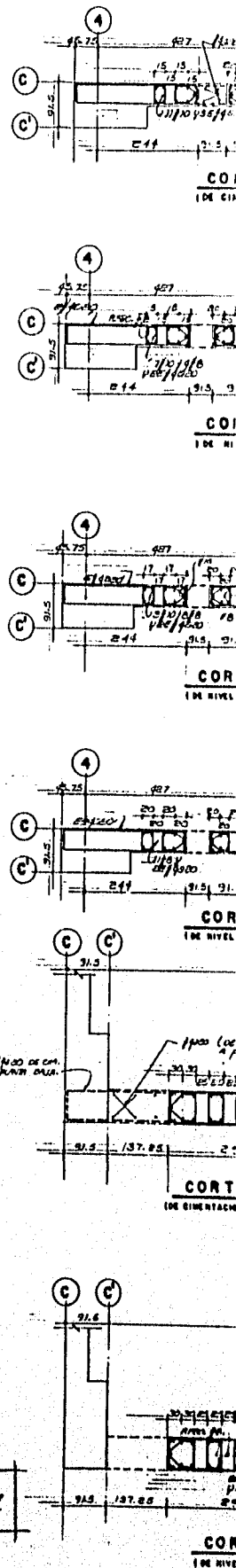
SECCION 4 DE NIVEL +30 A HELIPUERTO
SECCION 3 DE NIVEL +24 A NIVEL +35
SECCION 2 DE NIVEL +12 A NIVEL +24
SECCION 1 DE CIMENTACION A NIVEL +12



ELEVACION MURO M-4

NOTA IMPORTANTE:
VER UBICACION EN PLANTA DE
LOS MUROS M-3 Y M-4 DEL
PLANO E-3.

SECCION 4 DE NIVEL +30 A HELIPUERTO.
SECCION 3 DE NIVEL +24 A NIVEL +35
SECCION 2 DE NIVEL +12 A NIVEL +24
SECCION 1 DE CIMENTACION A NIVEL +12



CORTE DE NIVEL +30 A NIVEL HELIPUERTO

CORTE DE NIVEL +30 A NIVEL +24

CORTE DE NIVEL +24 A NIVEL +35

CORTE DE NIVEL +15 A NIVEL +30

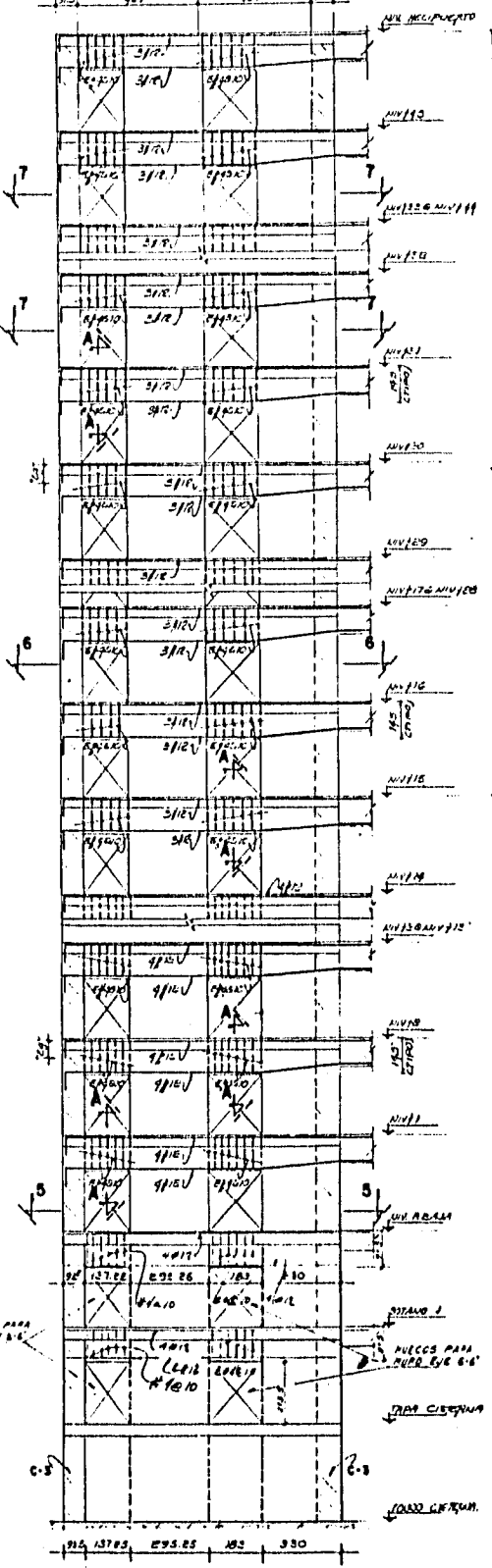
CORTE DE NIVEL +15 A NIVEL +12

CORTE DE CIMENTACION A NIVEL +15

6'6"

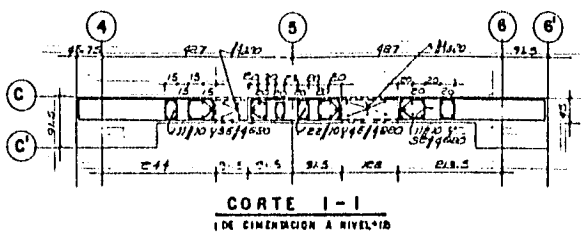
CC D EE

SECCION 4 DE NIVEL +30 A HELIPUERTO
SECCION 3 DE NIVEL +24 A NIVEL +35
SECCION 2 DE NIVEL +12 A NIVEL +24
SECCION 1 DE CIMENTACION A NIVEL +12

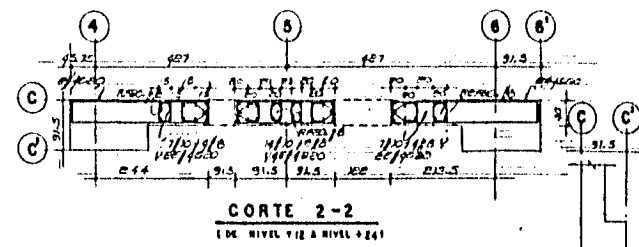


ELEVACION MURO M-4

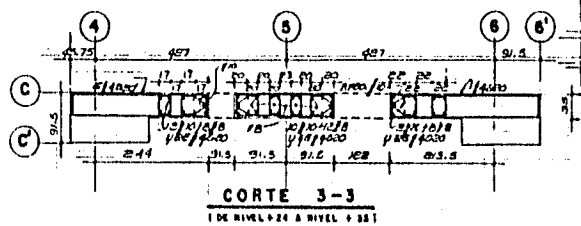
NOTA IMPORTANTE:
VER UBICACION EN PLANTA DE
LOS MUROS M-3 Y M-4 EN EL
PLANO 0-3.



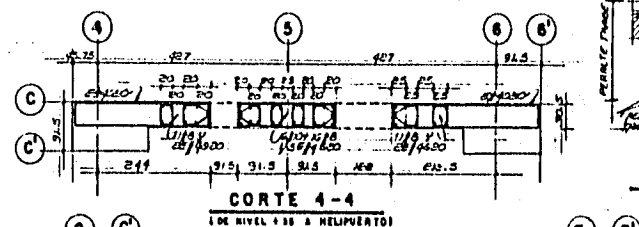
CORTE 1-1
(DE CIMENTACION A NIVEL +10)



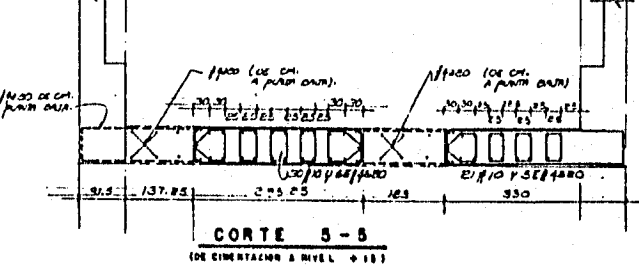
CORTE 2-2
(DE NIVEL +12 A NIVEL +24)



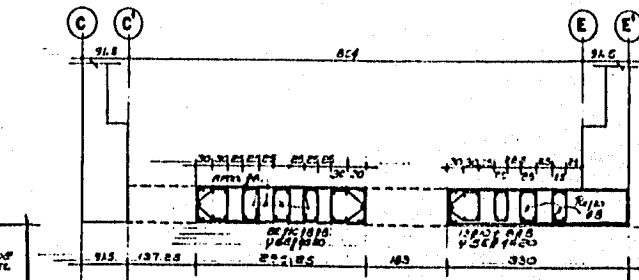
CORTE 3-3
(DE NIVEL +15 A NIVEL +30)



CORTE 4-4
(DE NIVEL +30 A HELIPUERTO)



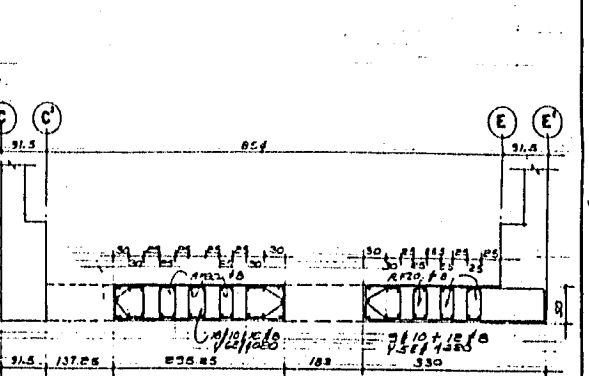
CORTE 5-5
(DE CIMENTACION A NIVEL +10)



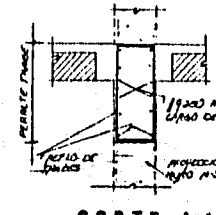
CORTE 6-6
(DE NIVEL +10 A NIVEL +30)

NOTAS GENERALES:

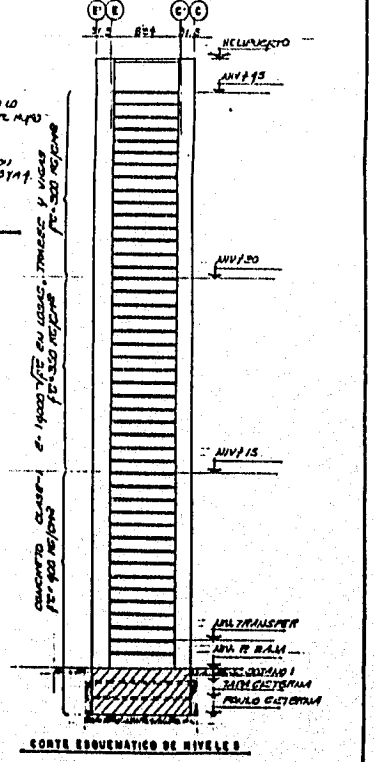
- 1- DISTANCIAS EN CENTIMETROS, NIVELES EN METROS.
- 2- TODAS LAS ANOTACIONES, PLANOS, SECCIONES Y NIVELES DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN LA OBRA.
- 3- LOS RESPALDOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE INDICA EL ARMADO NO ESTAN A ESCALA.
- 4- COMPARACION DE LOS MATERIALES:
 - a) QUANTO CEMENTO, CON MAXIMO DE PLASTICIDAD E-HASTIFICO MEDIO Y PUNTO HELIUMETRO EN 2.500 CM/MS Y 100% HONORADO EN LA TIENDA DE OBTENCION.
 - b) ARMADO EN PERFILES CON LIMITE DE ALIENANCIA ENTRE 1000 Y 1200 MP/CM² CON LAS PERFILES DE RESISTENCIA MAXIMAS Y NUMEROS QUE SE INDICAN EN LA TABLA DE MATERIAS.
 - c) PARA EL TIPO DE MURAS REQUERIDAS, VER PLANO 0-5.



CORTE 7-7
(DE NIVEL +30 A HELIPUERTO)

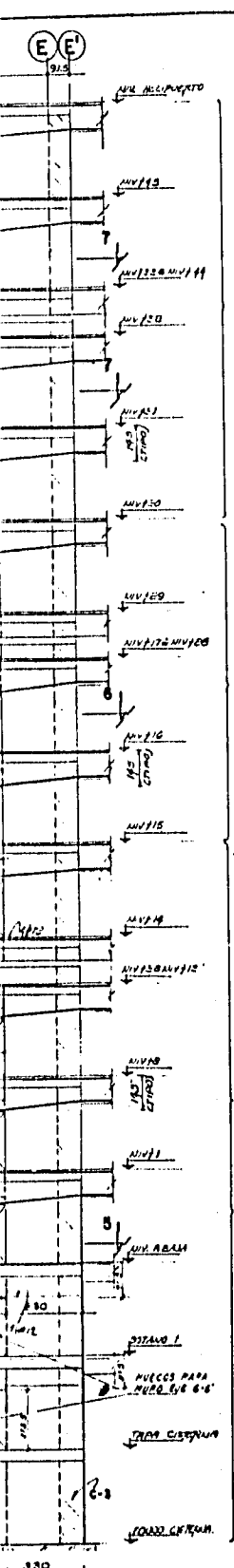


CORTE A-A



CORTE ESQUEMATICO DE NIVELES

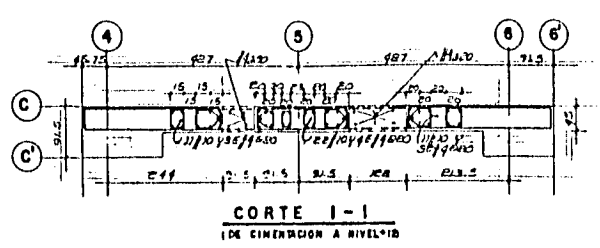
EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS ALONDRES Y LAUREL			
UBICACION: ALONDRES Y LAUREL			
PROYECTOR: ALVAREZ WICHERO, ARQUITECTO S.R.			
COMPLEMENTO MUROS DE CONCRETO		CANTIDAD: 90004	PLANO: E-4
REVISOR: S.A.R.	ELABORADO: S.A.R.	FECHA: 08/07/63	REV: 2



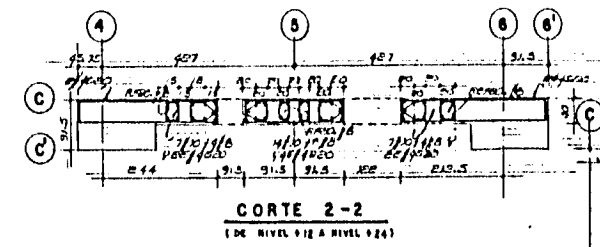
DE NIVEL +30 A NIVEL HELIPUERTO.

DE NIVEL +19 A NIVEL + 30

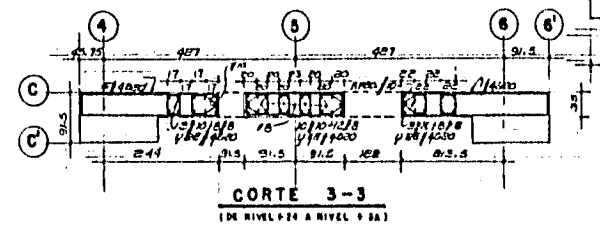
SECCION 5 DE CIMENTACION A NIVEL + 19



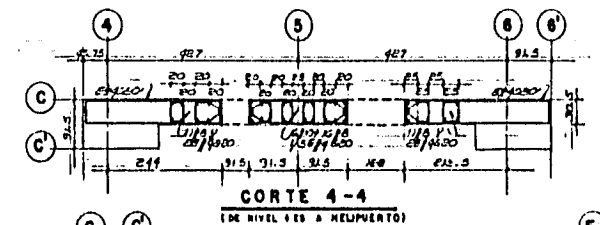
CORTE 1-1
(DE CIMENTACION A NIVEL +19)



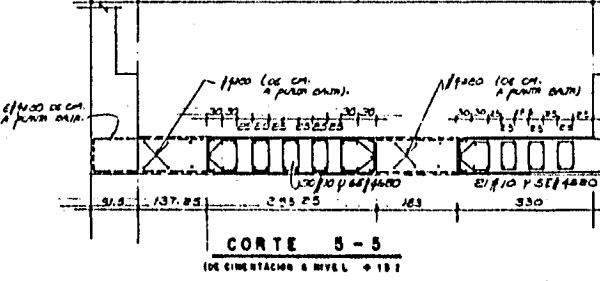
CORTE 2-2
(DE NIVEL +12 A NIVEL +24)



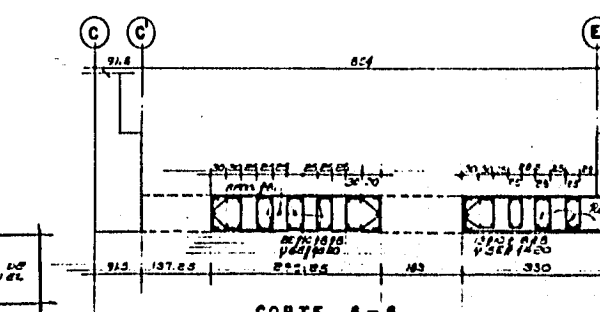
CORTE 3-3
(DE NIVEL +24 A NIVEL + 24)



CORTE 4-4
(DE NIVEL +19 A HELIPUERTO)



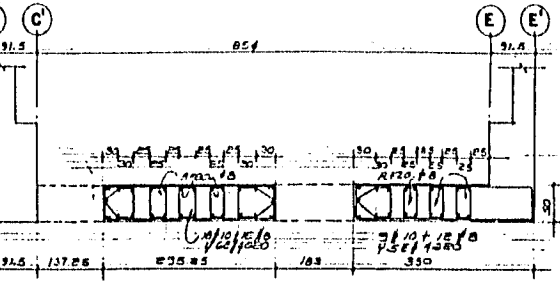
CORTE 5-5
(DE CIMENTACION A NIVEL + 19)



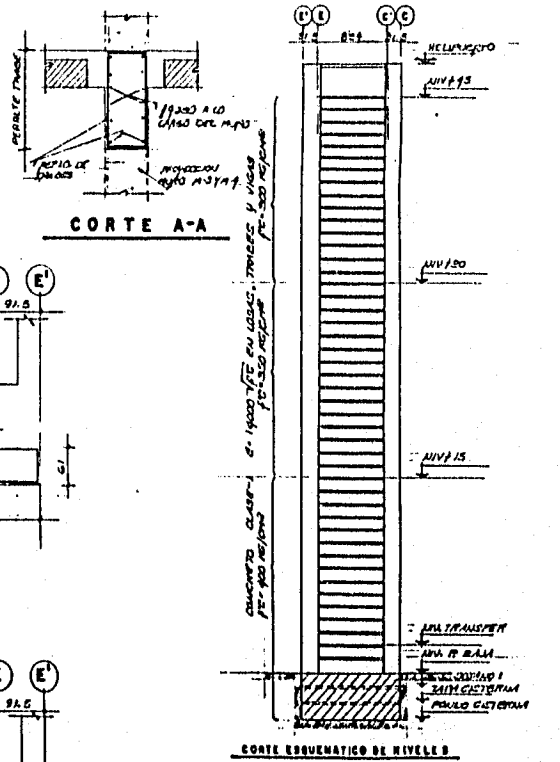
CORTE 6-6
(DE NIVEL +19 A NIVEL + 30)

NOTAS GENERALES:

- 1.- ADICIONES EN CENTIMETROS, ANTELOS EN METROS.
- 2.- TODAS LAS ADICIONES, ANTELOS ALARGOS Y ANTELOS DEBEN SER VERIFICADOS POR LOS PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN LA OPORTUNIDAD.
- 3.- LOS ESPESORES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE INDICA EL ANTELO NO ESTAN A ESCALA.
- 4.- DENOTACION DE MATERIALES:
 a) CONCRETO CLASE-1, CON RENDIDO DE CALIDAD EN 28 DÍAS DE 200 kg/cm² MÍNIMO Y PUNTO HELIOMÉTRICO PUNTO DE 200/143 Y 100 MÍNIMO EN LA TABLA DE DIMENSIONES.
 b) ACERO DE REFUERZO CON LÍMITE DE FLUENCIA ENTRE 400 Y 500 kg/cm² CON LAS FUERZAS DE FLUENCIA MÁXIMAS Y MÍNIMAS QUE SE INDICAN EN LA TABLA DE MATERIAS.
 5.- PARA EL TIPO DE MURAS DEBEN VERSE PLANOS 8-5.



CORTE 7-7
(DE NIVEL +30 A HELIPUERTO)

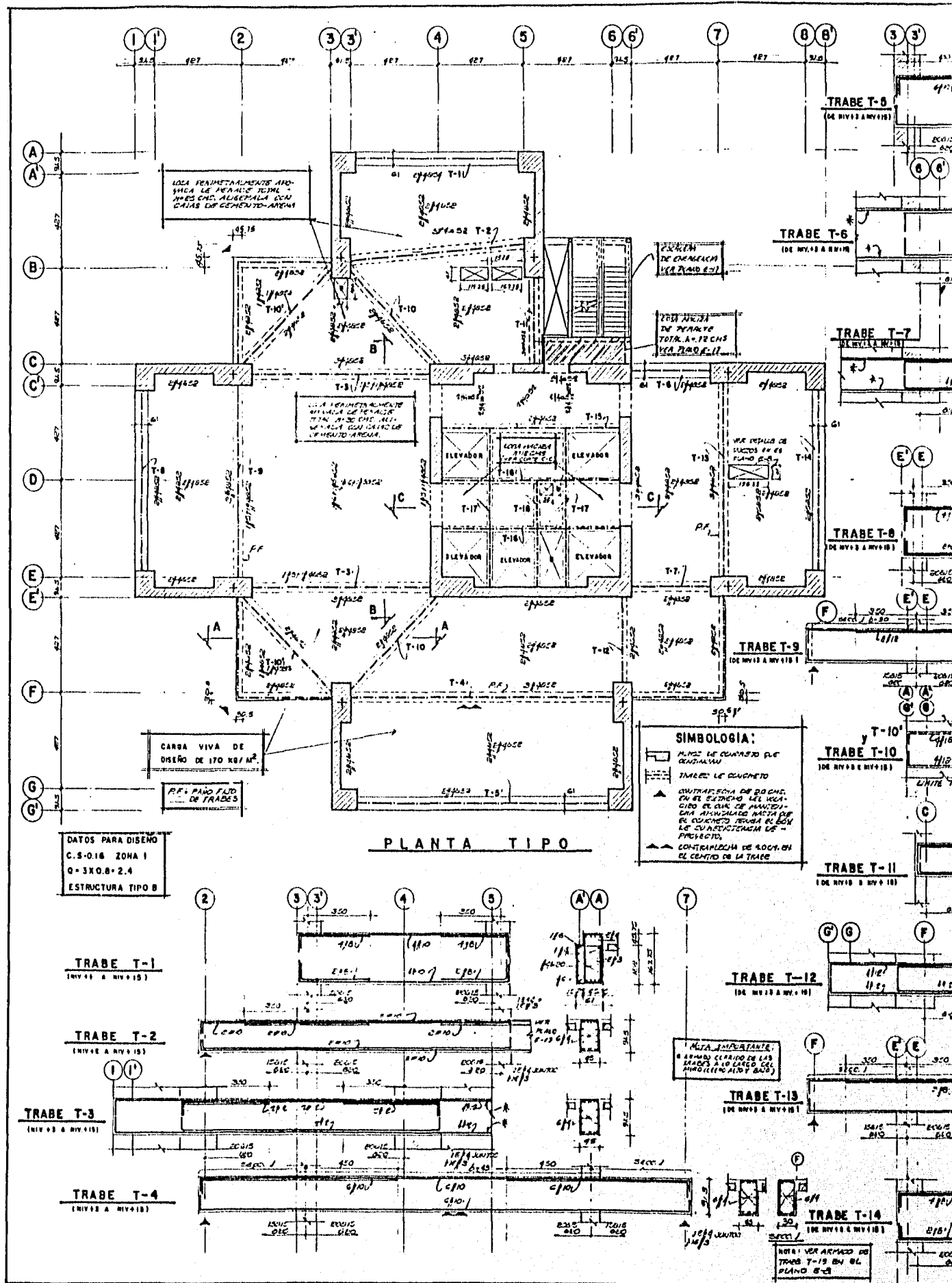


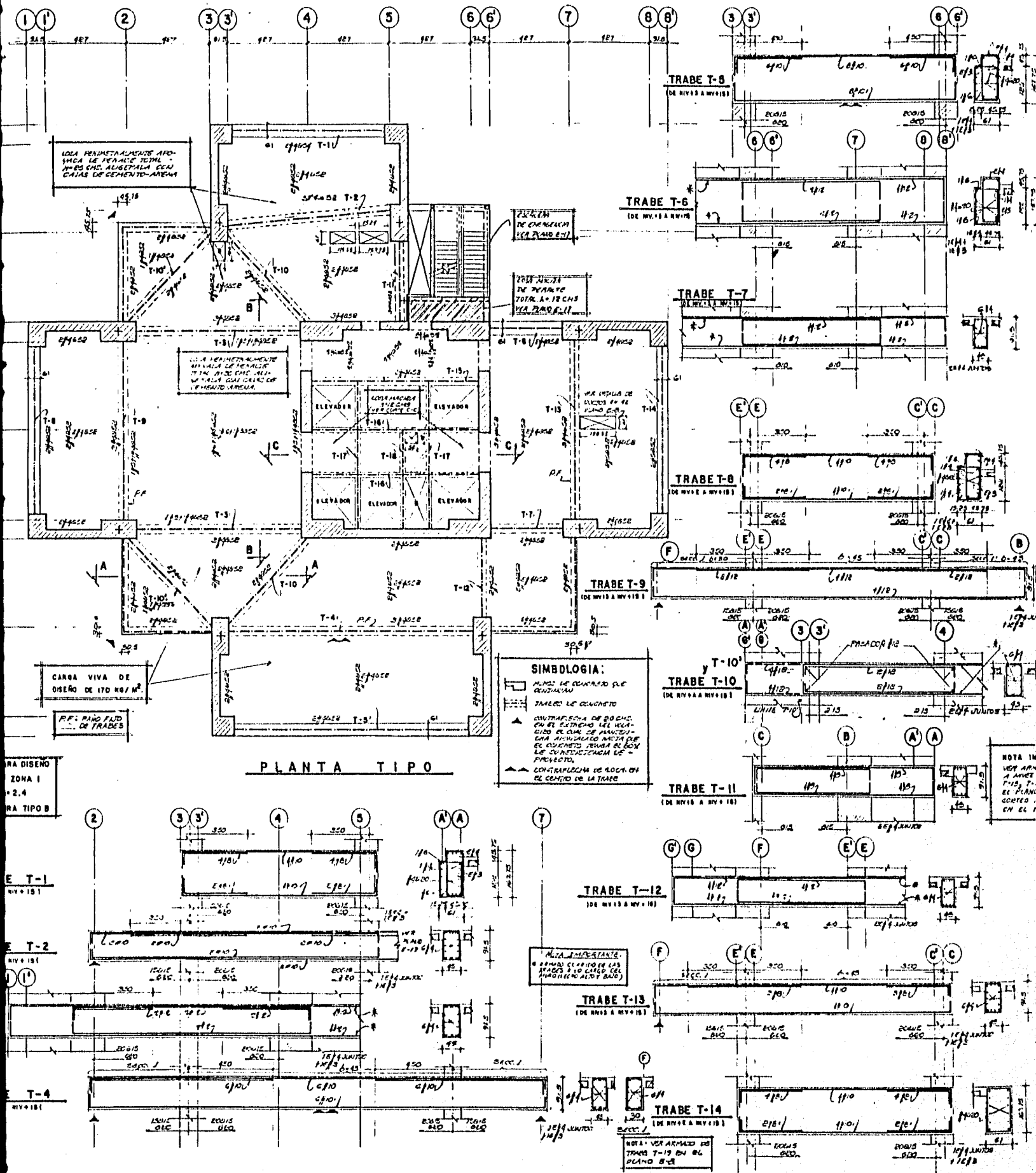
CORTE A-A
(CORTE ESQUEMATICO DE NIVEL B)

M-4

NOTA IMPORTANTE:
 VER UBICACION EN PLANTA DE LOS MUROS N.º 4 Y N.º 5 EN EL PLANO 8-3.

EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS	
UBICACION: MELIPUERTO Y LAURELES	
PROPIEDAD:	
DIRECTOR: ALVARO WILHELMO ANDRÉS B. S.	
COMPLEMENTO MUROS DE CONCRETO	OSMA PLANO
PROYECTO: 90004 E-4	REV: 2
FECHA: JUNIO/83	REV: 2



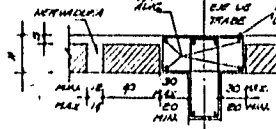


NOTAS GENERALES:

1. ATENDERSE EN LOS DETALLES, UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES, PARA LAS Y UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
2. LAS CARGAS EN LOS PISOS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
3. LAS CARGAS EN LOS PISOS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
4. LAS CARGAS EN LOS PISOS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
5. LAS CARGAS EN LOS PISOS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.

NOTAS DE LOSA ALIGERADA APOYADA:

1. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
2. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
3. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
4. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
5. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.



1. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
2. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
3. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
4. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.
5. LAS LOSAS DEBEN SER UNIFORMES EN TODAS LAS PARTES.

NOTA IMPORTANTE:

VER ARMADO DE LAS TRABES T-10 CADA UNO DE LOS ARMOS (VER PLANO B-1)

EDIFICIOS DE DEPARTAMENTO

UBICACION: ALCAZARONES Y LAURELES

PROYECTO: []

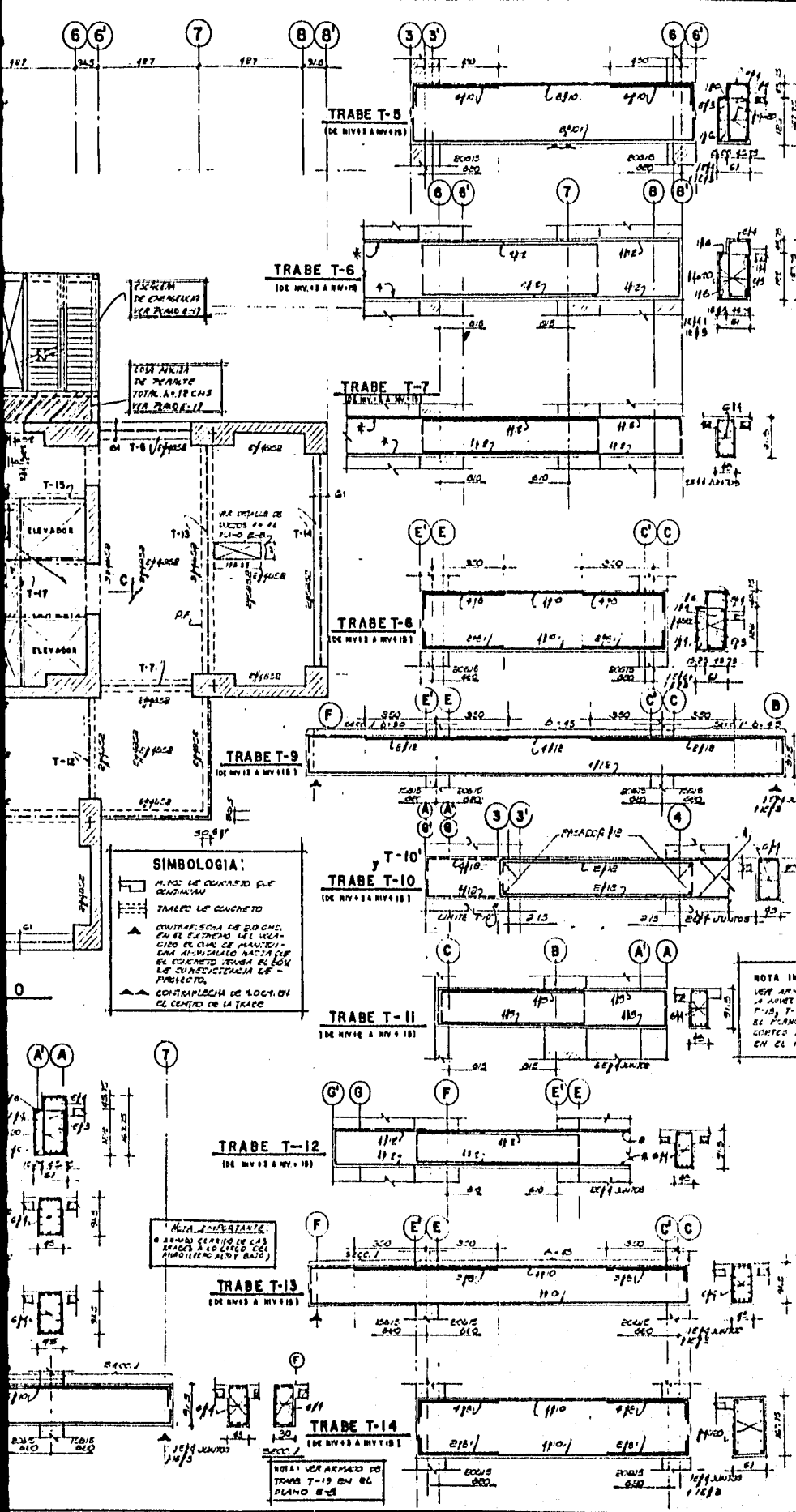
DIRECCION: ALVARO BUCHEA

LOSAS Y TRABES (NIV. 1 A NIV. 101)

PROYECTO: []

ESTADO: []

FECHA: JUNIO 1968

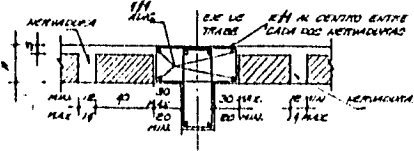


NOTAS GENERALES:

1. ARMADURAS EN VENTANAS, ANILLAS EN METROS.
2. TENER LAS ARMADURAS, ANILLAS PLENO Y NIVELES DEBEN VERIFICARSE CON LAS PLANAS ARMADURAS Y EN LA OBRA.
3. SER PRECISO DE LAS DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS EN LOS QUE SE HAYAN EL ARMADO, NO SERAN A ESCALA.
4. ESPECIFICACION DE MATERIALES:
 - a) CEMENTO CEMENTO CON PULVEDO LE DEBENTRAN EN 1000/1000 PUNTO DE ENTRENAMIENTO PARA EL BOMBEO Y PARA MONITOREO DE EL COSTO ECONOMICO DE NIVEL.
 - b) ANCHO DE REPERTEO EN UNITE DE PLANCIA ENTRE 1000 Y 2000 ANCHAS EN LAS ARMADURAS DE PLANCIA MALLAS Y ANILLAS QUE SE HAYAN EN LA TABLA DE VENTILAS, VER PLANO E-5.
5. PARA EL RESTO DE NOTAS GENERALES, VER PLANO E-5.

NOTAS DE LOSA ALIGERADA PERIMETRALMENTE APOYADA:

1. LAS LOSAS TENDRAN UN PERALTE TOTAL DE 11.300' EN ALIGERADA CON BLOQUE DE CEMENTO-ANILLO DE 40x20x20 O 40x20x30.
2. LAS LOSAS DEBEN TENER UN CENTRO DE GRAVITACION DE TAL MANERA QUE FORMEN ARMADURAS REALES Y DEBENTRAN CON UNO MÍNIMO DE 10 CM. Y MÁXIMO DE 15 CM. EL ANILLO UNA BUN PARTIDA ADICIONAL A LA TABLA O ANILLO CADA UNO DEBEN SER MÁXIMO DE 20 CM. VER LA PANTA SIGUIENTE.

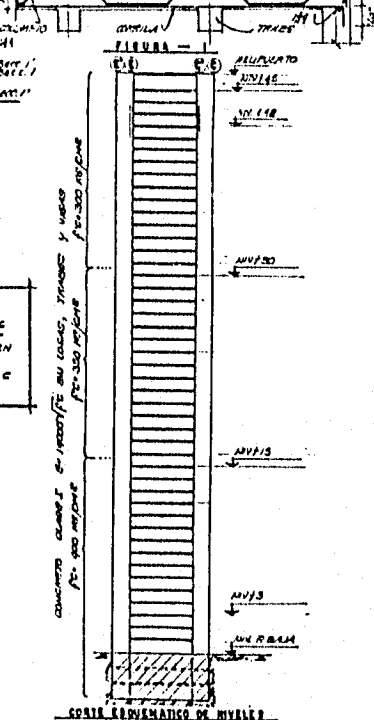


3. LAS VENTILAS Y REPERTEOS INDICADOS EN LOS CORTES DE CADA UNO DEBEN SER AL PERALTE DEL LECHO INFERIOR (VENTILAS CIRCULARES Y OVALADAS).
4. LAS VENTILAS Y REPERTEOS INDICADOS EN LOS CORTES DEBEN SER AL PERALTE DEL LECHO SUPERIOR (VENTILAS CIRCULARES Y OVALADAS).
5. LAS VENTILAS Y REPERTEOS INDICADOS EN LOS CORTES DEBEN SER AL PERALTE DEL LECHO SUPERIOR (VENTILAS CIRCULARES Y OVALADAS).
6. LAS VENTILAS Y REPERTEOS INDICADOS EN LOS CORTES DEBEN SER AL PERALTE DEL LECHO SUPERIOR (VENTILAS CIRCULARES Y OVALADAS).
7. LAS VENTILAS Y REPERTEOS INDICADOS EN LOS CORTES DEBEN SER AL PERALTE DEL LECHO SUPERIOR (VENTILAS CIRCULARES Y OVALADAS).
8. REPERTEO INDICADO EN ALGUNAS OTRAS OBRAS, LOS REPERTEOS Y OVALADAS SE DEBENTRAN Y LOCALIZAN COMO SE MUESTRAN EN LA FIGURA.
9. TALE EL PERALTE DE LAS LOSAS DE DEBEN ANILLO EN SUELO DEBENTRAN COMO SE MUESTRAN EN LA FIGURA.
10. CLARO INDICAR LOS TAMAÑOS QUE SE MUESTRAN EN LA FIGURA.

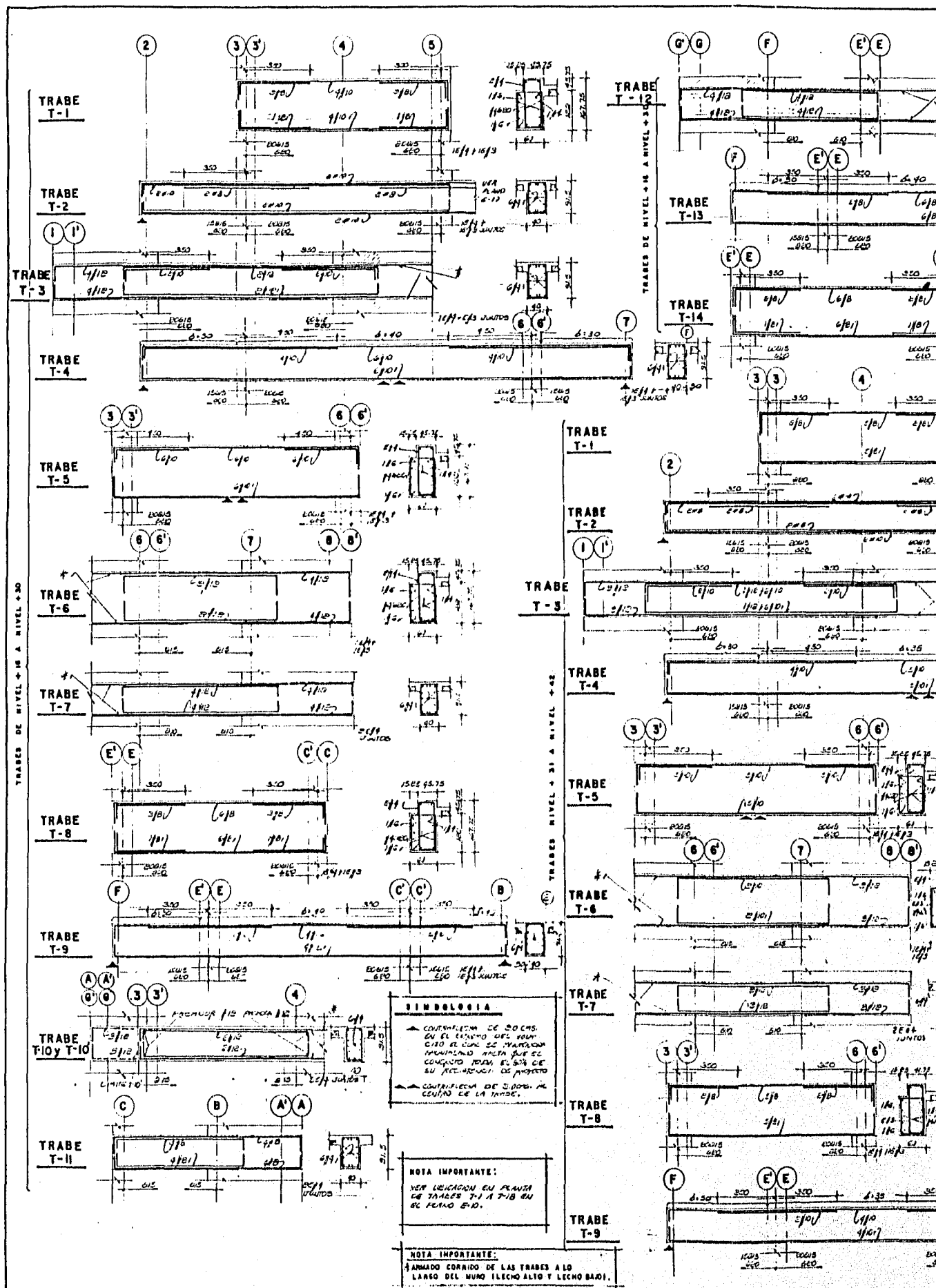
NOTA IMPORTANTE:
 VER ARMADO DE ANILLO EN LA ANILLO Y EN TRABES T-10, T-11 Y T-12 EN EL PLANO E-11. CORTES A-A, B-B Y C-C EN EL PLANO E-15.

SIMBOLOGIA:
 [Symbol] ANILLO DE CEMENTO CON ANILLO
 [Symbol] TRABES DE CEMENTO
 [Symbol] CONTRAPLANCHA DE 20 CM. EN EL EXTREMO DE LA VENTANA DE CADA UNO DE LOS ANILLOS PARA ASIMILAR LA CARGA DEL CEMENTO TENDRAN EL BOMBEO DE CEMENTO CON UNO DE 10 CM. EN EL CENTRO DE LA TABLA

NOTA IMPORTANTE:
 A ARMADO CERRADO EN LAS TABLAS A LO CARGO DEL ANILLO (EN A-D Y B-C)



EDIFICIOS DE DEPARTAMENTOS	
UBICACION ALCAZARONE Y LAURELES	
PROPIEDAD:	
DIRECTOR ALVAREZ WIEGERS ARQUITECTOS S.R.L.	
LOSAS Y TRABES (NIV 9 A NIV 10)	GRAPA PLANO
CANTIDAD: 00000 FECHA: 00/00/00	90004 E-10
DISEÑO: S. A. B.	REVISOR: JUNIO/83



TRABE T-1

TRABE T-2

TRABE T-3

TRABE T-4

TRABE T-5

TRABE T-6

TRABE T-7

TRABE T-8

TRABE T-9

TRABE T-10

TRABE T-11

TRABE T-12

TRABE T-13

TRABE T-14

TRABE T-1

TRABE T-2

TRABE T-3

TRABE T-4

TRABE T-5

TRABE T-6

TRABE T-7

TRABE T-8

TRABE T-9

SIMBOLOGIA

CONTORNOS DE 20 CMS. EN EL CENTRO DEL PAREDADO DE CADA MARRONADO MANIFIESTA QUE EL CONCRETO TIENE EL 5% DE SU RESERVA DE PROYECTO

CONTORNOS DE 20 CMS. EN EL CENTRO DE LA TRABE.

NOTA IMPORTANTE:

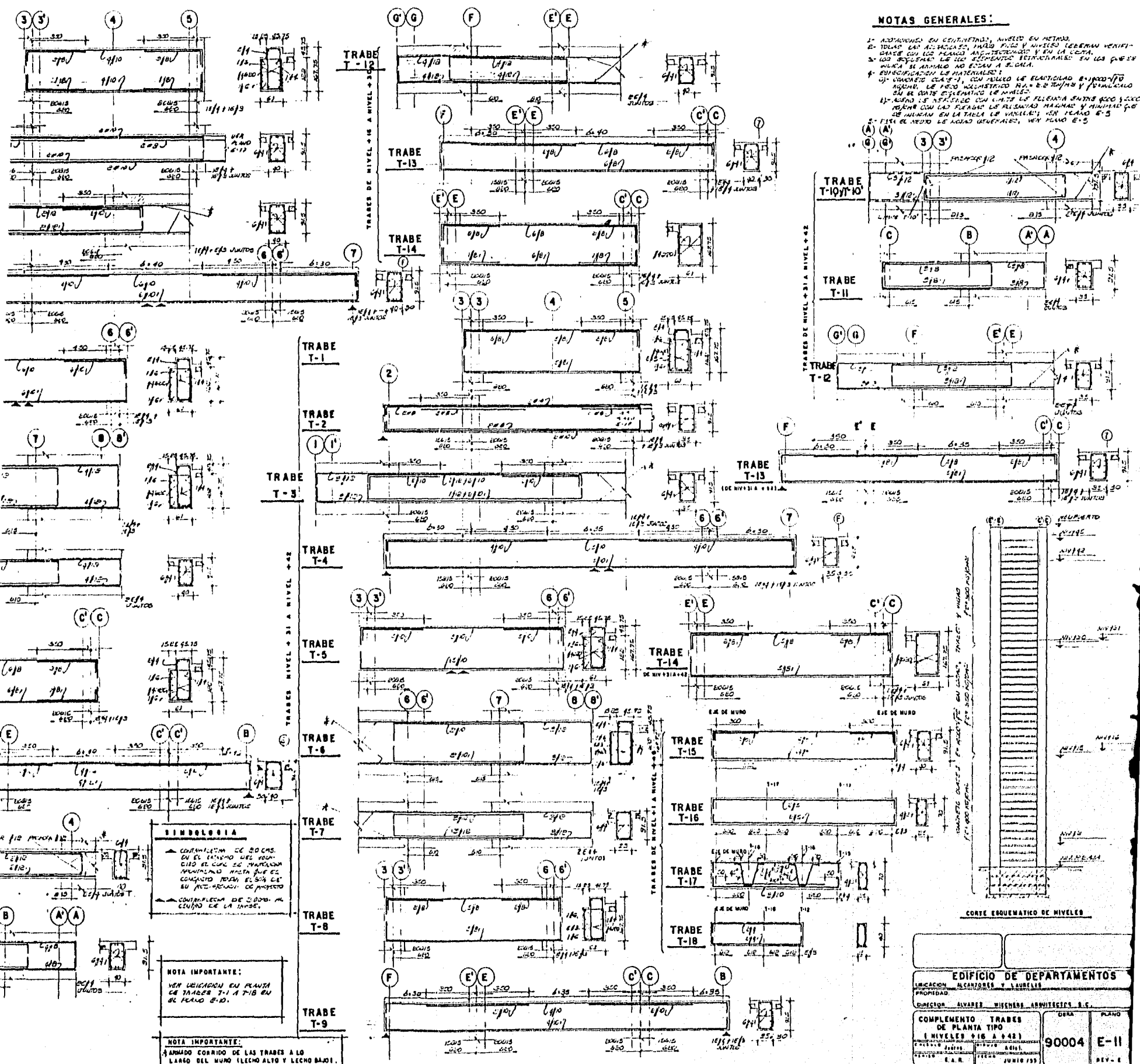
VER UBICACION EN PLANTA DE TRABES T-1 A T-12 EN EL PLANO E-10.

NOTA IMPORTANTE:

ARMADO CORADO DE LAS TRABES A LO LARGO DEL MURO (LECHO ALTO Y LECHO BAJO).

NOTAS GENERALES:

- 1- ADICIONES EN CONTORNOS, NIVELES EN METROS.
- 2- TOLAR LAS ALICATILLAS, PAVOS Y NIVELEROS DEBERAN VERIFICAR BASE CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN LA COTA.
- 3- LOS ESPALDOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS QUE SE MUESTRA SE ANIMAL NO ESTAN A SU OTRA.
- 4- CONSIGNACION DE MATERIALES:
- 5- UNIDADES C.M.A.-1, CON NIVELEROS EN 1000/1000 AGUAS, LE FLECO HOLLISTICO H.A. E-2 20/10/10 Y FUNDICION EN 2000/2000.
- 6- ASNO SE ESPERADO CON LANTIS LE FLECO ENTRE 6000 Y 5000 MANS CON LAS FLECO LE FLECO MAGNAN Y MINIMAN 600 Y 5000 EN LA TABLA LE FLECO, CON PLANO E-3 EN EL NIVEL LE FLECO DEBERAN, CON PLANO E-3.



LEYENDA

CONTRASEÑA DE SOLOS EN EL CENTRO DEL PAVO CIO EL CUAL SE MANTIENE MANEJADO HASTA QUE EL CONTRATO DEBE EL 5% DE SU PRE-REVENIR DE PROYECTO

CONTRASEÑA DE SOLOS AL CENTRO DE LA TABLA

NOTA IMPORTANTE:
VER UBICACION EN PLANTA DE TRABES T-1 A T-18 EN EL PLANO E-10.

NOTA IMPORTANTE:
ARMADO CORRIDO DE LAS TRABES A LO LARGO DEL MURO (LECHO ALTO Y LECHO BAJO).

EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS

UBICACION: ALICATILLAS Y LAURELES

PROPIEDAD:

DIRECTOR: ALVAREZ, INGENIEROS ARQUITECTOS S.C.

COMPLEMENTO TRABES DE PLANTA T-10

1 NIVELEROS 416 A 442

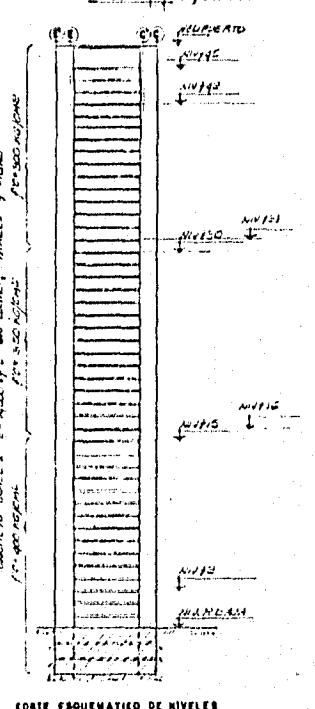
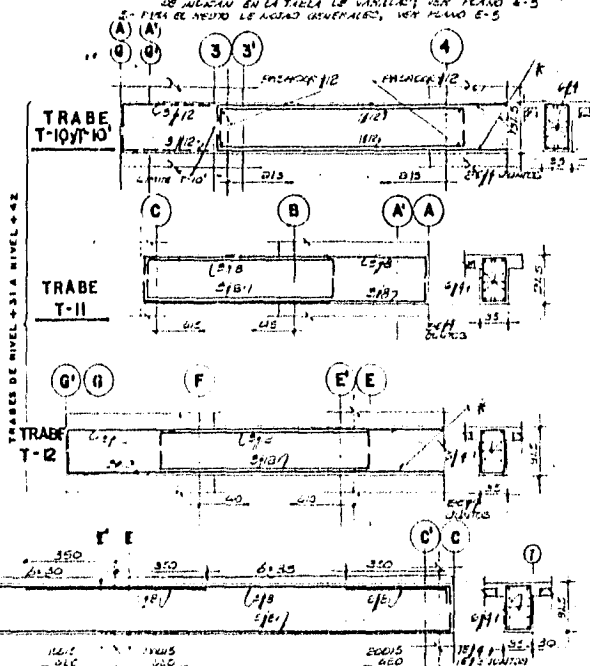
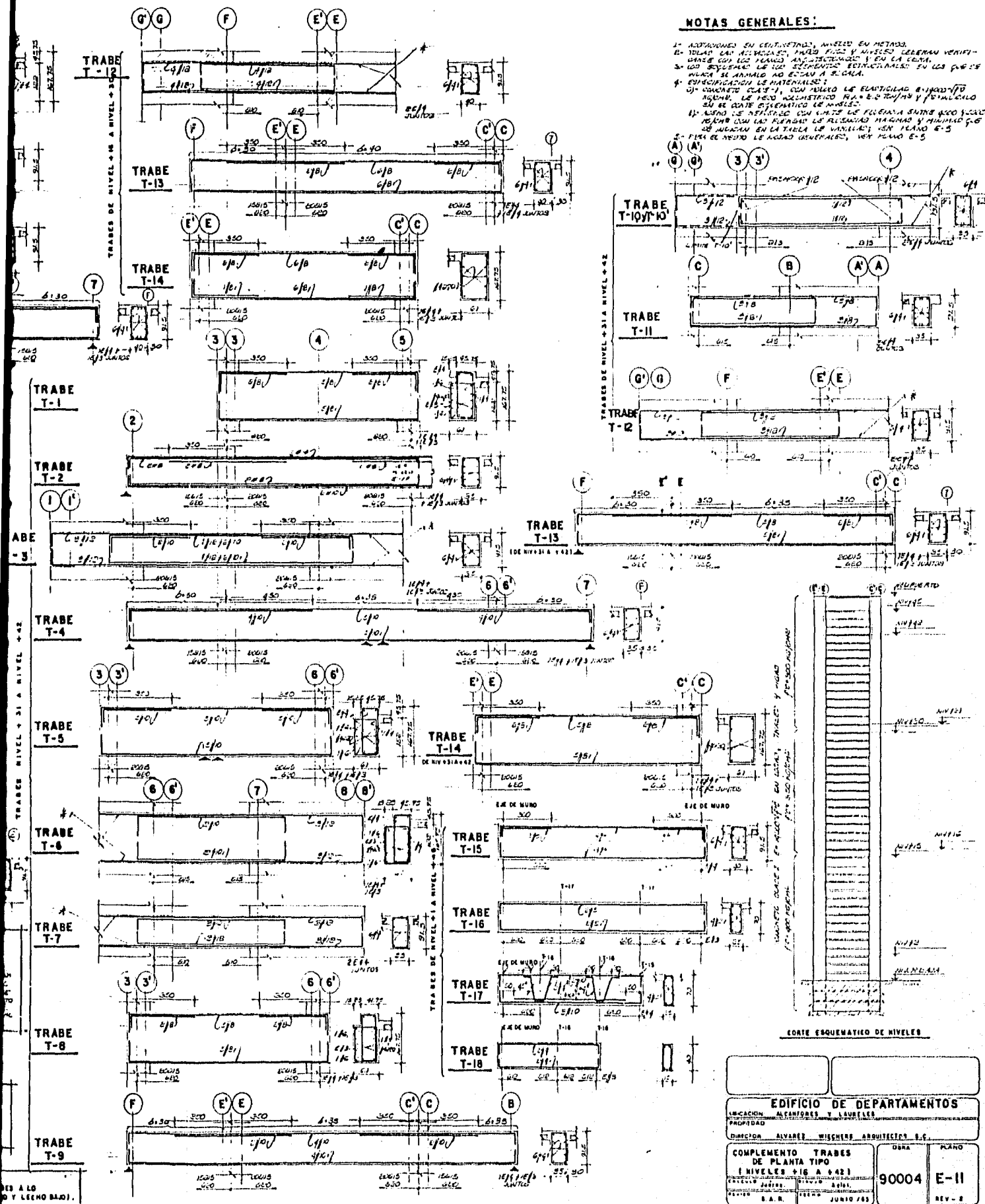
90004 E-11

GENA PLANO

E.A.R. JUNIO 1953

NOTAS GENERALES:

- 1- ADOSADOS EN CENTRO, ANILLO EN METAS.
- 2- DILAT. EN ANILLOS, PISO PISO Y ANILLO CERRAN VERIFI-
CACION CON LOS PLANOS ANEXOS T-10 Y T-11 EN LA CIMA.
- 3- LOS REFORZOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LOS PUNTO
DONDE SE ANILLO NO ESTAN A ESCALA.
- 4- ESPECIFICACION DE MATERIALES:
a) CONCRETO CLAS. I, CON ANILLO LE ELASTICIDAD EN UNIDAD
EQUIV. AL PISO NOMINATIVO PLAN E-2 T-10/11 Y PUNTO CERO
EN EL ADITE ESTRUCTURAL DE ANILLO.
b) ACERO SE REFORZADO CON UN 2% DE FLEXION A SUAVE 4000 Y 2000
REFORZ. CON LAS PLANAS LE REFORZADO PLANAS Y ANILLO 200
DE ANILLO EN LA TABLA LE REFORZADO EN PLAN E-3
5- PISO DE ANILLO LE ANILLO GENERAL, VER PLAN E-5



EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS	
LUBACION ALVAROZ Y LAURELES	
PROPIEDAD	
DIRECCION ALVAROZ WISCHERS ARQUITECTOS S.C.	
COMPLEMENTO TRABES DE PLANTA TIPO	
NIVELES +16 A +21	
CALLEJO JARDIN, BARRIO LA PAZ	
90004 E-II	
ELABORADO	REV. 2
BOGOTA	JUNIO 1983

CAPITULO IV.- VOLUMENES DE OBRA Y COSTOS

A.- GENERALIDADES

En este capítulo veremos lo relacionado con la obtención de los volúmenes de obra y el costo aproximado de acero de refuerzo, concreto y cimbra para las 2 estructuras, así como un presupuesto global para cada estructura. Los 3 conceptos antes descritos (acero de refuerzo, cimbra y concreto) son los que tienen una mayor influencia en el presupuesto global, y es por esta razón por lo que compararemos las 2 estructuras con mayor detenimiento con objeto de ver cual de las 2 estructuras desde el punto de vista económico, es la menos costosa.

Los costos para el concreto de alta resistencia se obtuvieron de manera aproximada por la Dirección General de la concretera que pensaba producir el concreto de alta resistencia debido a que en México hasta la fecha no se fabrica comercialmente.

Para la cimbra, el concreto y el acero de refuerzo se tomaron los precios del mes de abril de 1995. Al final del capítulo se muestra el presupuesto general de la estructura en donde se desglosan los conceptos de obra mas importantes.

B.- VOLUMENES DE OBRA Y COSTOS

1.- CONCRETO

De acuerdo con las secciones y el diseño de los diferentes elementos se obtuvieron los volúmenes de concreto de las 2 estructuras.

La estructura 1 tiene las secciones estructurales mas grandes, así pues, es lógico pensar que tendremos mayor volumen de concreto.

A continuación se presenta el resumen de los números generadores para la obtención del volumen de concreto en ambas estructuras.

VOLUMENES DE CONCRETO**ESTRUCTURA 1**

RESISTENCIA (kg/cm ²)	COLUMNAS Y MUROS (m ³)	TRABES Y LOSAS (m ³)	TOTALES (m ³)
f'c = 400 kg/cm ²	2,802.49	2,557.60	5,360.09
f'c = 350 kg/cm ²	2,504.75	2,559.48	5,064.23
f'c = 300 kg/cm ²	2,223.13	2,715.86	4,938.99

ESTRUCTURA 2

RESISTENCIA (kg/cm ²)	COLUMNAS Y MUROS (m ³)	TRABES Y LOSAS (m ³)	TOTALES (m ³)
f'c = 800 kg/cm ²	2,183.84	2,338.66	4,522.50
f'c = 600 kg/cm ²	1,991.69	2,278.83	4,270.52
f'c = 400 kg/cm ²	1,741.04	2,220.78	3,961.82

COSTOS DEL CONCRETO**ESTRUCTURA 1**

RESISTENCIA (kg/cm ²)	TOTALES (m ³)	PRECIO POR m ³ (NUEVOS PESOS)	COSTO TOTAL (NUEVOS PESOS)
f'c = 400 kg/cm ²	5,360.09	N\$602.78	N\$3,230,955.10
f'c = 350 kg/cm ²	5,064.23	N\$598.19	N\$3,029,371.70
f'c = 300 kg/cm ²	4,938.99	N\$587.48	N\$2,901,557.80
TOTAL	15,363.31		N\$9,161,884.60

ESTRUCTURA 2

RESISTENCIA (kg/cm ²)	TOTALES (m ³)	PRECIO POR m ³ (NUEVOS PESOS)	COSTO TOTAL (NUEVOS PESOS)
f'c = 800 kg/cm ²	4,522.50	N\$850.00	N\$3,844,125.00
f'c = 600 kg/cm ²	4,270.52	N\$700.00	N\$2,989,364.00
f'c = 400 kg/cm ²	3,961.82	N\$602.78	N\$2,388,105.00
TOTAL	12,754.84		N\$9,221,594.90

DIFERENCIA A FAVOR ESTRUCTURA 1 POR N\$ 59,710.30

2.- CIMBRA

De acuerdo con las secciones de los diferentes elementos se obtuvieron las cantidades de cimbra para ambas estructuras. A continuación se presenta el resumen de los números generadores. En la cimbra se consideró solamente el monto de los metros cuadrados de la superficie de contacto. En el costo se consideró la cimbra de columnas y muros a un precio (N\$78.10 m²) y la de trabes y losas a un precio de (N\$69.55 m²).

CANTIDADES Y COSTOS DE CIMBRA

	COLUMNAS y MUROS (m ²)	TRABES y LOSAS (m ²)	TOTALES (m ²)
ESTRUCTURA 1	30,757.22	41,997.18	72,754.40
COSTO POR m ² (N\$)	78.10	69.55	
IMPORTE (N\$)	2,402,138.9	2,920,903.9	5,323,042.8

	COLUMNAS y MUROS (m ²)	TRABES y LOSAS (m ²)	TOTALES (m ²)
ESTRUCTURA 2	27,770.00	38,427.42	72,754.40
COSTO POR m ² (N\$)	78.10	69.55	
IMPORTE (N\$)	2,168,837.0	2,672,627.1	4,841,464.1

DIFERENCIA A FAVOR ESTRUCTURA 2 POR N\$ 481,578.70

3.- ACERO DE REFUERZO

De acuerdo con el diseño de los diferentes elementos se obtuvieron las cantidades de acero de refuerzo por diámetros. A continuación se presenta el resumen de los números generadores:

CANTIDADES DE ACERO DE REFUERZO

ESTRUCTURA 1

#3 (ton)	#4 (ton)	#5 (ton)	#6 (ton)	#8 (ton)	#10 (ton)	#12 (ton)
63.81	1,237.17	33.79	45.24	166.77	597.98	1,086.63

ESTRUCTURA 2

#3 (ton)	#4 (ton)	#5 (ton)	#6 (ton)	#8 (ton)	#10 (ton)	#12 (ton)
62.54	1,038.0	33.79	45.24	110.82	538.21	715.71

COSTOS DE ACERO DE REFUERZO

ESTRUCTURA 1

	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12
ACERO (TON)	63.81	1,237.17	33.79	45.24	166.77	597.98	1,086.63
COSTOS POR TON(N\$)	3,097	2,764	2,652	2,598	2,521	2,465	2,415
IMPORTE (N\$)	197,619	3,419,537.9	89,611	111,533	420,427	1,474,020	2,624,211

TOTAL N\$ 8,336,959.40

ESTRUCTURA 2

	#3	#4	#5	#6	#8	#10	#12
ACERO (TON)	62.54	1,038	33.79	45.24	110.82	538.21	715.71
COSTOS POR TON(N\$)	3,097	2,764	2,652	2,598	2,521	2,465	2,415
IMPORTE (N\$)	193,888	2,869,032	89,611	111,533	279,377	1,326,887	1,728,439

TOTAL N\$ 6,598,365.00

DIFERENCIA A FAVOR ESTRUCTURA 2 POR N\$ 1,738,594.4

4.- PRESUPUESTO

Haciendo un presupuesto con los tres conceptos descritos anteriormente obtenemos que la estructura 1 tendrá un costo en nuevos pesos de N\$22,821,887.00 (VEINTIDOS MILLONES OCHOCIENTOS VEINTIUN MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y SIETE NUEVOS PESOS) que se desglosan de la siguiente manera:

<u>CONCEPTO</u>	<u>IMPORTE</u>	<u>PORCENTAJE</u>
CONCRETO	N\$ 9,161,884.60	40.00%
ACERO DE REFUERZO	N\$ 8,336,959.40	36.50%
CIMBRA	N\$ 5,323,042.80	23.50%
TOTAL	<u>N\$22,821,887.00</u>	<u>100.00%</u>

La estructura 2 tendrá un costo de N\$20,661,424.00 (VEINTE MILLONES SEISCIENTOS SESENTA Y UN MIL CUATROCIENTOS VEINTICUATRO NUEVOS PESOS) que se desglosan de la siguiente manera:

<u>CONCEPTO</u>	<u>IMPORTE</u>	<u>PORCENTAJE</u>
CONCRETO	N\$ 9,221,594.90	44.50%
ACERO DE REFUERZO	N\$ 6,598,365.00	32.00%
CIMBRA	N\$ 4,841,464.10	23.50%
TOTAL	<u>N\$ 20,661,424.00</u>	<u>100.00%</u>

Como se podrá apreciar la estructura 2 es mas económica, por la cantidad de N\$2,160,463.00 (DOS MILLONES CIENTO SESENTA MIL CUATROCIENTOS SESENTA Y TRES NUEVOS PESOS) que representa un 9.46% de ahorro.

A continuación se presenta el resto de las partidas que comprenden el presupuesto global de la obra y un resumen de dichas partidas, con objeto de obtener un aproximado, en el que se podrá apreciar que la estructura 1 tiene un costo total de N\$40,327,830.00(CUARENTA MILLONES TRESCIENTOS VEINTISIETE MIL OCHOCIENTOS TREINTA NUEVOS PESOS). La estructura 2 si se realizará tendría un costo de N\$37,814,977.00(TREINTA Y SIETE MILLONES OCHOCIENTOS CATORCE MIL NOVECIENTOS SETENTA Y SIETE NUEVOS PESOS), lo que representaría del total de la obra un ahorro de 6.23% del costo total.

RESUMEN DE PRESUPUESTO

ESTRUCTURA 1

CAPITULO	IMPORTE (NUEVOS PESOS)
PRELIMINARES	N\$1,177,233
CIMENTACION	N\$1,813,897
SOTANOS	N\$2,620,787
ESTRUCTURA NIVEL 1 AL 15	N\$9,223,285
ESTRUCTURA NIVEL 16 AL 30	N\$8,865,069
ESTRUCTURA NIVEL 31 AL HELIPUERTO	N\$8,514,323
ALBAÑILERIA	N\$1,800,748
AZOTEA	N\$107,482
ACABADOS	N\$4,244,130
CARPINTERIA	N\$53,055
HERRERIA	N\$539,226
ESCALERA DE EMERGENCIA	N\$1,322,131
MUEBLES SANITARIOS	N\$46,464
TOTAL:	N\$40,327,830

RESUMEN DE PRESUPUESTO**ESTRUCTURA 2**

CAPITULO	IMPORTE (NUEVOS PESOS)
PRELIMINARES	N\$1,177,233
CIMENTACION	N\$1,816,502
SOTANOS	N\$2,694,904
ESTRUCTURA NIVEL 1 AL 15	N\$8,944,104
ESTRUCTURA NIVEL 16 AL 30	N\$7,978,862
ESTRUCTURA NIVEL 31 AL HELIPUERTO	N\$7,090,136
ALBAÑILERIA	N\$1,800,748
AZOTEA	N\$107,482
ACABADOS	N\$4,244,130
CARPINTERIA	N\$53,055
HERRERIA	N\$539,226
ESCALERA DE EMERGENCIA	N\$1,322,131
MUEBLES SANITARIOS	N\$46,464
TOTAL:	N\$37,814,977

ESTRUCTURA 1

TESIS SALVADOR AGUILAR

Fecha: Abril 95

ESTRUCTURA 1

Presupuesto

CONCEPTO	Unidad	Cantidad	Precio U.	Total
PRELIMINARES				
Clave: TA-000 Despalme	M2	7,953.78	0.49	N\$3,897.35
Clave: TA-002 Excavación en caja con maquinaria hasta 6.00 m de profundidad.	M3	21,660.44	4.26	N\$92,273.47
Clave: TA-003 Afine de taludes en forma manual	M3	984.93	35.82	N\$35,280.19
Clave: TA-004 Protección de talud con mortero cemento-arena proporción 1:4 de 3 cm de espesor reforzado con malla de gallinero, anclado con var. #3 de 55 cm de long. @ 1.00 m.	M2	2,393.58	2.05	N\$4,906.84
Clave: TA-005 Relleno con tepetate en cimentación con equipo manual en capas de 20 cm al 90% proctor.	M2	1,267.62	28.14	N\$35,670.83
Clave: TA-006 Carga de material producto de excavación.	M3	7,875.00	75.54	N\$594,877.50
Clave: TA-007 Acarreo de material producto de excavación.	M3	21,660.00	2.29	N\$49,601.40
Clave: TA-008 Acarreo kilómetro subsecuente de material producto de excavación.	Km/M3	173,283.52	1.98	N\$343,101.37
Clave: TA-009 Trazo y nivelación para desplante de estructura incluye: el equipo de topografía, materiales de señalamiento de ejes y niveles.	M2	20,027.80	0.88	N\$17,624.46
TOTAL DEL CAPITULO				N\$1,177,233.42

ESTRUCTURA 1

CIMENTACION

Clave: TB-001 Brocal de concreto para perforación de pilas de 1.80 m de diámetro. (P-1)	Pza	8.00	1,312.30	N\$10,498.40
Clave: TB-002 Brocal de concreto para perforación de pilas de 1.90 m de diámetro. (P-2)	Pza	4.00	1,312.30	N\$5,249.20
Clave: TB-003 Brocal de concreto para perforación de pilas de 2.10 m de diámetro. (P-3)	Pza	4.00	1,312.30	N\$5,249.20
Clave: TB-004 Brocal de concreto para perforación de pilas de 2.40 m de diámetro. (P-4)	Pza	4.00	1,312.30	N\$5,249.20
Clave: TB-005 Perforación de pila de 1.80 m de diámetro tipo P-1	M	182.00	589.66	N\$107,318.12
Clave: TB-006 Perforación de pila de 1.90 m de diámetro tipo P-2	M	91.00	589.66	N\$53,659.06
Clave: TB-007 Perforación de pila de 2.10 m de diámetro tipo P-3	M	91.00	713.57	N\$64,934.87
Clave: TB-008 Perforación de pila de 2.40 m de diámetro tipo P-4	M	91.00	843.31	N\$76,741.21
Clave: TB-009 Perforación de campana de 2.80 m para pila P-1	Pza	8.00	3,296.74	N\$26,373.92
Clave: TB-010 Perforación de campana de 3.20 m para pila P-2	Pza	4.00	3,296.74	N\$13,186.96
Clave: TB-011 Perforación de campana de 3.60 m para pila P-3	Pza	4.00	4,022.23	N\$16,088.92
Clave: TB-012 Perforación de campana de 4.20 m para pila P-4	Pza	4.00	5,142.50	N\$20,570.00
Clave: TB-013 Habilitado, armado y colocación de acero de refuerzo para pilas.	Ton	111.25	3,338.72	N\$371,445.95
Clave: TB-014 Concreto $f_c=350$ kg/cm ² en pilas	M3	1,581.02	557.87	N\$882,003.63
Clave: TB-015 Demolición de concreto (descabece de pilas y brocales)	M3	10.00	437.50	N\$4,375.00

ESTRUCTURA 1

Clave: TB-016 Trazo y nivelación.	M2	761.00	0.99	N\$753.39
Clave: TB-017 Acarreo de material producto de excavación de pilas.	M3	1,581.02	2.29	N\$3,620.54
Clave: TB-018 Acarreo de material producto de excavación de pilas primer M3 kilómetro.	M3	1,581.00	4.21	N\$6,656.01
Clave: TB-019 Acarreo kilómetro subsecuente de material producto de excavación.	Km/M3	12,648.00	1.98	N\$25,043.04
Clave: TB-020 Extracción de boleas.	Lote	1.00	114,880.15	N\$114,880.15

TOTAL DEL CAPITULO N\$1,813,896.77

SOTANOS

Clave: TC-001 Pantilla de concreto simple f'c: 100 kg/cm2 de 5 cm de esp.	M2	662.43	20.96	N\$13,884.53
Clave: TC-002 Cimbra acabado común en fronteras de losa de fondo	M2	83.46	45.91	N\$3,831.65
Clave: TC-003 Cimbra acabado común en muros trabes de liga y dados	M2	1,523.50	55.43	N\$84,447.61
Clave: TC-004 Cimbra acabado común en losa de entrepiso	M2	3,121.08	69.16	N\$215,853.89
Clave: TC-005 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	2.47	3,097.49	N\$7,650.80
Clave: TC-006 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	140.59	2,764.85	N\$388,704.73
Clave: TC-007 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	3.71	2,652.29	N\$9,850.61
Clave: TC-008 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	13.27	2,598.86	N\$34,497.27
Clave: TC-009 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	11.44	2,521.95	N\$28,841.02

ESTRUCTURA 1

Clave: TC-010 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	42.58	2,465.04	N\$104,954.01
Clave: TC-011 Acero de refuerzo #12 en estructura	Ton	61.67	2,415.55	N\$148,966.97
Clave: TC-012 Concreto f'c=400 kg/cm2 en losa de fondo	M3	956.39	588.90	N\$563,218.07
Clave: TC-013 Concreto f'c=400 kg/cm2 en muros, trabes de liga y dados	M3	669.52	591.84	N\$396,248.72
Clave: TC-014 Concreto f'c=400 kg/cm2 en trabes y losa de entrepiso	M3	484.27	588.90	N\$285,186.60
Clave: TC-015 Block de cemento-arena 40x40x20 cm para aligerar losa	Pza	3,377.00	7.51	N\$25,361.27
Clave: TC-016 Block de cemento-arena 40x40x25 cm para aligerar losa	Pza	1,024.00	8.79	N\$9,000.96
Clave: TC-017 Cimbra acabado común en muros perimetrales.	M2	4,536.59	55.43	N\$251,463.18
Clave: TC-018 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	448.00	37.34	N\$16,728.32
Clave: TC-019 Soldadura a tope en varillas #10 y #12	Pza	784.00	40.94	N\$32,096.96
TOTAL DEL CAPITULO			N\$2,620,787.17	

ESTRUCTURA NIVEL 1 AL 15

Clave: TF-001 Cimbra muros y columnas (cimbra autotrepante)	M2	10,677.48	78.10	N\$833,911.19
Clave: TF-002 Cimbra en trabes y losas de entrepiso.	M2	13,513.84	69.55	N\$939,887.57
Clave: TF-003 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	21.37	3,097.49	N\$66,205.75
Clave: TF-004 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	416.23	2,764.85	N\$1,150,807.99
Clave: TF-005 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	11.08	2,652.29	N\$29,387.37
Clave: TF-006 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	15.45	2,598.86	N\$40,157.58

ESTRUCTURA 1

Clave: TF-007 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	32.36	2,521.95	N\$81,610.30
Clave: TF-008 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	191.21	2,465.04	N\$471,342.76
Clave: TF-009 Acero de refuerzo #12 en estructura	Ton	463.57	2,415.55	N\$1,119,786.18
Clave: TF-010 Concreto f'c=400 kg/cm2 en muros	M3	2,802.49	602.78	N\$1,689,284.92
Clave: TF-011 Concreto f'c=400 kg/cm2 en trabes y losa de entrepiso	M3	2,557.60	599.84	N\$1,534,150.78
Clave: TC-012 Block de cemento-arena 40x40x20 cm para aligerar losa	Pza	14,367.00	7.51	N\$107,896.17
Clave: TC-013 Block de cemento-arena 40x40x25 cm para aligerar losa	Pza	3,840.00	8.79	N\$33,753.60
Clave: TC-014 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	1,357.00	37.34	N\$50,670.38
Clave: TC-015 Soldadura a tope en varillas #10 y #12	Pza	13,763.00	40.94	N\$563,457.22
Clave: TF-016 Grúa trepadora	R/M	6.00	85,162.50	N\$510,975.00
TOTAL DEL CAPITULO			N\$9,223,284.77	

ESTRUCTURA NIVEL 16 AL 30

Clave: TF-001 Cimbra muros y columnas (cimbra autotrepante)	M2	10,180.66	78.10	N\$795,109.55
Clave: TF-002 Cimbra en trabes y losas de entrepiso.	M2	14,095.59	69.55	N\$980,348.28
Clave: TF-003 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	21.49	3,097.49	N\$66,577.45
Clave: TF-004 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	411.77	2,764.85	N\$1,138,485.05
Clave: TF-005 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	11.10	2,652.29	N\$29,440.42

ESTRUCTURA 1

Clave: TF-006 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	16.05	2,598.86	N\$41,711.70
Clave: TF-007 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	65.26	2,521.95	N\$164,577.41
Clave: TF-008 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	204.55	2,465.04	N\$504,214.07
Clave: TF-009 Acero de refuerzo #12 en estructura	Ton	361.53	2,415.55	N\$873,286.54
Clave: TF-010 Concreto $f'c=350$ kg/cm ² en muros	M3	2,504.75	598.19	N\$1,498,316.40
Clave: TF-011 Concreto $f'c=350$ kg/cm ² en trabes y losa de entrepiso	M3	2,549.48	595.25	N\$1,517,577.97
Clave: TC-012 Block de cemento-arena 40x40x20 cm para aligerar losa	Pza	14,430.00	7.51	N\$108,369.30
Clave: TC-013 Block de cemento-arena 40x40x25 cm para aligerar losa	Pza	3,840.00	8.79	N\$33,753.60
Clave: TC-014 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	2,736.00	37.34	N\$102,162.24
Clave: TC-015 Soldadura a tope en varillas #10 y #12	Pza	12,217.00	40.94	N\$500,163.98
Clave: TF-016 Grúa trepadora	R/M	6.00	85,162.50	N\$510,975.00
TOTAL DEL CAPITULO			N\$8,865,068.97	

ESTRUCTURA NIVEL 31 AL HELIPUERTO

Clave: TH-001 Cimbra muros y columnas (cimbra autotrepante)	M2	9,899.08	78.10	N\$773,118.15
Clave: TH-002 Cimbra en trabes y losas de entrepiso.	M2	14,387.75	69.55	N\$1,000,668.01
Clave: TH-003 Concreto $f'c=250$ kg/cm ² en rampas de escalera	M3	12.00	490.46	N\$5,885.52
Clave: TH-004 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	20.95	3,097.49	N\$64,898.61
Clave: TF-005 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	409.17	2,764.85	N\$1,131,293.67

ESTRUCTURA 1

Clave: TF-006 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	11.61	2,652.29	N\$30,779.83
Clave: TF-007 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	13.74	2,598.86	N\$35,710.94
Clave: TF-008 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	69.15	2,521.95	N\$174,395.36
Clave: TF-009 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	202.22	2,465.04	N\$498,475.46
Clave: TF-010 Acero de refuerzo #12 en estructura	Ton	261.53	2,415.55	N\$631,726.71
Clave: TF-011 Concreto f'c=300 kg/cm2 en muros	M3	2,223.13	625.85	N\$1,391,345.91
Clave: TF-012 Concreto f'c=300 kg/cm2 en trabes y losa de entepiso	M3	2,715.86	587.48	N\$1,595,513.43
Clave: TF-013 Block de cemento-arena 40x40x20 cm para aligerar losa	Pza	14,062.00	7.51	N\$105,605.62
Clave: TF-014 Block de cemento-arena 40x40x25 cm para aligerar losa	Pza	3,840.00	8.79	N\$33,753.60
Clave: TF-015 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	2,899.00	37.34	N\$108,248.66
Clave: TF-016 Soldadura a tope en varillas #10 y #12	Pza	10,291.00	40.94	N\$421,313.54
Clave: TF-017 Cimbra acabado aparente en rampas de est.	Pza	12.00	51.28	N\$615.36
Clave: TF-016 Grúa trepadora	R/M	6.00	85,162.50	N\$510,975.00
TOTAL DEL CAPITULO			N\$8,514,323.39	

ALBAÑILERIA

Clave: TJA001 Repello con mortero cemento-arena prop. 1:4 de 2 cm de esp. a plomo y regla para recibir acabados; incluye: preparación de superficie.	M2	7,080.40	18.64	N\$131,978.66
---	----	----------	-------	---------------

ESTRUCTURA 1

Clave: TJA002 Muro de block 10x20x40 cm (intermedio) acabado aparente M2 juntado con mortero cemento-arena prop. 1:4		6,976.70	52.76	N\$368,090.69
Clave:TJA003 Muro de block 10x20x40 cm (intermedio) acabado común, M2 juntado con mortero cemento-arena prop. 1:4		2,049.64	48.78	N\$99,981.20
Clave: TJA004 Firme de 10 cm de esp. promedio concreto f'c=150 kg/cm2 M2 para dar pendientes en fondo de cisterna y tanque elevado.		476.81	44.00	N\$20,979.64
Clave: TJA005 Firme de 7.5 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 e impermeabilizante integral, acabado pulido con sello de polvo. (color SMA)	M2	2,157.71	54.09	N\$116,710.53
Clave: TJA006 Firme de 6.5 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 e impermeabilizante integral, para recibir loseta de cerámica.	M2	149.85	32.21	N\$4,826.67
Clave: TJA007 Firme de 6.0 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 acabado pulido para recibir alfombra.	M2	407.64	39.98	N\$16,297.45
Clave: TJA008 Firme de 6.0 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 para recibir acabados de granito y mármol.	M2	2,351.40	26.46	N\$62,218.04
Clave: TJA009 Relleno con balines de poliestireno expandido para dar pendiente.	M3	411.06	66.13	N\$27,183.40
Clave: TJA010 Firme de 7.5 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 e impermeabilizante integral, acabado pulido con endurecedor metálico ferropiso mca. Resistol.	M2	32.76	61.23	N\$2,005.89
Clave: TJA011 Aplanado acabado fino en losa de concreto con mortero cemento-arena prop. 1:4	M2	1,338.14	32.63	N\$43,663.51
Clave: TJA012 Chafalán de 15x15 cm, con mortero cemento-arena 1:5	M	394.00	12.77	N\$5,031.38
Clave: TJA013 Impermeabilización en cisterna	M2	1,838.00	37.50	N\$68,925.00
Clave: TJA014 Emboquillado de muros	M	297.00	55.35	N\$16,438.95

ESTRUCTURA 1

Clave: TJA015 Acero de refuerzo #3	Ton	0.22	3,097.49	N\$681.45
Clave: TJA016 Concreto f'c=250 kg/cm2 en rampas de escalera	M3	2.46	490.46	N\$1,206.53
Clave: TJA017 Cimbra acabado aparente en rampas	M3	24.60	51.28	N\$1,261.49
Clave: TJA018 Muro de tabique RR asentado con mortero ce cemento-arena prop. 1:4 de 14 cm de esp.	M2	38.88	61.34	N\$2,384.90
Clave: TJA019 Martelinado en pisos	M2	53.00	24.91	N\$1,320.23
Clave: TJA020 Dala de concreto f'c=150 kg/cm2 armado con 4 vr. #3 y est. M #2 @15 cm de 15x20 cm.		9,302.34	46.88	N\$436,093.70
Clave: TJA021 Castillo de concreto f'c=150 kg/cm2 armado con 4 vr. #3 y M est. #2 @15 cm de 15x20 cm.		3,878.13	39.82	N\$154,427.14
Clave: TJA022 Forjado de escalones con tabique de barro RR, junteado con M mortero cement-arena 1:4 huella 30 cm, peralte 15 cm		106.00	38.62	N\$4,093.72
Clave: TJA024 Limpieza	Lote	1.00	214,948.13	N\$214,948.13
TOTAL DEL CAPITULO			N\$1,800,748.29	

AZOTEA

Clave: TJA101 Relleno de tezontle en azotea	M3	56.00	85.12	N\$4,766.72
Clave: TJA102 Entortado 3 cm. de esp. con mortero cemento-cal-arena 1:1:6.	M2	560.00	17.27	N\$9,671.20
Clave: TJA103 Chaffán de 15x15 cm, con mortero cemento-arena 1:5.	M	85.20	12.77	N\$1,088.00
Clave: TJA104 Impermeabilización de azotea	M2	85.20	37.50	N\$3,195.00

ESTRUCTURA 1

Clave: TJA105
Enladrillado en petatillo M2 411.06 62.42 N\$25,658.37

Clave: TJA106
Impermeabilización de butilo sellado continuo, subiendo por M2 551.40 114.44 N\$63,102.22
pretilos y muros de azotea

TOTAL DEL CAPITULO N\$107,481.51

ACABADOS

Clave: TJB001
Suministro y aplicación de pintura de esmalte en muros M2 10,135.78 16.84 N\$170,686.54

Clave: TJB002
Suministro y aplicación de pintura de vinílica sobre aplanado M2 344.58 13.06 N\$4,500.21
de mortero en muros

Clave: TJB003
Suministro y colocación de espejo de 6 mm y bastidor de M2 1,516.46 179.19 N\$271,734.47
madera en muros.

Clave: TJB004
Suministro y aplicación de acabado de pasta (SMA) M2 453.89 65.86 N\$29,893.20

Clave: TJB005
Lambrín de loseta de barro 30x30 cm (SMA) M2 921.34 135.40 N\$124,749.44

Clave: TJB006
Muro de concreto precolado acabado aparente M2 2,140.80 655.26 N\$1,402,780.61

Clave: TJB007
Lambrín de granito natural pulido. M2 226.00 179.11 N\$40,478.86

Clave: TJB008
Piso de loseta de barro de 15x15 cm (SMA) M2 476.81 135.40 N\$64,560.07

Clave: TJB009
Piso de loseta de barro de 30x30 cm (SMA) M2 49.95 127.66 N\$6,376.62

Clave: TJB010
Piso de granito natural flameado en placas de 91.5x91.5x2 (M2 992.48 742.86 N\$737,273.69

Clave: TJB011
Alfombra (SMA) M2 135.88 76.88 N\$10,446.45

Clave: TJB012
Plafón modular tipo Auratone de 36 cuadros de 61x61x2 con M2 1,159.73 187.50 N\$217,449.38
suspensión Centricitee (SMA)

ESTRUCTURA 1

Clave: TJB013 Falso plafón de metal desplegado	M2	734.23	112.96	N\$82,938.62
Clave: TJB014 Suministro y aplicación de pintura epóxica en plafones	M2	99.39	22.61	N\$2,247.21
Clave: TJB015 Suministro y aplicación de pintura de esmalte en plafones	M2	2,295.24	14.58	N\$33,464.60
Clave: TJB016 Falso plafón de duela de pino machimbrado, acabado barni; natural, colgado de bastidor de madera de pino.	M2	761.59	437.50	N\$333,195.63
Clave: TJB017 Plafón de granito natural flameado	M2	66.75	1,000.00	N\$66,750.00
Clave: TJB018 Recubrimiento de escalones a base de granito natural flameado	M2	48.00	48.67	N\$2,336.16
Clave: TJB019 Suministro y colocación de esquineros metálicos para protección de muro.	M	130.28	24.69	N\$3,216.61
Clave: TJB020 Lambrín de loseta de barro de 15x15 cm (SMA)	M2	125.91	135.40	N\$17,048.21
Clave: TJB021 Lambrín de mármol flameado laminado en muros.	M2	233.54	1,212.38	N\$283,139.23
Clave: TJB022 Mampara de mármol en baños de 1.25x1.83x0.05	Pza	3.00	1,111.74	N\$3,335.22
Clave: TJB023 Mampara de mármol en baños de 0.70x1.83x0.05	Pza	1.00	661.74	N\$661.74
Clave: TJB024 Mampara de mármol en baños de 1.50x1.83x0.05	Pza	2.00	1,261.74	N\$2,523.48
Clave: TJB025 Acabado de piso de mármol del país asentado con mortero cemento-arena 1:5	M2	809.92	268.11	N\$217,147.65
Clave: TJB026 Domo circular de 5.00 m de diámetro en azotea	Pza	1.00	15,655.20	N\$15,655.20
Clave: TJB027 Domo cuadrado de 1.70x1.70 m en azotea	Pza	1.00	726.95	N\$726.95
Clave: TJB028 Señalización de helipuerto de 7.0 m de diámetro	Pza	1.00	1,250.00	N\$1,250.00

ESTRUCTURA 1

Clave: TJB029 Placa de mármol para lavabo de 1.70x0.60 m gris tepeaca c Pza zoclo y faldón	1.00	810.98	N\$810.98
Clave: TJB030 Placa de mármol para lavabo de 1.20x0.60 m gris tepaca cc Pza zoclo y faldón.	1.00	572.45	N\$572.45
Clave: TJB031 Placa de mármol para lavabo de 2.60x0.60 m gris tepeaca c Pza zoclo y faldón	2.00	1,240.31	N\$2,480.62
Clave: TJB032 Placa de mármol para lavabo de 1.55x0.60 m gris tepeaca c Pza zoclo y faldón	5.00	740.00	N\$3,700.00
Clave: TJB033 Piso de parquet de pino de 8 mm. de esp. acabado barniz natural	M2 240.00	375.00	N\$90,000.00

TOTAL DEL CAPITULO **N\$4,244,130.09**

CARPINTERIA

Clave: TJC001 Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, mirilla de cristal de 0.25x0.25 m Dimensión: 0.915x2.05 m	2.00	1,411.91	N\$2,823.82
Clave: TJC002 Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.915x2.05 m	6.00	1,382.15	N\$8,292.90
Clave: TJC003 Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.915x2.135 m	7.00	1,415.75	N\$9,910.25
Clave: TJC004 Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.61x2.135 m	1.00	1,046.68	N\$1,046.68

ESTRUCTURA 1

Clave: TJC005				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.915x2.135 m con un fijo de 0.4575x2.135 m		1.00	2,068.83	N\$2,068.83
Clave: TJC006				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.915x2.135 m con un fijo de 0.1525x2.135 m		1.00	1,946.58	N\$1,946.58
Clave: TJC007				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: en dos hojas de 1.83x2.135 m		1.00	2,831.48	N\$2,831.48
Clave: TJC008				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.7625x2.135 m		1.00	1,415.75	N\$1,415.75
Clave: TJC009				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 1.83x2.135 m		1.00	2,137.06	N\$2,137.06
Clave: TJC010				
Puerta de madera de encino maciza entablerada Pza Dimensión: 0.915x2.135 m	Pza	3.00	1,750.87	N\$5,252.61
Clave: TJC011				
Puerta de madera de encino maciza entablerada Pza Dimensión: 0.7625x2.135 m	Pza	5.00	1,538.37	N\$7,691.85
Clave: TJC012				
Puerta de madera de encino maciza entablerada Pza Dimensión: 1.6775x2.135 m en dos hojas	Pza	1.00	2,631.06	N\$2,631.06
Clave: TJC013				
Puerta de madera de encino maciza entablerada Pza Dimensión: 0.61x2.135 m	Pza	1.00	1,334.88	N\$1,334.88
Clave: TJC014				
Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. D80-PD Pza	Pza	8.00	127.12	N\$1,016.96
Clave: TJD015				
Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. A-40S Pza	Pza	14.00	112.54	N\$1,575.56

ESTRUCTURA 1

Clave: TJD016				
Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. A-53PD	Pza	4.00	127.12	N\$508.48
Clave: TJD017				
Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. A-10S	Pza	3.00	105.26	N\$315.78
Clave: TJD018				
Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. B-460P	Pza	2.00	127.12	N\$254.24
TOTAL DEL CAPITULO				N\$53,054.77

HERRERIA

Clave: TJD001				
Puerta de persiana para cuarto de máquinas de 0.915x1.22 a base de perfiles tubulares cal. 14	Pza	46.00	1,050.00	N\$48,300.00
Clave: TJD002				
Puerta para ducto de instalaciones de 0.70x2.05 m, a base de perfiles tubulares cal. 14 y lámina cal. 18, con interior de colcha de fibra de vidrio y cubierta de asbesto de 6 mm	Pza	90.00	1,400.00	N\$126,000.00
Clave: TJD003				
Puerta para pasillo de servicios de 1.3725x2.05 m, en dos hojas a base de perfiles tubulares cal. 14 y lámina cal. 18, con interior de colcha de fibra de vidrio y cubierta de asbesto de 6 mm.	Pza	2.00	2,800.00	N\$5,600.00
Clave: TJD004				
Puerta para bodega 0.91x2.05 m, con rejilla de ventilación de 0.305x0.61 m a base de perfiles tubulares y lámina de acero	Pza	40.00	1,190.00	N\$47,600.00
Clave: TJD005				
Puerta para escalera de emergencia de 1.22x2.135 m, con barra de pánico a base de perfiles tubulares y lámina de acero con interior de colcha de fibra de vidrio y cubierta de asbesto de 6 mm.	Pza	45.00	2,800.00	N\$126,000.00
Clave: TJD006				
Puerta de persiana para puerta exterior-transfer de 2 hojas de 3.5075x3.05 a base de perfiles tubulares y lámina de acero	Pza	1.00	2,800.00	N\$2,800.00
Clave: TJD007				
Puerta de persiana para closet del transfer de cuatro hojas de 2.5925x2.135 m a base de perfiles tubulares y lámina de acero.	Pza	1.00	2,800.00	N\$2,800.00
Clave: TJD008				
Puerta para cuarto de medidores de 0.91x2.135 a base de perfiles tubulares y lámina de acero.	Pza	1.00	1,190.00	N\$1,190.00

ESTRUCTURA 1

Clave: TJD009				
Puerta para pasillo de servicio de 1.3725x2.135 en dos hoja Pza a base de perfiles tubulares y lámina de acero.		2.00	2,100.00	N\$4,200.00
Clave: TJD010				
Cortina metálica para salida al puente de 3.2025x2.44 m Pza		1.00	16,800.00	N\$16,800.00
Clave: TJD011				
Puerta para cuarto de máquinas elevadores de 0.91x2.135 Pza base de perfiles tubulares y lámina de acero con antepecho de 0.915x0.315 m		2.00	1,400.00	N\$2,800.00
Clave: TJD012				
Puerta para cuarto de máquinas de 2.40x2.44 en dos hojas Pza a base de perfiles tubulares y lámina de acero.		1.00	2,100.00	N\$2,100.00
Clave: TJD013				
Ventana para cuarto de máquinas de 1.83x2.44 m. Pza		2.00	1,190.00	N\$2,380.00
Clave: TJD014				
Chapa mca. Schlage en puerta metálica mod. B-460P Pza		181.00	127.12	N\$23,008.72
Clave: TJD015				
Chapa mca. Schlage en puerta metálica mod. D-80PD Pza		6.00	127.12	N\$762.72
Clave: TJD016				
Chapa mca. Yale en puerta metálica mod. 7000 Pza		45.00	875.00	N\$39,375.00
Clave: TJD017				
Rejilla tipo Irving en descansos Pza		150.00	583.40	N\$87,510.00
TOTAL DEL CAPITULO				N\$539,226.44

ESCALERA DE EMERGENCIA

Clave: TJD101				
Estructura metálica para escalera de emergencia Ton		30.49	19,350.00	N\$589,981.50
Clave: TJD102				
Rejilla tipo Irving en escalones M		1,065.00	294.13	N\$313,248.45
Clave: TJD103				
Rejilla tipo Irving en descansos M2		177.74	583.40	N\$103,693.52
Clave: TJD104				
Acero de refuerzo #2 Ton		0.84	4,055.64	N\$3,386.46
Clave: TJD105				
Cimbra acabado común en losa de entpiso M2		1,595.45	52.29	N\$83,426.08

ESTRUCTURA 1

Clave: TJD106 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	10.58	3,097.49	N\$32,759.05
Clave: TJD107 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	1.91	2,764.85	N\$5,280.86
Clave: TJD108 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	0.70	2,652.29	N\$1,845.99
Clave: TDJ109 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	0.59	2,598.86	N\$1,522.93
Clave: TJD110 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	4.17	2,521.95	N\$10,524.10
Clave: TJD111 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	12.43	2,465.04	N\$30,628.12
Clave: TJD112 Concreto f'c=350 kg/cm2 en trabes y losa de entepiso	M3	176.17	595.25	N\$104,865.19
Clave: TJD113 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	356.00	37.34	N\$13,293.04
Clave: TJD114 Soldadura a tope en varillas #10	Pza	676.00	40.94	N\$27,675.44
TOTAL DEL CAPITULO				N\$1,322,130.74

MUEBLES SANITARIOS

Clave: TK-001 Inodoro para fluxómetro mod. Olímpico con asiento	Pza	12.00	1,362.99	N\$16,355.88
Clave: TK-002 Mingitorio para fluxómetro mod. Niágara	Pza	2.00	548.33	N\$1,096.66
Clave: TK-003 Lavabo tipo ovalín; incluye: cespól cromado	Pza	12.00	724.02	N\$8,688.24
Clave: TK-004 Regadera Helvex mod. H-100	Pza	4.00	259.07	N\$1,036.28
Clave: TK-005 Llave economizadora mca. Helvex	Pza	12.00	152.23	N\$1,826.76
Clave: TK-006 Llave para regadera cromada mca. Helvex	Pza	4.00	205.32	N\$821.28
Clave: TK-007 Suministro y colocación de tarja	Pza	1.00	781.52	N\$781.52

ESTRUCTURA 1

Clave: TK-008				
Suministro y colocación de llave nariz	Pza	1.00	40.33	N\$40.33
Clave: TK-009				
Suministro y colocación de jabonera para lavabo Helvex 10l	Pza	11.00	120.70	N\$1,327.70
Clave: TK-010				
Toallero mca. US sanitary P-3	Pza	9.00	139.45	N\$1,255.05
Clave: TK-011				
Portarrollo de sobreponer Helvex mod. 117	Pza	12.00	160.06	N\$1,920.72
Clave: TK-012				
Fluxómetro de manija mod. 110	Pza	12.00	545.72	N\$6,548.64
Clave: TK-013				
Fluxómetro de pedal Helvex mod. 310-19 para mingitorio	Pza	2.00	645.73	N\$1,291.46
Clave: TK-014				
Caladera de piso #262-H mca. Helvex	Pza	14.00	222.53	N\$3,115.42
Clave: TK-015				
Jabonera para regadera Helvex	Pza	4.00	89.45	N\$357.80
TOTAL DEL CAPITULO				N\$46,463.74

ESTRUCTURA 2

TESIS SALVADOR AGUILAR

Fecha: Abril de 1995

ESTRUCTURA 2

Presupuesto

CONCEPTO	Unidad	Cantidad	Precio U.	Total
PRELIMINARES				
Clave: TA-000 Despalme	M2	7,953.78	0.49	N\$3,897.35
Clave: TA-002 Excavación en caja con maquinaria hasta 6.00 m de profundidad.	M3	21,660.44	4.26	N\$92,273.47
Clave: TA-003 Afine de taludes en forma manual	M3	984.93	35.82	N\$35,280.19
Clave: TA-004 Protección de talud con mortero cemento-arena proporción 1:4 de 3 cm de espesor reforzado con malla de gallinero, anclado con var. #3 de 55 cm de long. @ 1.00 m.	M2	2,393.58	2.05	N\$4,906.84
Clave: TA-005 Relleno con tepetate en cimentación con equipo manual en capas de 20 cm al 90% proctor.	M2	1,267.62	28.14	N\$35,670.83
Clave: TA-006 Carga de material producto de excavación.	M3	7,875.00	75.54	N\$594,877.50
Clave: TA-007 Acarreo de material producto de excavación.	M3	21,660.00	2.29	N\$49,601.40
Clave: TA-008 Acarreo kilómetro subsecuente de material producto de excavación.	Km/M3	173,283.52	1.98	N\$343,101.37
Clave: TA-009 Trazo y nivelación para desplante de estructura incluye: el equipo de topografía, materiales de señalamiento de ejes y niveles.	M2	20,027.80	0.88	N\$17,624.46
TOTAL DEL CAPITULO				N\$1,177,233.42

ESTRUCTURA 2

CIMENTACION

Clave: TB-001 Brocal de concreto para perforación de pilas de 1.80 m de diámetro. (P-1)	Pza	8.00	1,312.30	N\$10,498.40
Clave: TB-002 Brocal de concreto para perforación de pilas de 1.90 m de diámetro. (P-2)	Pza	4.00	1,312.30	N\$5,249.20
Clave: TB-003 Brocal de concreto para perforación de pilas de 2.10 m de diámetro. (P-3)	Pza	4.00	1,312.30	N\$5,249.20
Clave: TB-004 Brocal de concreto para perforación de pilas de 2.40 m de diámetro. (P-4)	Pza	4.00	1,312.30	N\$5,249.20
Clave: TB-005 Perforación de pila de 1.80 m de diámetro tipo P-1	M	182.00	589.66	N\$107,318.12
Clave: TB-006 Perforación de pila de 1.90 m de diámetro tipo P-2	M	91.00	589.66	N\$53,659.06
Clave: TB-007 Perforación de pila de 2.10 m de diámetro tipo P-3	M	91.00	713.57	N\$64,934.87
Clave: TB-008 Perforación de pila de 2.40 m de diámetro tipo P-4	M	91.00	843.31	N\$76,741.21
Clave: TB-009 Perforación de campana de 2.80 m para pila P-1	Pza	8.00	3,296.74	N\$26,373.92
Clave: TB-010 Perforación de campana de 3.20 m para pila P-2	Pza	4.00	3,296.74	N\$13,186.96
Clave: TB-011 Perforación de campana de 3.60 m para pila P-3	Pza	4.00	4,022.23	N\$16,088.92
Clave: TB-012 Perforación de campana de 4.20 m para pila P-4	Pza	4.00	5,142.50	N\$20,570.00
Clave: TB-013 Habilitado, armado y colocación de acero de refuerzo para pilas.	Ton	77.88	3,338.72	N\$260,012.17
Clave: TB-014 Concreto f'c=600 kg/cm2 en pilas	M3	1,422.92	700.00	N\$996,042.60
Clave: TB-015 Demolición de conceto (descabece de pilas y brocales)	M3	10.00	437.50	N\$4,375.00

ESTRUCTURA 2

Clave: TB-016 Trazo y nivelación.	M2	761.00	0.99	N\$753.39
Clave: TB-017 Acarreo de material producto de excavación de pilas.	M3	1,581.02	2.29	N\$3,620.54
Clave: TB-018 Acarreo de material producto de excavación de pilas primer kilómetro.	M3	1,581.00	4.21	N\$6,656.01
Clave: TB-019 Acarreo kilómetro subsecuente de material producto de excavación.	Km/M3	12,648.00	1.98	N\$25,043.04
Clave: TB-020 Extracción de boleos.	Lote	1.00	114,880.15	N\$114,880.15

TOTAL DEL CAPITULO

N\$1,816,501.95

SOTANOS

Clave: TC-001 Pantilla de concreto simple f'c:100 kg/cm2 de 5 cm de esp.	M2	662.43	20.96	N\$13,884.53
Clave: TC-002 Cimbra acabado común en fronteras de losa de fondo	M2	83.46	45.91	N\$3,831.65
Clave: TC-003 Cimbra acabado común en muros trabes de liga y dados	M2	1,523.50	55.43	N\$84,447.61
Clave: TC-004 Cimbra acabado común en losa de entrepiso	M2	3,121.08	69.16	N\$215,853.89
Clave: TC-005 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	2.47	3,097.49	N\$7,650.80
Clave: TC-006 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	105.44	2,764.85	N\$291,528.55
Clave: TC-007 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	3.71	2,652.29	N\$9,850.61
Clave: TC-008 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	13.27	2,598.86	N\$34,497.27
Clave: TC-009 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	11.44	2,521.95	N\$28,841.02

ESTRUCTURA 2

Clave: TC-010 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	21.29	2,465.04	N\$52,477.00
Clave: TC-011 Acero de refuerzo #12 en estructura	Ton	37.00	2,415.55	N\$89,380.18
Clave: TC-012 Concreto f'c=800 kg/cm2 en losa de fondo	M3	956.39	850.00	N\$812,931.50
Clave: TC-013 Concreto f'c=800 kg/cm2 en muros, trabes de liga y dados	M3	468.66	850.00	N\$398,364.40
Clave: TC-014 Concreto f'c=800 kg/cm2 en trabes y losa de entrepiso	M3	411.63	850.00	N\$349,885.08
Clave: TC-015 Block de cemento-arena 40x40x20 cm para aligerar losa	Pza	3,377.00	7.51	N\$25,361.27
Clave: TC-016 Block de cemento-arena 40x40x25 cm para aligerar losa	Pza	1,024.00	8.79	N\$9,000.96
Clave: TC-017 Cimbra acabado común en muros perimetrales.	M2	4,082.93	55.43	N\$226,316.87
Clave: TC-018 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	448.00	37.34	N\$16,728.32
Clave: TC-019 Soldadura a tope en varillas #10 y #12	Pza	588.00	40.94	N\$24,072.72
TOTAL DEL CAPITULO				N\$2,694,904.22

ESTRUCTURA NIVEL 1 AL 15

Clave: TF-001 Cimbra muros y columnas (cimbra autotrepante)	M2	9,930.06	78.10	N\$775,537.40
Clave: TF-002 Cimbra en trabes y losas de entrepiso.	M2	12,432.73	69.55	N\$864,696.57
Clave: TF-003 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	20.95	3,097.49	N\$64,881.64
Clave: TF-004 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	353.79	2,764.85	N\$978,186.79
Clave: TF-005 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	11.08	2,652.29	N\$29,387.37
Clave: TF-006 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	15.45	2,598.66	N\$40,157.58

ESTRUCTURA 2

Clave: TF-007 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	21.36	2,521.95	N\$53,862.80
Clave: TF-008 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	172.09	2,465.04	N\$424,208.49
Clave: TF-009 Acero de refuerzo #12 en estructura	Ton	301.32	2,415.55	N\$727,861.01
Clave: TF-010 Concreto f'c=800 kg/cm2 en muros	M3	2,183.84	850.00	N\$1,856,264.00
Clave: TF-011 Concreto f'c=800 kg/cm2 en trabes y losa de entrepiso	M3	2,338.66	850.00	N\$1,987,861.00
Clave: TC-012 Block de cemento-arena 40x40x20 cm para aligerar losa	Pza	14,367.00	7.51	N\$107,896.17
Clave: TC-013 Block de cemento-arena 40x40x25 cm para aligerar losa	Pza	3,840.00	8.79	N\$33,753.60
Clave: TC-014 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	1,013.00	37.34	N\$37,825.44
Clave: TC-015 Soldadura a tope en varillas #10 y #12	Pza	11,010.00	40.94	N\$450,749.40
Clave: TF-016 Grúa trepadora	R/M	6.00	85,162.50	N\$510,975.00

TOTAL DEL CAPITULO

N\$8,944,104.26

ESTRUCTURA NIVEL 16 AL 30

Clave: TF-001 Cimbra muros y columnas (cimbra autotrepante)	M2	9,264.40	78.10	N\$723,549.69
Clave: TF-002 Cimbra en trabes y losas de entrepiso.	M2	12,967.94	69.55	N\$901,920.42
Clave: TF-003 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	21.06	3,097.49	N\$65,245.90
Clave: TF-004 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	350.01	2,764.85	N\$967,712.29
Clave: TF-005 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	11.10	2,652.29	N\$29,440.42

ESTRUCTURA 2

Clave: TF-006 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	16.05	2,598.86	N\$41,711.70
Clave: TF-007 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	43.07	2,521.95	N\$108,621.09
Clave: TF-008 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	184.09	2,465.04	N\$453,792.66
Clave: TF-009 Acero de refuerzo #12 en estructura	Ton	234.99	2,415.55	N\$567,636.25
Clave: TF-010 Concreto f'c=600 kg/cm2 en muros	M3	1,991.69	700.00	N\$1,394,183.00
Clave: TF-011 Concreto f'c=600 kg/cm2 en trabes y losa de entrepiso	M3	2,278.83	700.00	N\$1,595,181.00
Clave: TC-012 Block de cemento-arena 40x40x20 cm para aligerar losa	Pza	14,430.00	7.51	N\$108,369.30
Clave: TC-013 Block de cemento-arena 40x40x25 cm para aligerar losa	Pza	3,840.00	8.79	N\$33,753.60
Clave: TC-014 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	2,052.00	37.34	N\$76,621.68
Clave: TC-015 Soldadura a tope en varillas #10 y #12	Pza	9,774.00	40.94	N\$400,147.56
Clave: TF-016 Grúa trepadora	R/M	6.00	85,162.50	N\$510,975.00
TOTAL DEL CAPITULO			N\$7,978,861.58	

ESTRUCTURA NIVEL 31 AL HELIPUERTO

Clave: TH-001 Cimbra muros y columnas (cimbra autotrepante)	M2	8,576.21	78.10	N\$669,801.91
Clave: TH-002 Cimbra en trabes y losas de entrepiso.	M2	13,026.75	69.55	N\$906,010.11
Clave: TH-003 Concreto f'c=400 kg/cm2 en rampas de escalera	M3	12.00	602.78	N\$7,233.36
Clave: TH-004 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	20.53	3,097.49	N\$63,600.64
Clave: TF-005 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	347.79	2,764.85	N\$961,599.62

ESTRUCTURA 2

Clave: TF-006 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	11.61	2,652.29	N\$30,779.83
Clave: TF-007 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	13.74	2,598.86	N\$35,710.94
Clave: TF-008 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	45.64	2,521.95	N\$115,100.94
Clave: TF-009 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	182.00	2,465.04	N\$448,627.91
Clave: TF-010 Acero de refuerzo #12 en estructura	Ton	169.99	2,415.55	N\$410,622.36
Clave: TF-011 Concreto f'c=400 kg/cm2 en muros	M3	1,741.04	602.78	N\$1,049,464.09
Clave: TF-012 Concreto f'c=400 kg/cm2 en trabes y losa de entepiso	M3	2,220.78	602.78	N\$1,338,641.77
Clave: TF-013 Block de cemento-arena 40x40x20 cm para aligerar losa	Pza	14,062.00	7.51	N\$105,605.62
Clave: TF-014 Block de cemento-arena 40x40x25 cm para aligerar losa	Pza	3,840.00	8.79	N\$33,753.60
Clave: TF-015 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	1,739.00	37.34	N\$64,934.26
Clave: TF-016 Soldadura a tope en varillas #10 y #12	Pza	8,233.00	40.94	N\$337,059.02
Clave: TF-017 Cimbra acabado aparente en rampas de est.	Pza	12.00	51.28	N\$615.36
Clave: TF-016 Grúa trepadora	R/M	6.00	85,162.50	N\$510,975.00
TOTAL DEL CAPITULO			N\$7,090,136.34	

ALBAÑILERIA

Clave: TJA001 Repello con mortero cemento-arena prop. 1:4 de 2 cm de esp. a plomo y regla para recibir acabados; incluye: preparación de superficie.	M2	7,080.40	18.64	N\$131,978.66
---	----	----------	-------	---------------

ESTRUCTURA 2

Clave: TJA002 Muro de block 10x20x40 cm (intermedio) acabado aparente M2 juntado con mortero cemento-arena prop. 1:4	6,976.70	52.76	N\$368,090.69
Clave:TJA003 Muro de block 10x20x40 cm (intermedio) acabado común, M2 juntado con mortero cemento-arena prop. 1:4	2,049.64	48.78	N\$99,981.20
Clave: TJA004 Firme de 10 cm de esp. promedio concreto f'c=150 kg/cm2 M2 para dar pendientes en fondo de cisterna y tanque elevado.	476.81	44.00	N\$20,979.64
Clave: TJA005 Firme de 7.5 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 e imper- M2 meabilizante integral, acabado pulido con sello de polvo. (color SMA)	2,157.71	54.09	N\$116,710.53
Clave: TJA006 Firme de 6.5 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 e imper- M2 meabilizante integral, para recibir loseta de cerámica.	149.85	32.21	N\$4,826.67
Clave: TJA007 Firme de 6.0 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 acabado M2 pulido para recibir alfombra.	407.64	39.98	N\$16,297.45
Clave: TJA008 Firme de 6.0 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 para reci- M2 bir acabados de granito y mármol.	2,351.40	26.46	N\$62,218.04
Clave: TJA009 Relleno con balines de poliestireno expandido para dar M3 pendiente.	411.06	66.13	N\$27,183.40
Clave: TJA010 Firme de 7.5 cm de esp. concreto f'c=150 kg/cm2 e imper- M2 meabilizante integral, acabado pulido con endurecedor metálico ferropiso mca. Resistol.	32.76	61.23	N\$2,005.89
Clave: TJA011 Aplanado acabado fino en losa de concreto con mortero M2 cemento-arena prop. 1:4	1,338.14	32.63	N\$43,663.51
Clave: TJA012 Chaflán de 15x15 cm, con mortero cemento-arena 1:5 M	394.00	12.77	N\$5,031.38
Clave: TJA013 Impermeabilización en sistema M2	1,838.00	37.50	N\$68,925.00
Clave: TJA014 Emboquillado de muros M	297.00	55.35	N\$16,438.95

ESTRUCTURA 2

Clave: TJA015 Acero de refuerzo #3	Ton	0.22	3,097.49	N\$681.45
Clave: TJA016 Concreto f'c=250 kg/cm2 en rampas de escalera	M3	2.46	490.46	N\$1,206.53
Clave: TJA017 Cimbra acabado aparente en rampas	M3	24.60	51.28	N\$1,261.49
Clave: TJA018 Muro de tabique RR asentado con mortero ce cemento-arena prop. 1:4 de 14 cm de esp.	M2	38.88	61.34	N\$2,384.90
Clave: TJA019 Martelinado en pisos	M2	53.00	24.91	N\$1,320.23
Clave: TJA020 Dala de concreto f'c=150 kg/cm2 armado con 4 vr. #3 y est. M #2 @15 cm de 15x20 cm.		9,302.34	46.88	N\$436,093.70
Clave: TJA021 Castillo de concreto f'c=150 kg/cm2 armado con 4 vr. #3 y M est. #2 @15 cm de 15x20 cm.		3,878.13	39.82	N\$154,427.14
Clave: TJA022 Forjado de escalones con tabique de barro RR, junteado cor M mortero cement-arena 1:4 huella 30 cm, peralte 15 cm		106.00	38.82	N\$4,093.72
Clave: TJA024 Limpieza	Lote	1.00	214,948.13	N\$214,948.13

TOTAL DEL CAPITULO N\$1,800,748.29

AZOTEA

Clave: TJA101 Relleno de tezontle en azotea	M3	56.00	85.12	N\$4,766.72
Clave: TJA102 Entortado 3 cm. de esp. con mortero cemeto-cal-arena 1:1:6.	M2	560.00	17.27	N\$9,671.20
Clave: TJA103 Chaffán de 15x15 cm, con mortero cemento-arena 1:5.	M	85.20	12.77	N\$1,088.00
Clave: TJA104 Impermeabilización de azotea	M2	85.20	37.50	N\$3,195.00

ESTRUCTURA 2

Clave: TJA105
Enladrillado en petatillo M2 411.06 62.42 N\$25,658.37

Clave: TJA106
Impermeabilización de butilo sellado continuo, subiendo por M2 551.40 114.44 N\$63,102.22
pretilos y muros de azotea

TOTAL DEL CAPITULO N\$107,481.51

ACABADOS

Clave: TJB001
Suministro y aplicación de pintura de esmalte en muros M2 10,135.78 16.84 N\$170,686.54

Clave: TJB002
Suministro y aplicación de pintura de vinilica sobre aplanado de mortero en muros M2 344.58 13.06 N\$4,500.21

Clave: TJB003
Suministro y colocación de espejo de 6 mm y bastidor de madera en muros. M2 1,516.46 179.19 N\$271,734.47

Clave: TJB004
Suministro y aplicación de acabado de pasta (SMA) M2 453.89 65.86 N\$29,893.20

Clave: TJB005
Lambrín de loseta de barro 30x30 cm (SMA) M2 921.34 135.40 N\$124,749.44

Clave: TJB006
Muro de concreto precolado acabado aparente M2 2,140.80 655.26 N\$1,402,780.61

Clave: TJB007
Lambrín de granito natural pulido. M2 226.00 179.11 N\$40,478.86

Clave: TJB008
Piso de loseta de barro de 15x15 cm (SMA) M2 476.81 135.40 N\$64,560.07

Clave: TJB009
Piso de loseta de barro de 30x30 cm (SMA) M2 49.95 127.66 N\$6,376.62

Clave: TJB010
Piso de granito natural flameado en placas de 91.5x91.5x2 cm M2 992.48 742.86 N\$737,273.69

Clave: TJB011
Alfombra (SMA) M2 135.88 76.88 N\$10,446.45

Clave: TJB012
Plafón modular tipo Auratone de 36 cuadros de 61x61x2 cm con suspensión Centricitee (SMA) M2 1,159.73 187.50 N\$217,449.38

ESTRUCTURA 2

Clave: TJB013 Falso plafón de metal desplegado	M2	734.23	112.96	N\$82,938.62
Clave: TJB014 Suministro y aplicación de pintura epóxica en plafones	M2	99.39	22.61	N\$2,247.21
Clave: TJB015 Suministro y aplicación de pintura de esmalte en plafones	M2	2,295.24	14.58	N\$33,464.60
Clave: TJB016 Falso plafón de duela de pino machimbrado, acabado barni; M2 natural, colgado de bastidor de madera de pino.	M2	761.59	437.50	N\$333,195.63
Clave: TJB017 Plafón de granito natural flameado	M2	66.75	1,000.00	N\$66,750.00
Clave: TJB018 Recubrimiento de escalones a base de granito natural flameado	M2	48.00	48.67	N\$2,336.16
Clave: TJB019 Suministro y colocación de esquineros metálicos para protección de muro.	M	130.28	24.69	N\$3,216.61
Clave: TJB020 Lambrín de loseta de barro de 15x15 cm (SMA)	M2	125.91	135.40	N\$17,048.21
Clave: TJB021 Lambrín de mármol flameado laminado en muros.	M2	233.54	1,212.38	N\$283,139.23
Clave: TJB022 Mampara de mármol en baños de 1.25x1.83x0.05	Pza	3.00	1,111.74	N\$3,335.22
Clave: TJB023 Mampara de mármol en baños de 0.70x1.83x0.05	Pza	1.00	661.74	N\$661.74
Clave: TJB024 Mampara de mármol en baños de 1.50x1.83x0.05	Pza	2.00	1,261.74	N\$2,523.48
Clave: TJB025 Acabado de piso de mármol del país asentado con mortero cemento-arena 1:5	M2	809.92	268.11	N\$217,147.65
Clave: TJB026 Domo circular de 5.00 m de diámetro en azotea	Pza	1.00	15,655.20	N\$15,655.20
Clave: TJB027 Domo cuadrado de 1.70x1.70 m en azotea	Pza	1.00	726.95	N\$726.95
Clave: TJB028 Señalización de helipuerto de 7.0 m de diámetro	Pza	1.00	1,250.00	N\$1,250.00

ESTRUCTURA 2

Clave: TJB029 Placa de mármol para lavabo de 1.70x0.60 m gris tepeaca c Pza zoclo y faldón	1.00	810.98	N\$810.98
Clave: TJB030 Placa de mármol para lavabo de 1.20x0.60 m gris tepaca cc Pza zoclo y faldón.	1.00	572.45	N\$572.45
Clave: TJB031 Placa de mármol para lavabo de 2.60x0.60 m gris tepeaca c Pza zoclo y faldón	2.00	1,240.31	N\$2,480.62
Clave: TJB032 Placa de mármol para lavabo de 1.55x0.60 m gris tepeaca c Pza zoclo y faldón	5.00	740.00	N\$3,700.00
Clave: TJB033 Piso de parquet de pino de 8 mm. de esp. acabado barniz natural	M2 240.00	375.00	N\$90,000.00

TOTAL DEL CAPITULO

N\$4,244,130.09

CARPINTERIA

Clave: TJC001 Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, mirilla de cristal de 0.25x0.25 m Dimensión: 0.915x2.05 m	2.00	1,411.91	N\$2,823.82
Clave: TJC002 Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.915x2.05 m	6.00	1,382.15	N\$8,292.90
Clave: TJC003 Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.915x2.135 m	7.00	1,415.75	N\$9,910.25
Clave: TJC004 Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.61x2.135 m	1.00	1,046.68	N\$1,046.68

ESTRUCTURA 2

Clave: TJC005				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.915x2.135 m con un fijo de 0.4575x2.135 m		1.00	2,068.83	N\$2,068.83
Clave: TJC006				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.915x2.135 m con un fijo de 0.1525x2.135 m		1.00	1,946.58	N\$1,946.58
Clave: TJC007				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: en dos hojas de 1.83x2.135 m		1.00	2,831.48	N\$2,831.48
Clave: TJC008				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 0.7625x2.135 m		1.00	1,415.75	N\$1,415.75
Clave: TJC009				
Puerta de tambor madera y triplay de pino de 1a., colcha de Pza fibra de vidrio de baja densidad en interior de puerta, acabado co laminado plástico, marco y batientes laqueados, Dimensión: 1.83x2.135 m		1.00	2,137.06	N\$2,137.06
Clave: TJC010				
Puerta de madera de encino maciza entablerada Pza Dimensión: 0.915x2.135 m		3.00	1,750.87	N\$5,252.61
Clave: TJC011				
Puerta de madera de encino maciza entablerada Pza Dimensión: 0.7625x2.135 m		5.00	1,538.37	N\$7,691.85
Clave: TJC012				
Puerta de madera de encino maciza entablerada Pza Dimensión: 1.6775x2.135 m en dos hojas		1.00	2,631.06	N\$2,631.06
Clave: TJC013				
Puerta de madera de encino maciza entablerada Pza Dimensión: 0.61x2.135 m		1.00	1,334.88	N\$1,334.88
Clave: TJC014				
Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. D80-PD Pza		8.00	127.12	N\$1,016.96
Clave: TJD015				
Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. A-40S Pza		14.00	112.54	N\$1,575.56

ESTRUCTURA 2

Clave: TJD016

Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. A-53PD Pza 4.00 127.12 N\$508.48

Clave: TJD017

Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. A-10S Pza 3.00 105.26 N\$315.78

Clave: TJD018

Chapa mca. Schlage en puerta de madera mod. B-460P Pza 2.00 127.12 N\$254.24

TOTAL DEL CAPITULO

N\$53,054.77

HERRERIA

Clave: TJD001

Puerta de persiana para cuarto de máquinas de 0.915x1.22 Pza 46.00 1,050.00 N\$48,300.00
a base de perfiles tubulares cal. 14

Clave: TJD002

Puerta para ducto de instalaciones de 0.70x2.05 m, a base (Pza 90.00 1,400.00 N\$126,000.00
perfiles tubulares cal. 14 y lámina cal. 18, con interior de
colcha de fibra de vidrio y cubierta de asbesto de 6 mm

Clave: TJD003

Puerta para pasillo de servicios de 1.3725x2.05 m, en dos Pza 2.00 2,800.00 N\$5,600.00
hojas a base de perfiles tubulares cal. 14 y lámina cal. 18, con
interior de colcha de fibra de vidrio y cubierta de asbesto
de 6 mm.

Clave: TJD004

Puerta para bodega 0.91x2.05 m, con rejilla de ventilación Pza 40.00 1,190.00 N\$47,600.00
de 0.305x0.61 m a base de perfiles tubulares y lámina de
acero

Clave: TJD005

Puerta para escalera de emergencia de 1.22x2.135 m, con Pza 45.00 2,800.00 N\$126,000.00
barra de pánico a base de perfiles tubulares y lámina de acero
con interior de colcha de fibra de vidrio y cubierta de asbesto
de 6 mm.

Clave: TJD006

Puerta de persiana para puerta exterior-transfer de 2 hojas Pza 1.00 2,800.00 N\$2,800.00
de 3.5075x3.05 a base de perfiles tubulares y lámina de acero

Clave: TJD007

Puerta de persiana para closet del transfer de cuatro hojas Pza 1.00 2,800.00 N\$2,800.00
de 2.5925x2.135 m a base de perfiles tubulares y lámina de
acero.

Clave: TJD008

Puerta para cuarto de medidores de 0.91x2.135 a base de Pza 1.00 1,190.00 N\$1,190.00
perfiles tubulares y lámina de acero.

ESTRUCTURA 2

Clave: TJD009

Puerta para pasillo de servicio de 1.3725x2.135 en dos hoja Pza 2.00 2,100.00 N\$4,200.00
a base de perfiles tubulares y lámina de acero.

Clave: TJD010

Cortina metálica para salida al puente de 3.2025x2.44 m Pza 1.00 16,800.00 N\$16,800.00

Clave: TJD011

Puerta para cuarto de máquinas elevadores de 0.91x2.135 ε Pza 2.00 1,400.00 N\$2,800.00
base de perfiles tubulares y lámina de acero con antepecho
de 0.915x0.315 m

Clave: TJD012

Puerta para cuarto de máquinas de 2.40x2.44 en dos hojas Pza 1.00 2,100.00 N\$2,100.00
a base de perfiles tubulares y lámina de acero.

Clave: TJD013

Ventana para cuarto de máquinas de 1.83x2.44 m. Pza 2.00 1,190.00 N\$2,380.00

Clave: TJD014

Chapa mca. Schlage en puerta metálica mod. B-460P Pza 181.00 127.12 N\$23,008.72

Clave: TJD015

Chapa mca. Schlage en puerta metálica mod. D-80PD Pza 6.00 127.12 N\$762.72

Clave: TJD016

Chapa mca. Yale en puerta metálica mod. 7000 Pza 45.00 875.00 N\$39,375.00

Clave: TJD017

Rejilla tipo irving en descansos Pza 150.00 583.40 N\$87,510.00

TOTAL DEL CAPITULO N\$539,226.44

ESCALERA DE EMERGENCIA

Clave: TJD101

Estructura metálica para escalera de emergencia Ton 30.49 19,350.00 N\$589,981.50

Clave: TJD102

Rejilla tipo irving en escalones M 1,065.00 294.13 N\$313,248.45

Clave: TJD103

Rejilla tipo irving en descansos M2 177.74 583.40 N\$103,693.52

Clave: TJD104

Acero de refuerzo #2 Ton 0.84 4,055.64 N\$3,386.46

Clave: TJD105

Cimbra acabado común en losa de entrepiso M2 1,595.45 52.29 N\$83,426.08

ESTRUCTURA 2

Clave: TJD106 Acero de refuerzo #3 en estructura	Ton	10.58	3,097.49	N\$32,759.05
Clave: TJD107 Acero de refuerzo #4 en estructura	Ton	1.91	2,764.85	N\$5,280.86
Clave: TJD108 Acero de refuerzo #5 en estructura	Ton	0.70	2,652.29	N\$1,845.99
Clave: TDJ109 Acero de refuerzo #6 en estructura	Ton	0.59	2,598.86	N\$1,522.93
Clave: TJD110 Acero de refuerzo #8 en estructura	Ton	4.17	2,521.95	N\$10,524.10
Clave: TJD111 Acero de refuerzo #10 en estructura	Ton	12.43	2,465.04	N\$30,628.12
Clave: TJD112 Concreto f'c=350 kg/cm2 en trabes y losa de entepiso	M3	176.17	595.25	N\$104,865.19
Clave: TJD113 Soldadura a tope en varillas #8	Pza	356.00	37.34	N\$13,293.04
Clave: TJD114 Soldadura a tope en varillas #10	Pza	676.00	40.94	N\$27,675.44
TOTAL DEL CAPITULO			N\$1,322,130.74	

MUEBLES SANITARIOS

Clave: TK-001 Inodoro para fluxómetro mod. Olímpico con asiento	Pza	12.00	1,362.99	N\$16,355.88
Clave: TK-002 Mingitorio para fluxómetro mod. Niágara	Pza	2.00	548.33	N\$1,096.66
Clave: TK-003 Lavabo tipo ovalín; incluye: cespól cromado	Pza	12.00	724.02	N\$8,688.24
Clave: TK-004 Regadera Helvex mod. H-100	Pza	4.00	259.07	N\$1,036.28
Clave: TK-005 Llave economizadora mca. Helvex	Pza	12.00	152.23	N\$1,826.76
Clave: TK-006 Llave para regadera cromada mca. Helvex	Pza	4.00	205.32	N\$821.28
Clave: TK-007 Suministro y colocación de tarja	Pza	1.00	781.52	N\$781.52

ESTRUCTURA 2

Clave: TK-008					
Suminsitro y colocación de llave nariz	Pza	1.00	40.33	N\$40.33	
Clave: TK-009					
Suministro y colocación de jabonera para lavabo Helvex 10l	Pza	11.00	120.70	N\$1,327.70	
Clave: TK-010					
Toallero mca. US sanitary P-3	Pza	9.00	139.45	N\$1,255.05	
Clave: TK-011					
Portarrollo de sobreponer Helvex mod. 117	Pza	12.00	160.06	N\$1,920.72	
Clave: TK-012					
Fluxómetro de manija mod. 110	Pza	12.00	545.72	N\$6,548.64	
Clave: TK-013					
Fluxómetro de pedal Helvex mod. 310-19 para mingitorio	Pza	2.00	645.73	N\$1,291.46	
Clave: TK-014					
Caladera de piso #262-H mca. Helvex	Pza	14.00	222.53	N\$3,115.42	
Clave: TK-015					
Jabonera para regadera Helvex	Pza	4.00	89.45	N\$357.80	
TOTAL DEL CAPITULO					N\$46,463.74

CAPITULO V.- CONCLUSIONES

A.- CONCLUSIONES

A continuación se presenta un resumen en el cual se desatacan los resultados mas importantes de cada capítulo.

CAPITULO 1

La tesis pretende obtener una alternativa estructural teniendo como punto de partida concretos de alta resistencia. Para que estemos dentro de la pauta arquitectónica, las trabes de fachada tendrían que permanecer con la misma sección que la estructura 1. Los ejes y los elementos estructurales ya estaban aprobados, así que entonces el objetivo era de encontrar las secciones adecuadas para que se cumpliera por desplazamientos y que los esfuerzos fueran admisibles. Los criterios estructurales que se siguieron fueron los siguientes:

A.- Los cambios en el concreto serían en el nivel niv + 15 y en el nivel niv + 30. Los concretos que utilizaría tendrían una resistencia a la compresión de $f'c = 800 \text{ kg/cm}^2$, 600 kg/cm^2 y 400 kg/cm^2 .

B.- Reducción en las secciones de columnas siendo múltiplos de 15, en las columnas de muros mc-1, en los espesores de muros y en los anchos de trabes las reducciones serían las que arroje el análisis y diseño

C.- Las cuantías de acero en trabes, columnas y muros deberían de estar dentro de límites de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y sobre todo en el límite de lo razonable constructivamente, ya que a veces no es recomendable que en los nudos y en los mismos elementos tener mucho acero. El problema de tener

un número muy grande de varillas es que en los nudos se forma una telaraña de acero, con las intersecciones de los refuerzos longitudinales de trabes de una y otra dirección, acero longitudinal de columnas y estribos, acero longitudinal y horizontal de los muros y acero en la losa, lo cual impide el paso del concreto y del vibrador, y esto nos genera problemas a futuro por tener malos colados.

Es importante destacar que la estructura 2 que se presenta en el capítulo 1, en el inciso de estructuración, es la propuesta final de muchas alternativas que se hicieron y la que probablemente, tendría mas oportunidad de competir contra la estructura 1. Cabe mencionar que se hicieron pruebas con columnas de 75*75 cm y también intentamos tener muros mas esbeltos, pero en ocasiones por esfuerzos no cumplíamos con el Reglamento o teníamos cuantías muy altas, lo cual no era recomendable.

CAPITULO 2

Como se vió en este capítulo, la estructura 2, con concretos de alta resistencia cumplía con los límites de seguridad que marca el Reglamento de Construcciones del D.F. para los desplazamientos relativos. Desde el punto de vista estructural, su comportamiento ante las acciones de fuerzas sísmicas era mas favorable que la estructura 1, debido a que sus desplazamientos relativos de entrepisos, así como sus desplazamientos acumulados fueron ligeramente menores que la estructura 1. Este buen comportamiento se debe a que también el período y los modos de vibrar son sensiblemente más favorables. Como sabemos que la estructura 2 es tan segura y confiable como la estructura 1, también quiere decir que la estructura 1 y la 2 son ganadoras y que cualquiera de las dos que escogiéramos tendría la misma confiabilidad. Sería importante remarcar que el que una estructura se desplace menos no significa que sea más segura, significa que es más rígida, pero no significa que es lo UNICO que la hace segura.

CAPITULO 3

En el capítulo 3 se diseñaron las estructuras de acuerdo a las solicitudes a las que ambas estructuras estarán sujetas de acuerdo al Reglamento de Construcciones de Distrito Federal. Estos resultados se plasmaron en 4 planos estructurales para la estructura 2, los cuales son la herramienta para después poder hacer una cuantificación y obtener un presupuesto que fué lo que hizo en el capítulo 4. En este capítulo, sabíamos que ambas estructuras por deformaciones estaban dentro de los límites que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ahora tenía que verificar que por esfuerzos estas secciones fueran admisibles y sus cuantías de acero razonables. Al utilizar concreto de una mayor resistencia a la compresión iba implícito un sobre-costos por el mayor precio del concreto de alta resistencia. Sabía que existirían disminuciones del sobre-costos por hacer las secciones mas pequeñas, tener volúmenes de concretos menores y al tener menos área de cimbra. ¿De cuánto serían estas disminuciones?, no sabíamos y quedaba una incógnita; el acero de refuerzo haría que el sobre-costos disminuyera o lo aumentara.

Una vez terminado el diseño fue cuando pude hacer algunas comparaciones entre las dos estructuras. En las columnas fue donde obtuve las reducciones más significativas en cuanto a las áreas de acero. Las cuantías de acero en ambas estructuras fueron muy parecidas, la cual oscilaba en el 2 por ciento. Esta cuantía para la estructura 2, sin embargo, representa el ahorro de un considerable número de varillas. Para las trabes, las áreas de acero de refuerzo longitudinal fueron muy parecidas para ambas estructuras. En cuanto a estribos en trabes, son casi los mismos ya que su diseño depende mas de cuestiones de reglamento que a cuestiones de esfuerzos. En los muros las separaciones del acero de refuerzo, son sensiblemente menores, la ventaja es el ahorro en concreto que se tendrá. En las losas el peralte se mantuvo constante ya que no depende el peralte de la resistencia de concreto, fue en cuanto a acero de refuerzo en donde obtuve una pequeña reducción.

CAPITULO 4

En este capítulo obtuve las cantidades y volúmenes de obras que ambas estructuras tendrían. Con estas cantidades y volúmenes realicé un presupuesto global de obras para ambas estructuras, así como el análisis de los tres grandes insumos, que requeriría la obra, los cuales son: concreto, acero de refuerzo y cimbra.

Como resultado de esta cuantificación y sus costos, la estructura 2, la de concreto de alta resistencia es mas económica. El ahorro en forma global representa dos millones de nuevos pesos de un total de 40 millones de nuevos pesos, o sea, un 5 por ciento de ahorro.

Una vez terminados todos los trabajos de investigación me pude dar cuenta que la estructura 2 desde el punto de desplazamientos cumple con los límites que marca el reglamento de construcciones vigentes del D.F. En cuanto a esfuerzos, estos son admisibles y se cumplen los requerimientos de las normas técnicas complementarias. Los costos de obra son más económicos que los de la estructura 1. Como podemos observar las incógnitas que se tenían antes de empezar este trabajo se han aclarado y esta tesis intenta demostrar que en la torre de 45 pisos, era factible el uso la utilización y construcción con concretos de resistencia a la compresión igual a $f'c = 800, 600$ y 400 kg/cm^2 a un menor costo que la estructura con concretos de resistencia a la compresión igual a $f'c = 400, 350$ y 300 kg/cm^2

Los inversionistas conciben el edificio como un producto de venta, entonces no solo interviene la cuestión técnica y económica, sino que intervienen otros factores, tales como opiniones, estrategia de venta, financiamientos, estudios de mercado, procedimientos constructivos, tiempos de ejecución, experiencias anteriores, optimización de recursos, etc. A continuación haré algunos comentarios en favor del uso del concreto de alta resistencia y también haré otros comentarios cuestionando el uso del concreto de alta resistencia. Estos comentarios nos servirán

para poder emitir un juicio que esté cimentado en bases más diversas que únicamente la cuestión económica. También me gustaría remarcar algunas de las características en favor de ambas estructuras.

VENTAJAS DE AMBAS ESTRUCTURAS

- 1.- Técnicamente están resueltas y pueden ser llevadas del papel a la realidad.
- 2.- Tienen un buen comportamiento sísmico.
- 3.- Cumplen con los requisitos y normas de Seguridad que marca el reglamento de Construcciones vigente del Distrito Federal.
- 4.- Están analizadas y diseñadas con las tecnologías más avanzadas hasta este momento. Esto incluye el mismo Reglamento de Construcciones, las Normas Técnicas Complementarias para sismo, para estructuras de concreto, cimentaciones y sismo, así como los programas de computadoras que se utilizaron y los métodos que utilizan estos programas.
- 5.- Los materiales que se utilizarían serían los de mayor calidad en el mercado.
- 6.- El grupo de técnicos, ingenieros y arquitectos, todos con un gran prestigio y una gran capacidad intelectual utilizaron toda su experiencia en este proyecto, y lo cual reditúa en seguridad, bienestar y confort para las gentes que harán uso del inmueble.
- 7.- Desde el punto de vista económico son baratas. Las estructuras de concreto todavía en este país son las estructuras más económicas.

CUESTIONAMIENTOS EN CONTRA DE LA ESTRUCTURA 2

1.- Aunque la estructura 2 tiene mas área vendible por departamento este no es un argumento valido ya que el costo del departamento será el mismo si se construye con la estructura 1 que con la estructura 2. El precio de departamento en este tipo de proyecto no obedece a la multiplicación del área por el precio por metro cuadrado que se tenga. La gente que piensa adquirir estos departamentos seguramente pagaría lo mismo por el departamento de la estructura 1 con un área útil de 600 m² que por el departamento de la estructura 2 con un área de 617m². Estos 17 m² no son un argumento poderoso como para afirmar que el departamento cueste mas, aunque físicamente existirán esos 17 m² mas. El precio de venta de los departamentos era aproximadamente de tres millones de nuevos pesos cada uno. Hay que recordar que en estos proyectos lo único que cambia el precio entre departamentos es el piso. El departamento del nivel 40 cuesta más que el departamento del nivel 4. Las personas consideran que la altura del departamento da más "status" y eso es lo que hace que uno cueste mas que el otro.

2.- Aunque la estructura 2 es más económica que la estructura 1, un aspecto que se tendría que analizar con detenimiento sobre todo experiencia es el de que aunque existiera el compromiso por parte de la concretera de suministrar concretos con una resistencia a la compresión $f'c$ igual a 800, 600 y 400 kg/cm², nadie podría asegurar que no se fuera a tener problemas por bajas resistencia durante la construcción de dicha torre. Como he mencionado anteriormente, en ese tiempo en México se vendía concreto de una resistencia a la compresión de hasta $f'c$ igual a 350 kg/cm² y éste a veces tenía problemas para alcanzar la resistencia. El concreto verdaderamente comercial, el cual no tenía problemas en cuanto alcanzar su resistencia de proyecto era el $f'c$ igual a 300 y 250 kg/cm². Actualmente en 1995 las concreteras no tienen ningún problema con sus concretos, los cuales alcanzan

una resistencia a la compresión de $f'c$ igual a 450 kg/cm^2 , pero es más, hasta el momento no se venden comercialmente concretos con una resistencia a la compresión de $f'c$ igual a 800 y 600 kg/cm^2 . Entonces todavía en la actualidad el gran obstáculo que se tendría que vencer sería el reto por parte de la concretera en cuanto a que sus concretos alcanzarán las resistencias del proyecto. Si la concretera cumpliera su compromiso la estructura sería un éxito, pero ¿que sucedería si la concretera y el concreto en específico no alcanzará la resistencia de 800 kg/cm^2 y que solo llegará a 550 ó a 600 kg/cm^2 ?. Los ingenieros que han tratado de clavar un clavo en un concreto de $f'c$ igual a 350 sabrán que cuesta mucho trabajo. Ahora bien, demoler un concreto de $f'c$ igual a 600 costará muchísimo más trabajo y dinero, sobre todo por el tipo de elementos estructurales que se estarían manejando, como son los muros con las columnas que de alguna manera son grandes. El que no alcanzaran las resistencias de proyecto sería un gran problema.

Este punto, en mi opinión, es la desventaja más grande que tiene la estructura 2, aunque existe la posibilidad de que los concretos con una resistencia a la compresión de $f'c$ igual a 800 ó tal vez $1,000 \text{ kg/cm}^2$, e incluso de que sean los concretos más comunes en el futuro. Ahora, es bien sabido que cualquier cambio siempre trae consigo nuevos retos, nuevas soluciones y nuevos problemas, así que solamente el día que se realice una estructura con concretos de alta resistencia sabremos que tan buenos o malos son los productores de concreto en este país y si es que a ellos y a los futuros inversionistas les tocará el reto de tener que elegir si quieren el cambio a concretos de alta resistencia o nos estancamos ahí. Pero solamente si la gente pide el concreto, la concretera lo hará y mientras los inversionistas, así como los ingenieros calculistas no exploren nuevos campos no podremos saber las ventajas que se tendrán y claro, lo más importante, el comportamiento de éstos ante las acciones sísmicas.

CUESTIONAMIENTOS EN FAVOR DE LA ESTRUCTURA 2.

- 1.- La estructura 2 sería la primera estructura construida con concretos de alta resistencia en nuestro país.
- 2.- La estructura 2 tiene mas área útil, área vendible que la estructura 1.
- 3.- Las cantidades de material y las cantidades de obra son menores y esto de alguna manera se debería de reflejar en tiempos menores en la ejecución de cada una las actividades de la obra. Es innegable que ahorrarse el habilitado de 200 toneladas de varilla es buen argumento. Los tiempos de colados serían menores puesto que transportar, bombear y colocar menos concreto nos redituaria menores tiempo de colado.

Por último me gustaría concluir que las estructuras de concretos de alta resistencia, son otra opción que los ingenieros civiles tendremos en algunos años mas, por ahora nos queda solamente investigar, experimentar, y reglamentar, ya que en las Normas Técnicas Complementarias no existe diferencia alguna en cuanto a formulas, factores de resistencias, capacidades, entre los concretos normales y los de alta resistencia. En este trabajo, mi principal objetivo fue el de contribuir aunque modestamente en la investigación sobre los concretos de alta resistencia. En nuestro país apenas comenzamos con esta nueva era y necesitamos de un modo u otro desarrollar tecnologías más avanzadas para poder hacer frente a los nuevos retos que se están planteando en la ingeniería. Cada vez se necesitan mas áreas rentables con menos áreas de sustentación en las estructuras, con costos más bajos para poder responder las nuevas necesidades de arquitectos e inversionistas.

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I

- 1.1.- Planta de conjunto
- 1.2.- Corte longitudinal
- 1.3.- Planta vestibulo
- 1.4.- Planta tipo 2 recamaras
- 1.5.- Planta tipo 3 recamaras
- 1.6.- Planta tipo 4 recamaras
- 1.7.- Estructuración planta tipo
- 1.8.- Estructuración elevación

CAPITULO II

- 2. 1.- Dimensionamiento de secciones estructura 1
- 2. 2.- Dimensionamiento de secciones estructura 1 y 2 elevación
- 2. 3.- Dimensionamiento de secciones estructura 2
- 2. 4.- Espectro de diseño
- 2. 5.- Fuerzas cortante estáticas estructura 1 y 2
- 2. 6.- Espectro de aceleraciones
- 2. 7.- Desplazamientos de entrepisos dirección x
- 2. 8.- Desplazamientos de entrepisos dirección y
- 2. 9.- Direcciones "X" y "Y"
- 2.10.- Deformaciones por sismo en la dirección x estructura 1
- 2.11.- Desplazamientos relativos dirección x
- 2.12.- Desplazamientos acumulados dirección x
- 2.13.- Desplazamientos relativos dirección x
- 2.14.- Desplazamientos acumulados dirección y
- 2.15.- Cortante diseño estructura 1
- 2.16.- Cortante diseño estructura 2
- 2.17.- Fuerzas cortantes estático y dinámico estructura 1
- 2.18.- Fuerzas cortantes estático y dinámico estructura 2
- 2.19.- Fuerzas cortantes de viento
- 2.20.- Fuerzas cortantes de viento, estáticas y dinámicas

CAPITULO III

- 3.1.- Diseño de trabe eje 1 nivel 6 estructura 1
- 3.2.- Diseño de trabe eje 1 nivel 6 estructura 2
- 3.3.- Diseño de trabe eje 4 nivel 6 estructura 1
- 3.4.- Diseño de trabe eje 4 nivel 6 estructura 2
- 3.5.- Diseño de columna C-1 nivel 5 estructura 1
- 3.6.- Diseño de columna E-2 nivel 5 estructura 1

- 3.7.- Diseño de columna C-1 nivel 5 estructura 2
- 3.8.- Diseño de columna E-2 nivel 5 estructura 2

INDICE DE TABLAS

CAPITULO II

- 2. 1.- Peso propio de columnas, traveses y muros
- 2. 2.- Carga muerta
- 2. 3.- Carga viva
- 2. 4.- Carga muerta mas carga viva estructura 1
- 2. 5.- Carga muerta mas carga viva estructura 2
- 2. 6.- Cortante estático estructura 1 y 2
- 2. 7.- Desplazamientos de entrepisos estructura 1 dirección x
- 2. 8.- Desplazamientos de entrepisos estructura 1 dirección y
- 2. 9.- Desplazamientos de entrepisos estructura 2 dirección x
- 2.10.- Desplazamientos de entrepisos estructura 2 dirección y
- 2.11.- Cortante basal estructura 1
- 2.12.- Cortante basal estructura 2
- 2.13.- Cortante de viento
- 2.14.- Fuerzas cortante viento y estáticas estructura 1 y 2

CAPITULO III

- 3. 1.- Diseño de traveses estructura 1 nivel 1-15
- 3. 2.- Diseño de traveses estructura 1 nivel 16-30
- 3. 3.- Diseño de traveses estructura 1 nivel 31-45
- 3. 4.- Diseño de traveses estructura 2 nivel 1-15
- 3. 5.- Diseño de traveses estructura 2 nivel 16-30
- 3. 6.- Diseño de traveses estructura 2 nivel 31-45
- 3. 7.- Diseño de pilas estructura 1
- 3. 8.- Diseño de pilas estructura 2

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Barbosa R., 1992, R C Buildings User's Guide, Engineering Solutions and Services, Inc., Davie, Florida, EUA.
- 2.- Bazan Z.E. y Meli P. R., 1981. Manual de diseño sísmico de edificios, Limusa, México, D.F.
- 3.- Departamento del Distrito Federal, 1993, Reglamento de construcciones para el distrito federal, diario oficial de la federación, México, d.F.
- 4.- Departamento del Distrito Federal, 1987, Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, gaceta oficial del departamento del distrito federal, México, d.F.
- 5.- Departamento del Distrito Federal, 1987, Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, gaceta oficial del departamento del distrito federal, México, d.F.
- 6.- Departamento del Distrito Federal, 1987, Normas técnicas complementarias para diseño por viento, gaceta oficial del departamento del distrito federal, México, d.F.
- 7.- Departamento del Distrito Federal, 1988, Manual de análisis sísmico de edificios, México, D.F.
- 8.- Meli, P. R. y Avila, J., 1989. Analysis of building Response, Earthquake Spectra, Vol 5.
- 9.- Newmark, N.M. y Rosenblueth, E., 1971, Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, New Jersey, EUA.
- 10.- Rosenblueth, E., 1976, Optimum Design for infrequent disturbances Proc ASCE, Journal of the Structural Division.
- 11.- Uniform Building Code of America, 1988, Section 2312: Earthquake regulations, International Conference of Building officials, Whittier, California, EUA.
- 12.- Wilson E. y Habibullah A., 1989, ETABS: Extended three dimensional analysis of buildings systems, Computers and Structures, Inc., California, EUA.
- 13.- Dowrick, D.J., 1984, Diseño de estructuras resistentes a sismos, Limusa, México, D.F.