

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ESTADIO DE TENIS
PEGASO**

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

PRESENTAN:

**GERARDO ARMANDO CANO ESCALANTE
GILBERTO CRUZ ARIAS**

**DIRECTOR DE TESIS
ING. FERNANDO MONROY MIRANDA**

CIUDAD UNIVERSITARIA

JUNIO 2002

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

PAGINACIÓN

DISCONTINUA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/145/01

Señores

GERARDO ARMANDO CANO ESCALANTE
GILBERTO CRUZ ARIAS
Presente

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

"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ESTADIO DE TENIS PEGASO"

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
 - II. ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO**
 - III. ANÁLISIS DE CARGAS**
 - IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**
 - V. REVISIÓN ESTRUCTURAL**
 - VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE GRADAS NO PERMANENTES**
 - VII. DISEÑO DE INSTALACIONES SANITARIAS**
 - VIII. PROCESO CONSTRUCTIVO**
 - IX. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFÍA**

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.

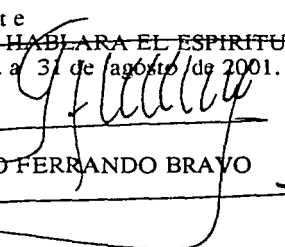
Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

~~"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"~~

Cd. Universitaria a 31 de agosto de 2001.

EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.



AGRADECIMIENTO

Por medio de este trabajo quiero agradecer

A mi padre, Gilberto Cruz Cruz que siempre ha sido un ejemplo a seguir para mi, y en todo momento me ha ayudado a alcanzar mis sueños.

A mi madre, Alejandra Beatriz de Cruz que siempre ha llenado de cariño mi vida, y que me ha apoyado en todos mis proyectos.

A mi hermano, Jesús Fidel Cruz Arias, por su apoyo, sus consejos que siempre me han servido de mucho , y sobre todo por su amistad.

A toda mi familia, con quienes siempre podré contar, y de quien he recibido apoyo en más de una ocasión.

A Maribel Cadena, por su apoyo para realizar este trabajo.

Al Ing. Octavio Baron Luna, por sus consejos y apoyos brindados para este trabajo.

A mis amigos, ya que me siento muy afortunado de poder contar siempre y en todo momento con ellos.

Y a las personas que he conocido, que tienen un gran valor sentimental y que han ocupado un lugar especial en mi vida.

Gilberto Cruz Arias



AGRADECIMIENTOS

A mi madre, a mi tía y tío, por el cariño con el que fui criado, por la sabiduría con la que fui guiado, por la tenacidad con la que fui impulsado. Por depositar su confianza en mis aptitudes y defectos, por dejar que mis aciertos y errores me mostraran el camino para llegar a tener una vida plena.

Porque éste trabajo representa el testimonio de lo que sufrimos, de la reunión de nuestro tiempo. Éste trabajo no es sólo el tiempo, un tiempo de todos mis tiempos, es un momento de cosechas. Es el comienzo del principio.

A la familia Castellanos Gallegos, gracias por todos aquellos momentos en que necesitaba consejo, apoyo, enseñanza y por la fortaleza; por ser la familia que es. Por demostrarme que la felicidad es el trabajo de todos.

A Gisela Castellanos Gallegos; gracias por la paciencia, el cariño, la preocupación y los cuidados. Por ser mi hermana.

A la memoria de Armando Moreno Reyes(q.e.p.d.); gracias por ser mi mejor amigo y haber compartido tantas locuras durante tanto tiempo. El aprender a disfrutar cada día de nuestra vida como el último día, fue el pilar para seguir adelante.

A Guillermo Hernández, Rafael Licea, Teresa Gómez y Cristina Aguirre por la oportunidad de haber formado parte de su equipo de trabajo, por mostrar el interés de que hiciera bien las cosas y de haberme apoyado, pero sobre todas las cosas gracias por su amistad.

A Paola Cesar Morales gracias por todo el amor, apoyo y comprensión demostrado a mi familia en los momentos más difíciles.

A mis amigos, compañeros de estudio y de trabajo; por que jamás supimos conciliar nuestras diferencias. Tratar de convencer a otra persona es indecoroso, es atentar contra su libertad de pensar o de creer o de hacer lo que le dé la gana. Que cada uno llegue a su verdad por sus propios pasos. La historia de nuestro trabajo es una historia de contradicciones, tanteos y búsquedas, por lo que la amargura la llevaremos a costas.

A mis maestros con respeto, admiración y cariño por la enseñanza de todos estos años.

Gerardo Armando Cano Escalante
Junio 2002



ÍNDICE

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



	Página
INTRODUCCIÓN	VI
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES	
1.1 La Asociación de Tenistas Profesionales (ATP) y descripción de sus eventos	1
1.2 Historia del evento Abierto Mexicano de Tenis	3
1.3 Necesidad de un estadio permanente	6
1.4 Posibles sedes en la República Mexicana	6
1.5 Selección de la sede Acapulco	7
1.6 Presentación de proyecto para el Hotel Acapulco Princess	7
1.7 Proyecto arquitectónico	10
1.7.1 Dimensiones de las áreas de juego	12
1.7.2 Isóptica	13
1.7.3 Adaptaciones de las instalaciones para eventos internacionales de la ATP	14
1.7.4 Importancia de la cabecera sur y edificio de invitados especiales	15
1.7.5 Distribución, dimensionamiento y acomodo de palcos	16
1.7.6 ubicación de escaleras, pasillos y rampas	19
1.7.7 Ubicación del evento en las áreas disponibles del Hotel	19
1.7.8 Armonía de la estructura con el Hotel	20
1.7.9 Utilización de las áreas subterráneas de palcos y graderías	22
1.7.10 Áreas de logística para el evento	23
1.7.11 Selección de posibles niveles de desplante del estadio	24
1.7.12 Orientación norte – sur del estadio	25
1.7.13 Estudio Topográfico	25
1.7.13.1 Planimetría	25
1.7.13.2 Altimetría	25
CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	
2.1 Introducción	28
2.2 Elementos estructurales utilizados	28
2.2.1 Superestructura	29
2.2.2 Subestructura	31
2.3 Geometría de tabletas	32
2.3.1 Tableta de pasillo	33
2.3.2 Tableta de palco	33
2.3.3 Arreglo de tabletas	34
2.4 Geometría de marco tipo de gradas permanentes	36
2.5 Geometría de marco de esquina	37
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE CARGAS	
3.1 Introducción	40
3.2 Gradas permanentes	41



	Página
3.2.1 Determinación de las cargas vivas	41
3.2.2 Determinación de las cargas muertas	41
3.2.2.1 Tabletas de palco	41
3.2.2.2 Tabletas de pasillo	41
3.2.2.3 Tabletas de esquina	42
3.2.3 Cargas debido al empuje de la arena caso I	43
3.2.4 Cargas debido al empuje de la arena caso II	44
3.3 Determinación de las cargas en el edificio de invitados especiales	46
3.3.1 Descripción del edificio de invitados especiales	46
3.3.2 Determinación de cargas vivas	49
3.3.3 Determinación de carga muertas	50
3.3.3.1 Losa de entrespiso para oficinas, medios informativos y palcos	50
3.3.3.2 Losa de azotea	51
3.3.3.3 Cubierta falsa de teja	52
3.3.3.4 Pretiil	53
3.3.4 Determinación del coeficiente sísmico	54
 CAPÍTULO 4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	
4.1 Introducción	55
4.2 Análisis de tabletas	57
4.2.1 Análisis de tableta de pasillo	57
4.2.2 Análisis de tableta de palco	58
4.3 Análisis de marco tipo de gradas permanentes	59
4.3.1 Análisis de marco tipo de gradas este, oeste y norte caso I	59
4.3.2 Análisis de marco tipo de gradas este, oeste y norte caso II	60
4.3.3 Análisis de marco tipo de grada sur	61
4.3.4 Análisis de marcos tipo de esquina	62
4.3.4.1 Análisis de marco de esquina T-1	62
4.3.4.2 Análisis de marco de esquina T-2	63
4.4 Análisis del edificio de invitados especiales	64
4.4.1 Determinación del peso del edificio	64
4.4.2 Determinación del centro geométrico	67
4.4.3 Análisis sísmico estático	68
4.4.4 Determinación del centro de torsión	69
4.4.4.1 Entrespiso 1	71
4.4.4.2 Entrespiso 2	75
4.4.4.3 Entrespiso 3	77
4.5 Descripción del modelo del edificio de invitados especiales	80
 CAPÍTULO 5. REVISIÓN ESTRUCTURAL	
5.1 Introducción	82
5.2 Revisión por estado límite de falla	84
5.2.1 Revisión de tabletas	84



	Página
5.2.1.1 Tableta de pasillo	84
5.2.1.1.1 Momento flexionante resistente	84
5.2.1.1.2 Fuerza cortante resistente	86
5.2.1.2 Tableta de palco	87
5.2.1.2.1 Momento flexionante resistente	88
5.2.1.2.2 Fuerza cortante resistente	89
5.2.2 Marco tipo de gradas norte, sur, este y oeste	89
5.2.2.1 Columna C-1	90
5.2.2.1.1 Esbeltez	90
5.2.2.1.2 Combinación de fuerza axial y momento flexionante	92
5.2.2.2 Columna C-2	94
5.2.2.2.1 Esbeltez	94
5.2.2.2.2 Combinación de fuerza axial y momento flexionante	95
5.2.2.3 Columna C-3	96
5.2.2.3.1 Esbeltez	96
5.2.2.3.2 Combinación de fuerza axial y momento flexionante	98
5.2.2.4 Trabe de acero	99
5.2.2.4.1 Fuerza cortante resistente	100
5.2.2.4.2 Momento flexionante resistente	101
5.2.2.5 Muros de concreto MC-1 y MC-2	101
5.2.2.5.1 Peralte mínimo	102
5.2.2.5.2 Momento flexionante resistente	103
5.2.2.5.3 Fuerza cortante resistente	104
5.2.3 Marco tipo de gradas de esquinas	105
5.2.3.1 Columna C-1	105
5.2.3.1.1 Esbeltez	105
5.2.3.1.2 Combinación de fuerza axial y momento flexionante	107
5.2.3.2 Dado	108
5.2.3.2.1 Esbeltez	108
5.2.3.2.2 Combinación de fuerza axial y momento flexionante	110
5.2.3.3 Columna C-4	111
5.2.3.3.1 Esbeltez	111
5.2.3.3.2 Combinación de fuerza axial y momento flexionante	113
5.2.3.4 Trabe de concreto T-1	114
5.2.3.4.1 Porcentaje de acero	114
5.2.3.4.2 Momento flexionante resistente	115
5.2.3.4.3 Fuerza cortante resistente	115
5.2.3.5 Trabe de concreto T-4	116
5.2.3.5.1 Porcentaje de acero	116
5.2.3.5.2 Momento flexionante resistente	117
5.2.3.5.3 Fuerza cortante resistente	117
5.2.4 Edificio de invitados especiales	118
5.2.4.1 Columna C1E	118
5.2.4.1.1 Esbeltez	118
5.2.4.1.2 Flexocompresión	120
5.2.4.1.3 Combinación de fuerza cortante, momento en eje X y momento en eje Y	121



	Página
5.2.4.2 Trabe T1E	122
5.2.4.2.1 Porcentaje de acero	122
5.2.4.2.2 Fuerza cortante resistente	122
5.2.4.2.3 Momento flexionante resistente	123
5.2.4.3 Trabe T2E	124
5.2.4.3.1 Porcentaje de acero	124
5.2.4.3.2 Fuerza cortante resistente	125
5.2.4.3.3 Momento flexionante resistente	126
5.2.4.4 Losa de entrepiso	126
5.2.4.4.1 Peralte mínimo	126
5.2.4.4.2 Momento flexionante resistente	127
5.2.4.4.3 Fuerza cortante resistente	127
5.3 Estados límite de servicio	128
5.3.1 Marco tipo de gradas permanentes	128
5.3.1.1 Desplazamiento vertical	128
5.3.1.2 Desplazamiento horizontal	128
5.3.2 Marco tipo de gradas de esquina	129
5.3.2.1 Marco tipo T-1	129
5.3.2.1.1 Desplazamiento vertical	129
5.3.2.1.2 Desplazamiento horizontal	129
5.3.2.2 Marco tipo T-2	130
5.3.2.2.1 Desplazamientos verticales	130
5.3.2.2.2 Desplazamientos horizontales	130
5.3.3 Edificio de invitados especiales	130
5.3.3.1 Desplazamientos horizontales en dirección X	130
5.3.3.2 Desplazamientos horizontales en dirección Z	131
5.3.3.3 Desplazamientos verticales	132
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS Y DISEÑO DE GRADAS NO PERMANENTES	134
6.1 Descripción de las no permanentes	134
6.1.1 Grada Norte	134
6.1.2 Gradas Oriente y Poniente	138
6.1.3 Descripción de los materiales empleados en las gradas no permanentes	141
6.2 Ensayes para obtener la resistencia del material	142
6.2.1 Capacidad carga de los elementos	142
6.2.2 Resultados de los ensayos de laboratorio en tubos y juntas Protecme	143
6.3 Aplicación de cargas	145
6.3.1 Grada Norte	145
6.3.1.1 Carga Muerta	145
6.3.1.2 Carga Viva	146
6.3.2 Grada Poniente - Oriente	148
6.3.2.1 Carga Muerta	148
6.3.2.2 Carga Viva Nivel +1.20	149



ÍNDICE

	Página
6.3.2.3 Carga Viva Nivel +2.40	150
6.4 Diagrama simplificado de masas por niveles	151
6.4.1 Grada Norte	151
6.4.2 Gradass Oriente - Poniente	152
6.5 Cortes tipo en ejes	153
6.6 Revisión	155
6.6.1 Esfuerzos máximos presentados	158
CAPÍTULO 7. DISEÑO DE INSTALACIONES SANITARIAS	162
7.1 Retrospectiva y puntos de vista empleados en el diseño de las instalaciones sanitarias	162
7.2 Cálculo de las unidades de descarga	163
7.3 Conversión de bajadas pluviales circulares en cuadradas o rectangulares	169
CAPÍTULO 8. PROCESO CONSTRUCTIVO	171
8.1 Delimitación del área de construcción	171
8.2 Deshierbe y limpieza del terreno	172
8.3 Muro perimetral y excavación para alcanzar niveles de despalme	172
CONCLUSIONES	180
BIBLIOGRAFÍA	184



INTRODUCCIÓN

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



INTRODUCCIÓN

El desarrollo de un proyecto surge del objetivo de cumplir una necesidad, ya que si se identifica claramente la necesidad a cubrir, se dará una solución óptima a la problemática. El fin último de la ingeniería civil es el poder optimizar los recursos tanto naturales como humanos para proporcionar una mejor calidad de vida a la sociedad. Un proyecto demanda la participación conjunta de especialistas en diversas áreas, para lograr una retroalimentación que desemboque en un sistema multifuncional, aportándose diferentes puntos de vista a las problemáticas y obtener alternativas de solución. De manera simultánea, se pueden localizar más de una necesidad a cubrir en el proyecto, pero no debe de perderse de vista la carencia medular por la cual se busca alcanzar la mejora del sistema.

En este trabajo se presenta el análisis diseño y revisión del Estadio de Tenis Abierto Mexicano Pegaso, para que sirva como orientación para elaboración de proyectos deportivos tenísticos de gran escala a nivel nacional.

El evento tenístico Abierto Mexicano de Tenis, había podido llevarse a cabo dentro de los límites de aceptable, adecuando instalaciones y medios cuya función para la que fueron diseñados divergía de los requerimientos que un evento de tenis solicita. La decisión de implementar un lugar exclusivamente diseñado para alojar un evento tenístico de esta naturaleza en México, responde a evaluar el riesgo que conlleva el trasladar a un lugar diferente en el que se dio a conocer el torneo, además de que la inversión que esto arrastra, desemboca en la búsqueda de un sinnúmero de patrocinadores que estén dispuestos a apoyar el evento aún antes de ver finalizada la construcción. Y el funcionamiento del evento responderá a la buena mercadotecnia que de él se haga, ya que es la venta de publicidad que se lleva en medios electrónicos y físicos lo que logra la existencia del torneo. Además a partir del año 2001 se incluiría de manera formal el evento femenino dentro del torneo y esto traería consigo un incremento en el público espectador con lo que se elevaría la necesidad de servicios requeridos para satisfacer el desarrollo del evento.

Obtenidas las necesidades que requerían solución se procedió a elaborar el proyecto arquitectónico, y se realizaron los estudios requeridos de manera simultánea. Con esta información se procede a realizar el diseño, y es en estos casos en los que uno puede basarse en la experiencia que acumula a lo largo de su vida tanto profesional como académica para poder encontrar la solución óptima. Existen muchas variables además que quedan fuera del control humano, como los fenómenos meteorológicos, que delimitan al ingeniero a hacer acopio de estadística para arrojar un sistema que permita alojar la armonía entre seguridad y eficiencia.



Debido a lo extenso de la información que se encontró en la estructura, se omitió la revisión de la subestructura del estadio, enfocándose solamente a las gradas permanentes y no permanentes, así como al edificio de invitados especiales.

Se debió de ejecutar el proyecto en su totalidad antes de que se comenzará el evento, ya que los tenistas ya tenían compromisos posteriores al evento de tenis Abierto Mexicano Pegaso, por lo que la fecha de entrega de trabajos es inamovible, con lo que se trabajó con el tiempo en contra.

Se recurre al sistema de gradas no permanentes para poder completar la primera parte del proyecto que pretende cubrir la mitad del aforo, con gradas permanentes de concreto, mientras que se fija un segundo horizonte en el que el estadio estará terminado completamente.

Los objetivos de este trabajo son determinar **los criterios para el diseño de un estadio específico para tenis, el modelado del estadio en un programa de computadora y establecer los elementos estructurales a emplear y dimensiones del estadio.**



CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



1.1 LA ASOCIACIÓN DE TENISTAS PROFESIONALES (ATP) Y DESCRIPCIÓN DE SUS EVENTOS.

La Asociación de Tenistas Profesionales (ATP), es una organización que norma los eventos tenísticos masculinos a nivel mundial. Su organización se encuentra en Miami. Durante todo un año se llevan a cabo diferentes torneos asignándoseles clasificaciones dependiendo de la infraestructura tenística que se posea en la sede. Los torneos que se llevan a cabo durante un año suman 68, que se ubican en 32 países en 5 continentes.

Los tipos de evento que la ATP lleva a cabo alrededor del mundo son:

Tennis Master Series

Tennis Master Series Outdoor

Tennis Master Series Indoor

International Series Gold

International Series Gold Outdoor

International Series Gold Indoor

Grand Slam Outdoor

World Team Cup

World Team Cup Outdoor

World Team Cup Indoor

La clasificación del evento depende de la infraestructura con que cuente la sede, así como de la posición con que cuenten los jugadores dentro del circuito profesional, además de la difusión que se ha llevado a cabo del evento.

El torneo de tenis que se lleva a cabo en la Ciudad de Acapulco, Guerrero, se encuentra clasificado como "**International Series Gold Outdoor**".

Desde que la ATP se independizó de la Federación Internacional de Tenis, ha creado la infraestructura más importante de tenis profesional masculino. En nuestro país hasta 1992, los torneos más grandes avalados por la ATP fueron los *Challengers* de San Luis Potosí, el de Acapulco, Monterrey y Guadalajara.

Las dos diferencias básicas entre un torneo *Challenger* y un evento de *World Series*, es la cantidad de dinero que se reparte y por supuesto el *ranking*¹ de los jugadores que participan en estos eventos.

1) ranking es la clasificación, basada en puntos, que adquieren los tenistas a lo largo de un año de jugar torneos



Existen diferencias entre la clasificación de los eventos de gran importancia que es importante mencionar

En eventos *International Series Gold*, como el Abierto Mexicano, que se realiza en Acapulco, pueden participar todos los jugadores que deseen mediante su *ranking* ATP. En la tabla 1.1 se muestran todos los eventos de esta categoría, alrededor del mundo.

Ciudad	País	Capacidad de Estadio
Acapulco	México	4,500
Memphis, TN	U.S.A	5,000
Barcelona	España	6,000
Stuttgart	Alemania	5,500
Rotterdam	Holanda	8,500
Kitzbuhel	Austria	7,000
Washington, DC	U.S.A.	7,500
Indianápolis, IN	U.S.A.	8,500
Tokio Outdoor	Japón	10,000
Viena	Austria	9,510
Dubai	Emiratos Árabes	7000

Tabla 1.1 Eventos de la categoría "*International Series Gold Outdoor*".

En un evento *Challenger* esta prohibido que jugadores del 1 al 50 del *ranking* mundial participen salvo permiso expreso de la ATP y no pueden ser más de dos.

Los eventos *Challenger* tienen la opción de otorgar ciertos beneficios a los jugadores; los eventos *World Series* tienen la obligación de otorgar el mayor número de beneficios posibles a los jugadores.

Algunos de estos beneficios son:

- Desayuno, comida y cena de cortesía
- Habitación doble de cortesía
- Transportación aeropuerto - hotel - aeropuerto
- Tour y visitas de turismo

La diferencia entre el Abierto Mexicano de Tenis y los torneos *Challenger* es el monto de la bolsa que se reparte entre los jugadores. De hecho todas las series de campeonato han pasado por ser antes, un evento *World Series*.

La máxima categoría de los torneos lo conforman los eventos de *Grand Slam: Australia, Roland Garros, Wimbledon* y el *US Open*.



La *Woman Tennis Asociation (WTA)* es la organización a nivel mundial que dirige y organiza los diferentes eventos femeninos que reúne a más de 1000 jugadores, de 76 nacionalidades, que abarcan 64 eventos en 33 naciones.

En la siguiente figura se muestra la localización de los eventos *International Series Gold* en el mundo.

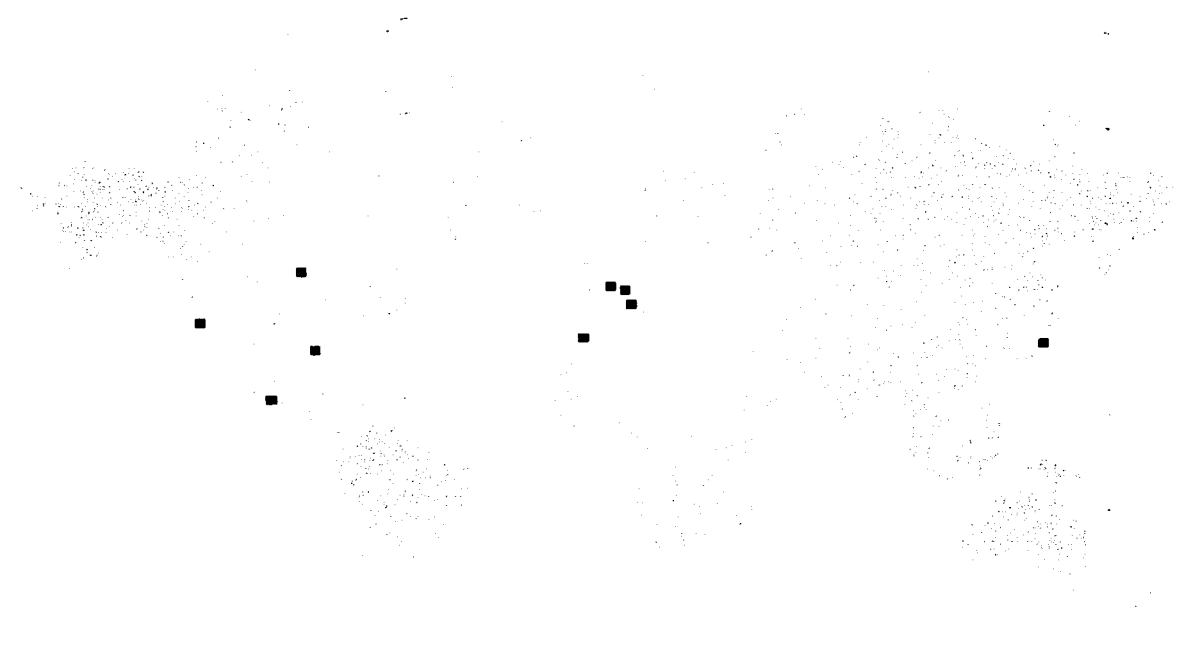


Figura 1.1 Sedes de los torneos mundiales clasificados como *International Series Gold*

1.2 HISTORIA DEL EVENTO ABIERTO MEXICANO DE TENIS

Los antecedentes de este Abierto Mexicano de Tenis se remontan a Brasil, país en donde el evento surge en los años ochenta. Debido a la poca promoción que se tenía en publicidad, la baja difusión entre los jugadores y la poca asistencia del público brasileño, el evento entra en una etapa de crisis siendo necesaria la venta del evento a promotores internacionales.

Este evento tenístico es traído a México, por el aquel entonces, Banco Mexicano Somex, siendo el patrocinador oficial, ofreciendo aumentar el atractivo del evento desde el punto de vista financiero, además de incrementar la difusión entre los tenistas



tanto nacionales como internacionales y siguiendo nuevos esquemas publicitarios; logrando así que el torneo obtuviera una mayor jerarquía dentro de la ATP.

La gerencia del Banco Mexicano Somex crea una gerencia para llevar un control tanto administrativo como logístico de este evento. Dos años más tarde es creada una filial del Banco Mexicano Somex cuya misión es el llevar la administración independiente del Torneo.

Gracias a la infraestructura, facilidades técnicas y la ubicación del Club Alemán en la Ciudad de México, figura 1.2, el evento del Abierto Mexicano de Tenis se desarrolló en estas instalaciones desde su primera edición en 1993 hasta el 2000.

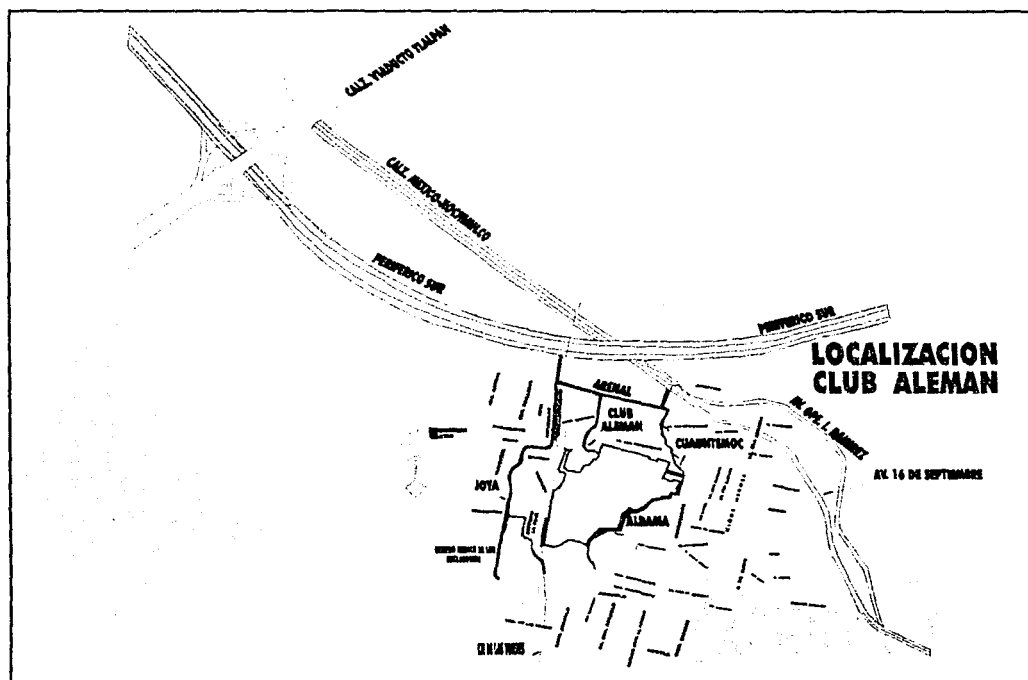


Figura 1.2. Ubicación del Club Alemán de México

Es en ésta sede donde el evento crece año con año, y junto con él, el número de espectadores surgiendo así la necesidad de crecer el estadio, para poder dar cupo suficiente a la creciente demanda de público.



Las figuras 1.3 a 1.10 se muestran los programas oficiales de estos eventos, reflejo del crecimiento que tuvo el evento. Fue durante el año de 1998 cuando el Abierto Mexicano de Tenis recibe la categoría de *International Series Gold* y el evento crece en magnitud, teniéndolo que trasladar, en el año de 2001, a la ciudad de Acapulco, Guerrero.



Figura 1.3 Programa Oficial 1993



Figura 1.4 Programa Oficial 1994

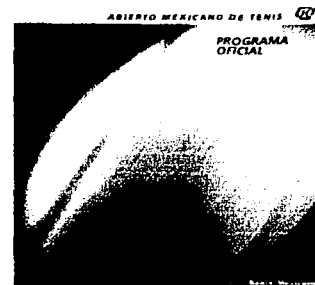


Figura 1.5 Programa Oficial 1995

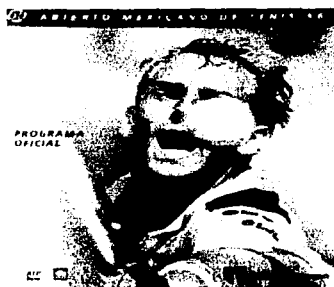


Figura 1.6 Programa Oficial 1996



Figura 1.7 Programa Oficial 1997



Figura 1.8 Programa Oficial 1998

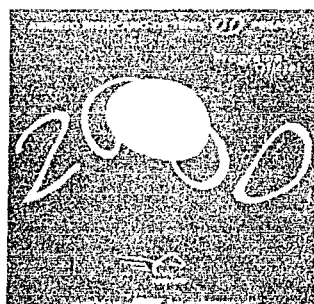


Figura 1.9 Programa Oficial 2000



Figura 1.10 Programa Oficial 2001



1.3 NECESIDAD DE UN ESTADIO PERMANENTE

La necesidad de un estadio permanente, surge no sólo del incremento en el número de aficionados, sino además de haber cumplido los años anteriores con los requisitos técnicos, de infraestructura, organización y logística, exigidos por la ATP.

Además, en el año 2000, se logra la incorporación de un torneo de mujeres que permite que éste torneo tenga expectativas de crecimiento así como una nueva captación de aficionados.

Por otra parte, después de realizado el evento del Abierto Mexicano de Tenis 2000, se realizó una evaluación de la operación y análisis de la logística, de donde se obtuvo que para el siguiente evento del año 2001, el aforo aumentaría, repercutiendo en los servicios que se necesitan para que el evento opere de una manera óptima, como son sanitarios, áreas comunes, zona de alimentos, etc. De los resultados, se obtuvo que las áreas de servicios sanitarios debían de aumentar en número y en cantidad; además de que las áreas de acceso de servicios y proveedores se verían saturadas para el siguiente año.

El área comercial también necesitaría un espacio mayor, así como las demás instalaciones que se requieren para llevar a cabo el evento. Se estudió la posibilidad de adecuar nuevamente las instalaciones del Club Alemán, concluyéndose que las áreas y los accesos serían insuficientes, por lo que se recurrió a buscar una nueva sede en donde pudiera alojarse el evento.

1.4 POSIBLES SEDES EN LA REPÚBLICA MEXICANA

Como punto de partida, se optó por trasladar el evento a un lugar cercano al mar, ya que es a nivel del mar donde el bote de la pelota de tenis es menor que el que presenta en la Ciudad de México, y gracias a este efecto los jugadores pueden golpear la pelota de una manera más uniforme. Como consecuencia de esto, el tiempo en que la pelota viaja a través de la cancha es grande, los espectadores son los beneficiados puesto que el tiempo en que la pelota está en juego es mayor.

Las sedes que se contemplaron para la realización del próximo evento fueron, Cancún, Puerto Vallarta y Acapulco, considerados puertos atractivos para el turismo tanto nacional como internacional. Así que se procedió a recopilar información del costo de transferir todo el staff a las posibles sedes.

Como resultado de este estudio se descartan las sedes de Cancún y Puerto Vallarta, resultando Acapulco más atractivo ya que cuenta con variadas rutas de acceso como la autopista del Sol, la autopista federal, el aeropuerto y el puerto.



1.5 SELECCIÓN DE LA SEDE ACAPULCO

En la ciudad de Acapulco se preseleccionaron los siguientes lugares:

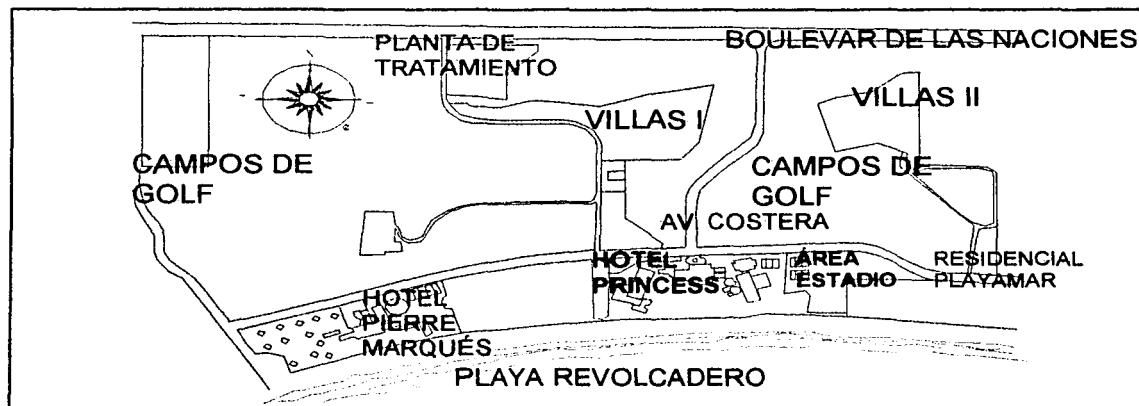
- El Centro de Convenciones Acapulco.
- El Hotel Mayan Palace.
- Club de Tenis de Acapulco.

Se visitó cada uno de los lugares para cotejar áreas y medidas que las posibles sedes, podrían proporcionar a la infraestructura que necesitaba el evento. Se recopiló información de proveedores y rutas de acceso para conocer las limitaciones y facilidades de éstos lugares. Además de contar con una infraestructura hotelera de gran turismo, el puerto de Acapulco ofrece, al evento tenístico, espacios para el desarrollo de nuevas áreas comerciales, áreas de esparcimiento, clima soleado y despejado gran parte del año con una temperatura promedio de 30°C.

De las sedes visitadas se observó que no cumplían al 100% con los requisitos para llevar a cabo el evento, además de que no se contó con el apoyo de las mismas, motivo por el cual se recurrió a consultar al evento *Stuttgart* que apoyó la búsqueda de una sede alternativa en el mismo puerto de Acapulco, de dónde surge la selección de la sede del Hotel Acapulco Princess, ya que el Hotel Acapulco Princess forma parte de la cadena *Fairmont*, cuyos dueños son los mismos del evento de Tenis *Stuttgart*.

1.6 PRESENTACIÓN DE PROYECTO PARA EL HOTEL ACAPULCO PRINCESS.

La sede fue el hotel Princess Acapulco, ubicado en la zona de punta Diamante, croquis 1, donde la ubicación del hotel Princess y sus áreas contiguas, brindan el espacio suficiente para llevar a cabo este evento.



Croquis 1. Localización del Hotel Princess.



Existen diversas maneras de llegar al Hotel Princess.

- **Por carretera.-** Entrando a Acapulco por punta diamante; se encuentra el acceso principal al Hotel Princess
- **Por avión.-** Aeropuerto que conecta a las principales ciudades del mundo e interior de la República Mexicana.

El hotel contaba con un total de 11 canchas de tenis, 2 techadas, 6 de pasto sintético, (fotografía 2) y 3 de superficie dura (fotografía 1).



Fotografía 1. Canchas de superficie dura.



Fotografía 2. Canchas de pasto sintético.

La nueva sede se situó en la parte oriente del edificio principal, rodeada de los jardines principales del Hotel Princess (fotografía 3), jardines con más de cien palmeras, árboles como el guamuchil, ceiba, jacarandas, nanche, almendro, ficus, y bambú, (fotografía 4).



Fotografía 3. Jardines del Hotel Princess.



Fotografía 4. Vegetación existente en los jardines

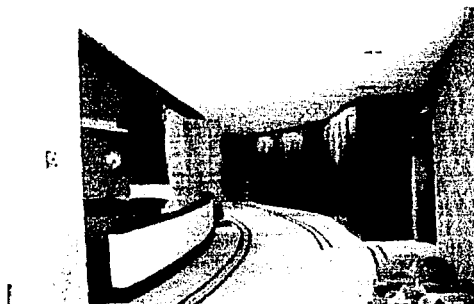
El proyecto de sede tiene contemplado un estadio, y cuatro canchas más y un área comercial, todo esto en área aproximada de 35,000.00 m².



Para ésta ocasión se construirá un estadio con graderías permanentes y no permanentes o tubulares, con un aforo entre 4000 a 4500 personas, este estadio seguirá conservando la arquitectura así como el concepto del Princess, en un sentido prehispánico, construido principalmente con piedra del lugar. Después de un recorrido a las instalaciones del hotel, se puede observar parte de la arquitectura (fotografía 5), además de poder observarse los motivos prehispánicos en áreas administrativas. En áreas comunes, como en el vestíbulo la arquitectura prehispánica se combina con una arquitectura moderna (fotografía 6).



Fotografía 5. - Oficinas Administrativas del Princess



Fotografía 6. - Vestíbulo tipo en el Hotel

El estadio contará con una zona de palcos que se ubican al perímetro de la cancha, la zona de numerado se encuentra detrás de la zona de palcos, y son los numerados los que estarán formados por gradas tubulares o no permanentes, ésto debido a que la inversión inicial era demasiado grande si se consideraba en su totalidad la estructura del estadio, pero se dejan preparadas las planchas de concreto para que a partir de ellas en un futuro se pueda completar la estructura del estadio. En la parte sur del estadio, se encuentra un edificio, que contará en su parte alta espacios para los medios de comunicación, las oficinas logísticas del evento y en su parte baja salones de patrocinadores que tendrán una vista a la cancha y al área comercial.

En la parte baja de los palcos se encontrarán los servicios para el público, además se instalarán las oficinas del comité organizador, los vestidores de los jugadores y oficinas del ATP y WTA, salones para el área técnica y almacenes del torneo. La altura del estadio permanente será de 4.70 m de altura en una área de 6,400 m²; la mitad del estadio estará bajo el nivel de piso, toda el área estará limitada por un muro perimetral de piedra a una altura de 2.0 m haciendo esto como una ciudadela, una gran plaza.

Se contará con dos canchas de apoyo a cada lado del estadio, las cuales serán del tipo no permanentes, con una capacidad de 500 personas, teniendo además iluminación. Las canchas de arcilla construidas, será de cinco canchas, una cancha principal y cuatro canchas más que formarán parte del miniestadio.



El área comercial se proyecta dentro de los jardines; la vista sur a la playa revolcadero, al lado oriente el edificio del hotel Princess, al lado norte el edificio del estadio. El área comercial será de una superficie de mas de 5000 m².

1.7 PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El proyecto para el Abierto Mexicano de Tenis, consta de las áreas que se muestran en la tabla 1.2

Área	m ²
Estadio	6,604.10
Canchas de miniestadio	2,052.00
Cancha de torneo	2,310.00
Canchas auxiliares	2,575.00
Administrativa	357.50
Libre y estands	13,407.50
Instalaciones de gas	262.40
Estacionamiento	7,748.80
Total	35,317.30

Tabla 1.2. - Instalaciones para el torneo

Como puede verse en la figura 1.11, el estadio está flanqueado por las canchas de apoyo, 5 canchas al poniente del estadio principal, y 2 canchas al oriente del estadio. Estas 7 canchas de apoyo, son denominadas miniestadios, y cada una de ellas contará con una serie de graderías para que el público pueda observar cómodamente los partidos. El estacionamiento del evento se encuentra en la zona oriente, al norte de Residencial Playa Mar II. Colindando al poniente con el estacionamiento se ubica el edificio administrativo, que servirá para alojar la sala de prensa y a la zona de acreditaciones del staff. La zona de estands, está delimitada, al norte por el Estadio, al oriente por el Club Residencial Playa Mar II, al sur por la playa y al poniente por el Hotel. Además se delimitará el área de los restaurantes del Hotel por medio de una malla ciclónica (fotografía 7) para impedir que huéspedes y personas de staff del Princess ingresen a la zona del evento.



Fotografía 7. - Delimitación del área de trabajo

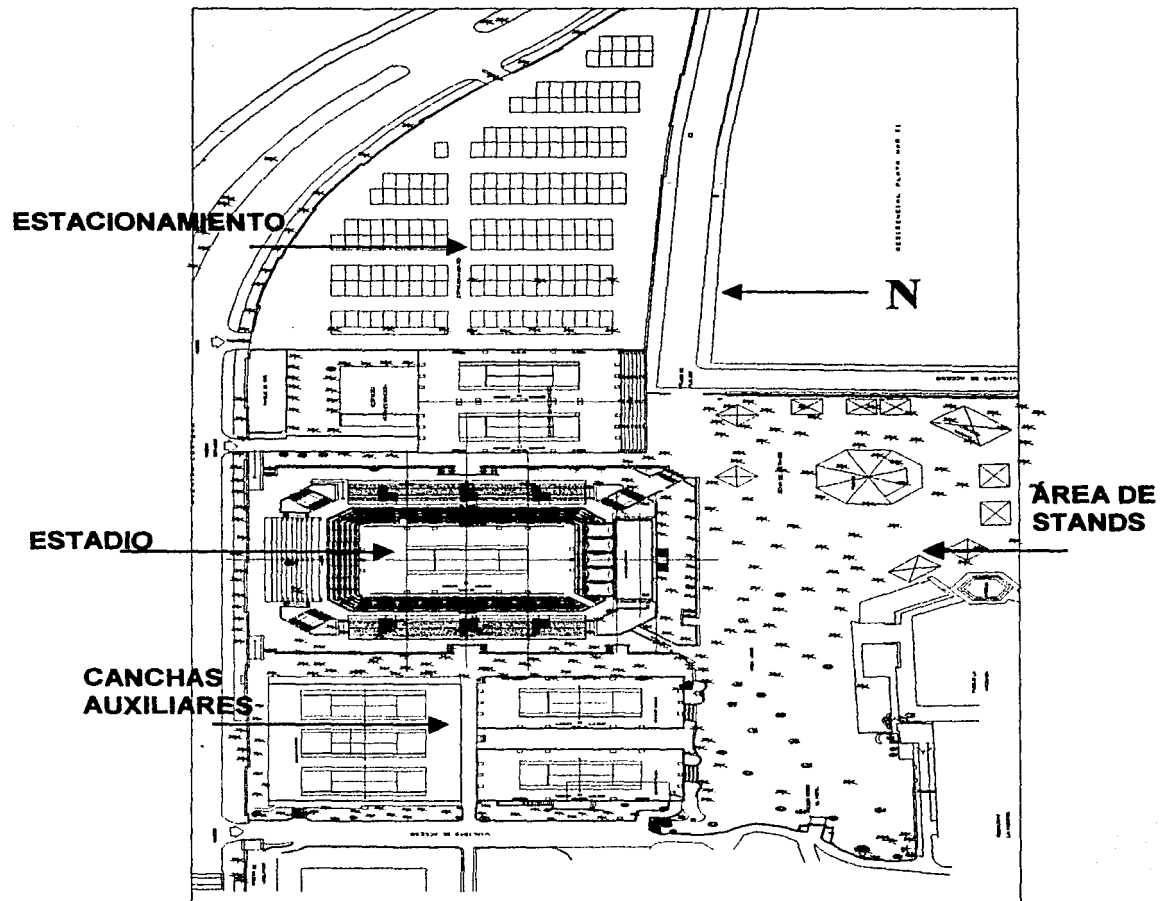


Figura 1.11 Distribución del evento

Esta configuración responde a que se contemplaba que las personas que asistieran al evento de tenis, no tuvieran que utilizar las instalaciones del Hotel Acapulco Princess, como por ejemplo su lobby y restaurantes, puesto que el Hotel seguiría rentando sus instalaciones para eventos privados y evitando que se presentasen complicaciones entre los asistentes a los diversos eventos, es decir, el Hotel puede seguir funcionando como sede de eventos sociales mientras que la operación del evento es llevada a cabo.



1.7.1 DIMENSIONES DE LAS ÁREAS DE JUEGO

La cancha de tenis es un rectángulo de 23.77 m de largo por 8.23 m de ancho. Está dividida en su mitad por una red suspendida de una cuerda o cable metálico de un diámetro máximo de 0.8 cm cuyos extremos estarán fijados a la parte superior de dos postes o pasarán sobre la parte superior de dos postes, los cuales no tendrán más de 15 cm de ancho. Estos postes no deben ser más de 2.5 cm más altos que el cable que sostiene a la red. Los postes se sitúan a 0.91 m fuera de cada lado de la línea de dobles y la altura debe ser tal que la parte superior de la red esté a 1.07 m del suelo.

Las líneas que limitan los extremos y costados de la pista serán denominadas, líneas de fondo y líneas laterales, respectivamente. A cada lado de la red, a una distancia de 6.40 m a partir de la misma y paralelas a ella, serán trazadas las líneas de saque. El espacio a cada lado de la red, entre las líneas de saque y las líneas laterales, será dividido en dos partes iguales, llamadas cuadros de saque, por la línea central de saque, la cual debe de ser de 5 cm de ancho, trazada equidistante de las líneas laterales y paralelas a ellas. Todos estos trazos pueden observarse en la Figura 1.12.

Cada línea de fondo estará dividida en dos, por una prolongación imaginaria de línea de la línea central de saque, llamada marca central, de 10 cm de largo y 5 cm de ancho, trazada dentro de la pista, en ángulo recto y en contacto con esas líneas de fondo. Todas las otras líneas serán de no menos de 2.5 cm ni más de 5 cm de ancho, menos las líneas de fondo que no serán de más de 10 cm de ancho y todas las medidas serán tomadas por la parte exterior de las líneas.

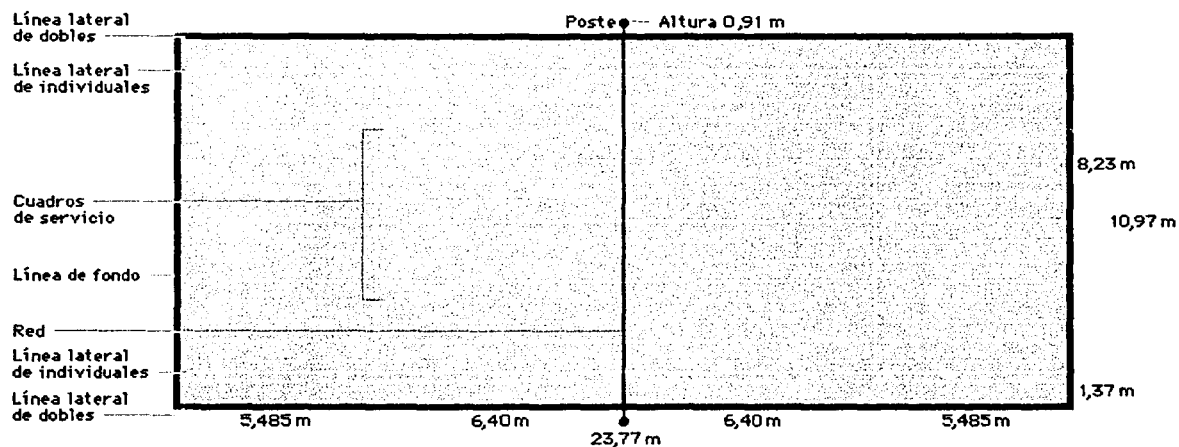


Figura 1.12- Dimensiones de la cancha de tenis



1.7.2 ISÓPTICA

Para las edificaciones destinadas a espectáculos deportivos se debe de garantizar la visibilidad a todos los espectadores al área en que se desarrolla la función o espectáculo. La Isóptica es la condición de igual visibilidad desde cualquier parte del estadio.

La Isóptica para este evento se determinó a través de la altura promedio de la persona que asistiría al evento.

La isóptica se garantiza trazando una línea de visual desde el espectador a las líneas de individuales de la cancha de tenis, como puede verse en la Figura 1.13

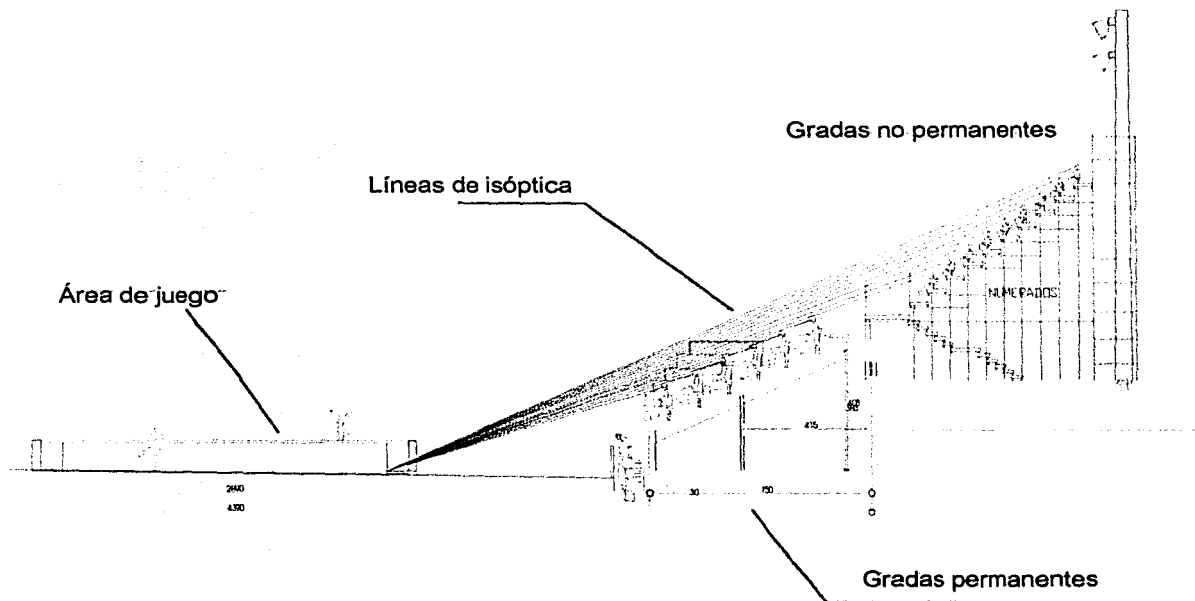


Figura 1.13 Ejemplo de isóptica



1.7.3 ADAPTACIONES DE LAS INSTALACIONES PARA EVENTOS INTERNACIONALES DE LA ATP

Las instalaciones que la ATP solicita a las sedes, son las condiciones mínimas de seguridad y espacio para que se desarrolle el evento en condiciones óptimas.

Para los jugadores es necesario sanitarios, regaderas, sala de masaje, vestidores, vestíbulo, *player lounge*², *trainner*³, doctor, oficina de pago para WTA y ATP, oficinas administrativas, centro de logística, staff técnico, comedores, sala de prensa, bodegas, y seguridad de traslado del hotel al estadio así como del estadio a la sala de prensa. Además es necesario contar con instalaciones de telecomunicaciones dentro del evento, así como conexión a internet y líneas telefónicas para que la sala de prensa pueda funcionar.

La visita de campo al terreno dejó ver, las condiciones del área, así como espacio con que se contaba para recibir el evento (fotografía 8) y las instalaciones existentes en el lugar (fotografía 9).



Fotografía 8. Estado original del área destinada al evento



Fotografía 9. Instalación de gas del hotel

De ésta visita de campo se concluyó que el espacio existente era el suficiente para que se establecieran las instalaciones de éste evento y se comenzó a proyectar las primeras configuraciones, para poder hacer un aprovechamiento total de éste espacio.

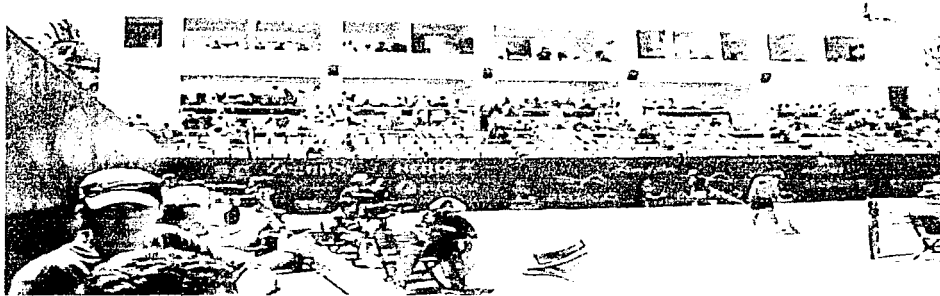
2) Player lounge es el área de esparcimiento y entretenimiento exclusivo para los jugadores y entrenadores
3) Trainner es el área destinada para que el jugador realice su calentamiento y estiramiento



1.7.4 IMPORTANCIA DE LA CABECERA SUR Y EDIFICIO DE INVITADOS ESPECIALES

Desde el inicio del evento en 1993, se observó que la zona en que se disfruta más los partidos es en la cabecera sur, de aquí, surge que en esta zona del evento se optara por construir un edificio denominado de invitados especiales.

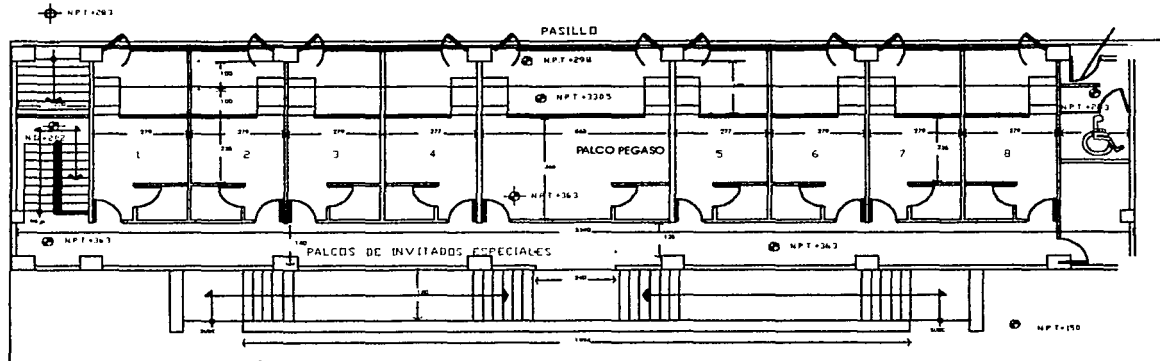
Éste edificio (fotografía 10) cuenta con tres niveles de plantas; en la planta baja se ubica todo el personal de las compañías patrocinadoras, organizadores del evento así como del Gobierno del Estado de Guerrero. En la planta alta se encuentran los espacios para los medios informativos, como televisoras, radiodifusoras, y empresas de información en internet, los cuales daban la situación de los partidos en tiempo real.



Fotografía 10. - Edificio de Invitados Especiales

El interior de los salones del edificio de invitados especiales, se construyó de tablarroca, ya que al emplear éste material se pueden aumentar o disminuir las áreas según se requieran de una manera eficiente.

El edificio de invitados especiales cuenta en la planta baja, con un baño para minusválidos, como se observa en el croquis 2



Croquis 2. Áreas de oficinas, salones y baño de edificio de invitados especiales.

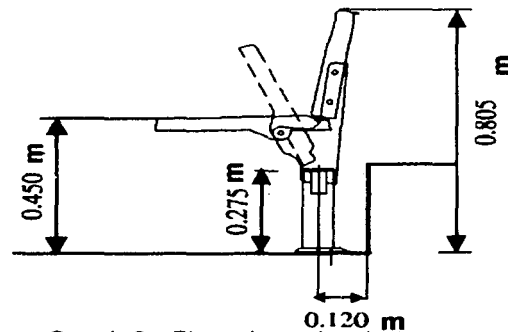
En el primer nivel se encuentran 6 salones tipo palcos cerrados con vista a la cancha y a la terraza de la grada sur que a su vez tendrá vista al área comercial.

En la parte alta del edificio se ubican salones que funcionarán como palcos de medios de comunicación, logística del evento y servicios.

1.7.5 DISTRIBUCIÓN, DIMENSIONAMIENTO Y ACOMODO DE PALCOS

La distribución obedece a obtener la eficiencia de espacio y utilidad, al fácil alojamiento y desalojo del público en situaciones de emergencia, contar con un flujo continuo y ordenado por los accesos, pasillos y escaleras, evitar aglomeraciones en áreas comunes, y como último punto las dimensiones de los asientos.

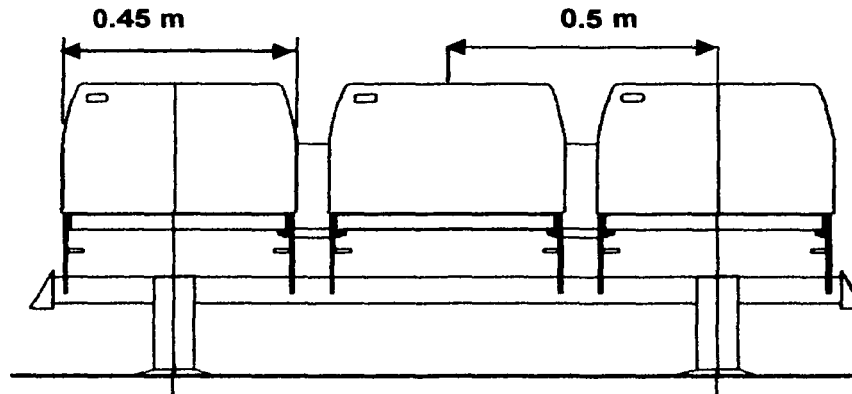
A partir de la isóptica se obtuvieron las dimensiones de los asientos permanentes (gradas permanentes) y de los asientos no permanentes (gradas no permanentes); respetando las dimensiones mínimas de espaciamento entre asientos así como su distribución. Los asientos tienen las siguientes dimensiones, véase croquis 3 y 4:



Croquis 3. - Dimensiones de asiento para grada



La configuración entre asientos se presenta de la siguiente manera:

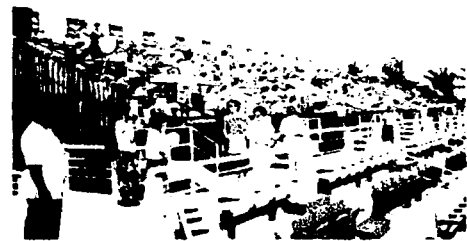


Croquis 4. - Dimensiones entre asientos para gradas permanentes

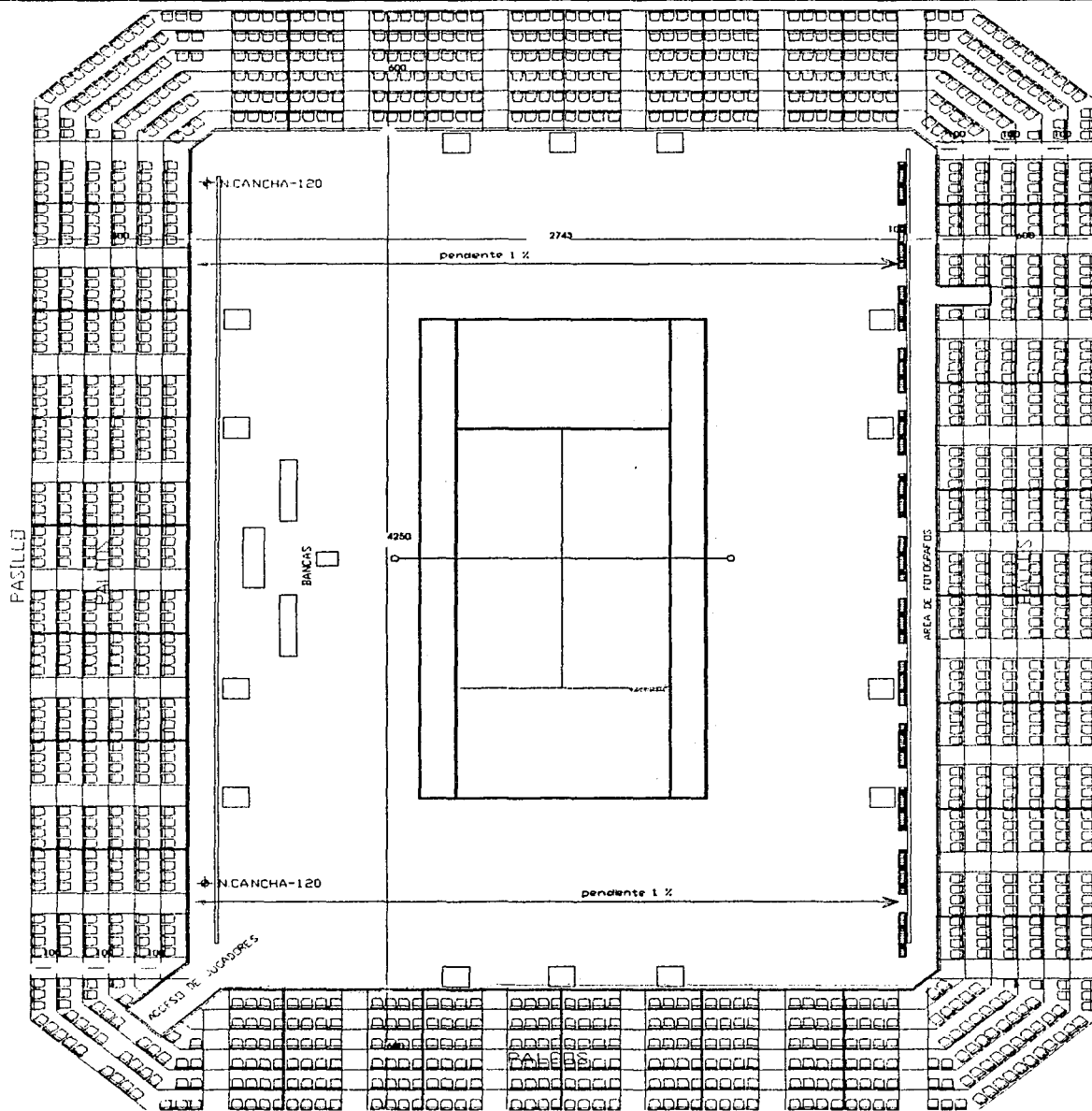
Los palcos están formados de 6 u 8 lugares en general (fotografía 11.a y 11.b) y presentan la siguiente distribución como se observa en el croquis 5.



Fotografía 11.a - Ejemplo de distribución de palcos de 8 asientos en grada norte.



Fotografía 11.b - Distribución de asientos en gradas poniente



Croquis 5. Configuración y acomodo de las gradas permanentes



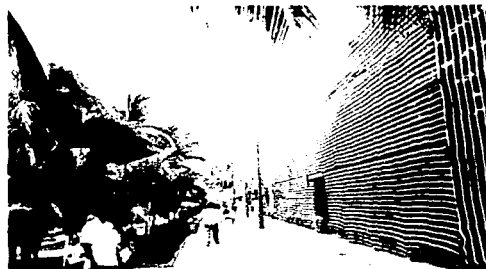
1.7.6 UBICACIÓN DE ESCALERAS, PASILLOS Y RAMPAS

Siguiendo el mismo criterio que se emplea en el reglamento de construcciones del Distrito Federal, se optó por que los accesos y salidas no se encontrarán a más de 50 metros de distancia, se colocaron ayudas físicas, barandales y rampas de acceso, para la seguridad de los asistentes (fotografías 12 a 15).

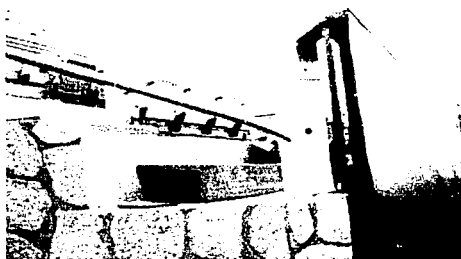
Las instalaciones además cuentan con rampas para personas con limitaciones físicas.



Fotografía 12.- Escaleras de acceso a gradas



Fotografía 13.- Pasillos de acceso a estadio



Fotografía 14.- Escaleras de acceso a palco



Fotografía 15.- Escaleras de acceso

1.7.7 UBICACIÓN DEL EVENTO EN LAS ÁREAS DISPONIBLES DEL HOTEL

Esta área sin ocupar por el hotel Princess, se encontraba llena de maleza, arboles, palmeras y algunas zonas de arena. Como primer paso, de los proyectos presentados a las otras posibles sedes, se mejoraron y se presentó un cuarto proyecto, que se puede decir, se obtuvo de la conjunción de los otros anteproyectos. En éste nuevo proyecto ya se tenía la distribución del estadio con sus graderías, así como el área que ocupaba, además se contaba con la información de eventos anteriores de las áreas que ocupaban las instalaciones de logística del evento.



Por lo tanto, se le solicitó al Hotel Acapulco Princess, un plano topográfico de esa área para poder hacer una configuración preliminar del proyecto, que ya se tenía con las instalaciones del Princess. Al acomodar el proyecto se pudo observar que este podía ubicarse en medio del área con las canchas de apoyo a los costados oriente y poniente, contando en la esquina del área con un estacionamiento. Fue propuesto que las oficinas de ATP y WTA, así como las instalaciones del staff técnico y sala de prensa se alojaran cerca del estadio, la sala de masajes, el doctor, las bodegas de insumos y el encordador también deberían de encontrarse cerca del estadio; mientras que el área de *player lounge*, *trainer* y salones VIP quedarían ubicados en el hotel. Dentro del área que se seleccionó para llevar a cabo la construcción del proyecto, se observó que se encontraban 420 palmeras, las cuales se marcarían y localizarían, para su posterior reubicación.

Se aceptó el proyecto de conjunto de un estadio principal con dos canchas de arcilla sobre las tres canchas duras existentes y dos canchas de arcilla nuevas en el lado oriente del estadio, teniéndose que reubicar el tanque de gas y sus instalaciones.

1.7.8 ARMONÍA DE LA ESTRUCTURA CON EL HOTEL

Como parte de las restricciones que señalaron los directores generales y gerentes de mantenimiento del hotel Acapulco Princess, fue que la estructuración del estadio no fuera discordante con el resto de las instalaciones del hotel, fotografías 16 y 17. El hotel está basado en la arquitectura de las construcciones mayas y a lo largo de todas sus instalaciones podemos encontrar elementos arquitectónicos que asemejan a las construcciones de esta época, por ejemplo en el *lobby* del hotel existe un pilar en el cuál se encuentran plasmados iconos e imágenes representantes de ésta cultura.

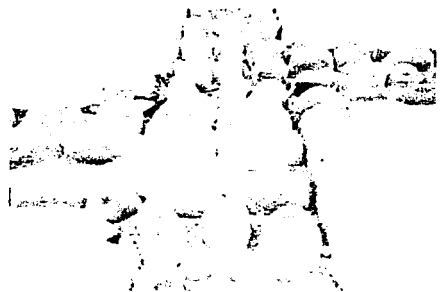


Fotografía 16. Acceso al hotel

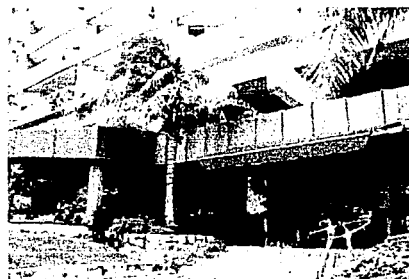


Fotografía 17. Pasillos de acceso al hotel

Los pasillos que recorren todas las instalaciones del hotel, son hechos a base concreto con orillas de piedra bola, como puede verse en la fotografía 18. Los muros son de concreto armado, como muestra la fotografía 22, combinándose con otros materiales como el vidrio y la madera, como se aprecia en la fotografía 20. Los muros que se encuentran formando la fachada están cubiertos de piedra laja, fotografía 22.



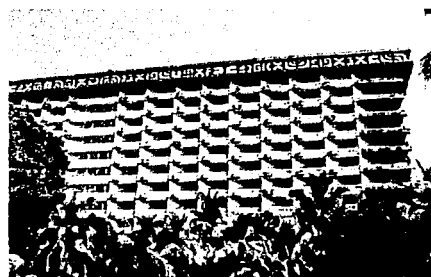
Fotografía 18. - Detalle de junteo en los pasillos



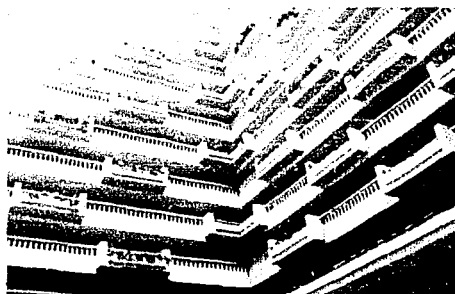
Fotografía 19.- Jardín del salón "La Terraza"



Fotografía 20. - Arquitectura y diseño del recibidor



Fotografía 21.- Perspectiva del Hotel Princess



Fotografía 22.- Balcones de las habitaciones del Hotel Princess



Como resultado del recorrido de las instalaciones se concluyó, que los principales elementos que existían eran de concreto con acabados en laja, además de contar con elementos de mampostería presentes en casi todos los muros. De las instalaciones existentes se observó que el hotel contaba con grandes espacios de jardines, de aquí que surgiera la necesidad de que el nuevo estadio tuviera distribuido a su alrededor suficientes áreas verdes.

1.7.9 UTILIZACIÓN DE LAS ÁREAS SUBTERRÁNEAS DE PALCOS Y GRADERÍAS

Al observar que debajo de las gradas quedaban espacios relativamente grandes, se optó por designar áreas que pudieran servir de apoyo al evento. Por lo que en tres esquinas se optó por colocar los sanitarios para el público, mientras que en la esquina restante se colocó la entrada de jugadores y jueces ATP. Se colocó el área de los atajabolas, y las oficinas del ATP, WTA, el doctor, el vestidor de jugadores y el vestidor de jugadoras.

Las oficinas de Mextenis y las oficinas de logística se ubican debajo de las gradas sur. El cárcamo de bombeo se localiza debajo de las gradas norte. Además se optó por colocar un pasillo perimetral que permitiera poder recorrer todo el estadio por debajo del mismo.

Las áreas de logística debajo del estadio son:

- Trainer
- Vestidores para jugadores
- Vestidores para jugadoras
- Cubículo de doctor
- Oficina de AT.P.
- Oficina de la W.T.A.

En la parte baja de la grada se proyectó un área especial para los jueces y atajadores que saldrían junto con los jugadores a la cancha por la entrada principal

En cada esquina del estadio se encuentra una sección de baños públicos para hombres y mujeres, en total suman tres módulos.



Entre los módulos de los baños se encuentran salones que se pueden utilizar como oficina, almacenes o bodegas.

Los servicios del estadio bajo las gradas son:

- salones para jueces y atajadores
- salón de oficinas administrativas del estadio
- salón del director del torneo
- almacén del estadio
- oficina de mantenimiento del estadio y del evento
- oficina de producción de publicidad
- oficina de logística del evento.
- salón de control de iluminación del estadio

1.7.10. ÁREAS DE LOGÍSTICA PARA EL EVENTO

La zona del área comercial en sus dimensiones y necesidades de alimentación como agua, drenaje, energía eléctrica, y los establecer limites. En las canchas de pasto sintético (canchas 6,7,8 del Princess) colocaran de forma provisional el "player lounge".

Para que el evento pueda llevarse a cabo debe de contar con el espacio para alojar al siguiente *staff*:

- acreditaciones
- choferes
- prensa, sala de prensa, radio, fotógrafos, atención a prensa,
- oficina de IDS.
- oficina de Internet.
- oficina de Mextenis
- oficina de dirección de Mextenis
- oficina de mercadotecnia
- almacén de Mextenis
- almacén de patrocinadores.
- kid's day
- almacén área técnica.



1.7.11. SELECCIÓN DE POSIBLES NIVELES DE DESPLANTE DEL ESTADIO

Existían tres posibilidades para desplantar el estadio. Las restricciones del lugar eran, el nivel de aguas freáticas cuya ubicación se localizaba a 5 metros debajo del nivel de terreno natural y tener una distancia de la estructura al mar de 50 metros.

Primera opción:

Desplante de estadio a nivel del terreno natural.

En este nivel de desplante, la cancha de tenis se localizaría al mismo nivel del terreno natural, y a partir de ahí se erigiría el estadio. Debido a los requisitos de diseño de isóptica, el primer nivel de palcos se ubica a 2.10m, entonces, de ahí se colocan 7 filas cada una con un incremento en altura de 0.45 m por lo que se tendría una altura de 3.2m al pasillo, y de ahí se elevaría todavía unos 3 metros más por la zona de graderías generales. El área debajo de las gradas sería muy favorable, ya que incluso podría existir un segundo nivel de bodegas en la zona de graderías, pero en cuanto a la solución estructural resultaría algo ostentosa, ya que los elementos necesitarían ser muy robustos.

Segunda opción:

Desplante del estadio a 3.5 metros debajo del nivel de terreno natural.

En esta configuración de desplante, el pasillo perimetral queda ubicado casi a nivel de terreno natural, con una diferencia de solo 0.6m. El área que pudo utilizarse debajo de graderías es relativamente pequeña comparada con la configuración anterior.

Tercera opción:

Desplante del estadio con nivel de último pasillo a nivel de calle.

En esta configuración implicaba un gran movimiento de material, así como un sistema de cimentación demasiado elevado, ya que se tendría que trabajar en un ambiente húmedo debido a la ubicación del nivel freático. Por otro lado las instalaciones subterráneas serían algo incómodas debido a que se tendría que trabajar siempre con luz artificial y con aire acondicionado.

Una vez estudiadas las tres posibilidades se optó por la segunda, ya que solamente se requería mover el material que al mismo tiempo se utilizaría al momento de la elaboración de las escaleras y accesos. Para eficientar aún todavía más los niveles, se colocaron las escaleras de acceso al estadio a un nivel medio, de tal manera que esas mismas escaleras sirvieran para bajar a los sanitarios o subir a la plataforma de concreto.



1.7.12. ORIENTACIÓN NORTE - SUR DEL ESTADIO.

Por reglamento de la ATP el estadio debe presentar una configuración lo más cercana posible al norte - sur. Y debido a esto el estadio se ajustó a una orientación de 8 grados norte - oriente.

1.7.13. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

El estudio topográfico realizado en el terreno, es la representación gráfica a escala del terreno con todos los detalles y accidentes naturales ubicados respecto a un sistema de referencia. Este estudio sirvió para analizar la mejor localización del nuevo proyecto a desarrollar, obsérvese el plano topográfico 1.1, que se muestra en la página 27.

1.7.13.1. PLANIMETRÍA

Ubicación de los linderos físicos del área del proyecto, construcciones colindantes, camellones, banquetas, guarniciones, registros de energía eléctrica, registros de telefonía, registros de agua potable, pozos de drenaje sanitario, lámparas de alumbrado público, aspersores, válvulas de agua, áreas verdes, árboles y palmeras.

1.7.13.2. ALTIMETRÍA

Nivelación del terreno natural existente en una cuadrícula de niveles tomada a cada 20 metros de separación, para obtener los niveles del terreno natural existente dentro del área del proyecto y de las vialidades colindantes, para el apoyo de la interpolación de curvas de nivel a cada 50 cm con la ubicación de bancos de nivel de referencia y la nivelación de pozos de drenaje.

El estudio topográfico del área se realizó con el apoyo del sistema de posicionamiento global (GPS) obteniéndose la información de las curvas de nivel a cada 50 cm. Para el levantamiento topográfico fue necesario utilizar una poligonal de apoyo, la información de estas estaciones de apoyo se muestran en la tabla 1.3

LADOS	AZIMUT	DISTANCIA	VERTICAL	ANGULO INTERIOR COMPENSADO	AZIMUT COMPENSADO	RUMBO COMPENSADO	DISTANCIA COMPENSADA
1		1,856,017.00	413,555.00				
1-2	49' 56"	1,856,103.89	443,622.48	2' 47.2"	49' 55.8"	49' 55.8"	110.02
2-3	47' 7"	1,855,872.64	413,741.40	1' 50.4"	47' 8.6"	12' 51.3"	260.04
3-1	45' 20"	1,856,017.00	413,555.00	55' 22.42"	45' 18.2"	14' 41.7"	235.76

Tabla 1.3. Estaciones de apoyo topográfico



Las estaciones principales y auxiliares de apoyo para la realización del levantamiento topográfico tenían las siguientes características como pueden observarse en la tabla 1.4.

VERTICAL	N-S (EJE Y)	E-W (EJE X)	ELEVACION
1	1,856,017.0	413,555.0	9.61
2	1,856,103.9	413,622.5	7.66
3	1,855,872.6	413,741.4	8.44
4	1,855,998.0	413,449.7	8.33
5	1,856,056.4	413,427.4	7.56
6	1,856,096.1	413,486.4	8.66
7	1,856,113.6	413,488.1	8.14
8	1,856,131.3	413,420.5	7.19

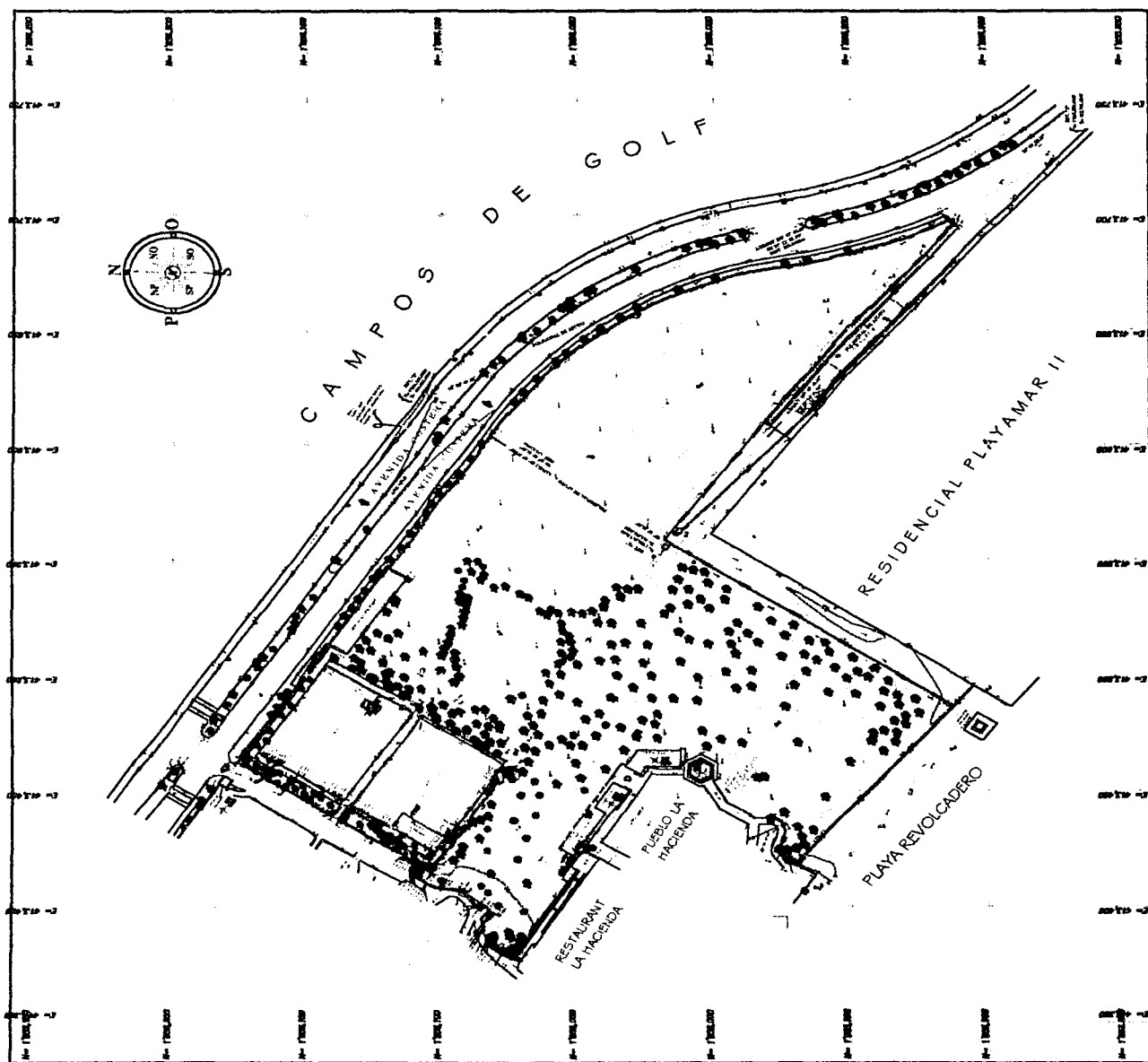
Tabla 1.4. Vértices de las estaciones principales

Las elevaciones indicadas en el plano están referidas al nivel de piso terminado (N.P.T) del lobby del Hotel Acapulco Princess que es la elevación 9.0 y se tomo en la parte noreste del mismo indicándose físicamente como banco de nivel (B.N) cero.

Las pendientes que se presentan en el terreno son de corta magnitud, y la más pronunciada se presenta del lado suroeste del terreno con una diferencia de cotas de 8.5 a 6, no presenta depresiones bruscas, ni accidentes topográficos.

En las vialidades el terreno es sensiblemente plano conservándose en toda su longitud la cota de 7.5.

En el área donde se propone desplantar el estadio es plano, teniendo como cota predominante la 8.5.



Plano Topográfico



CAPÍTULO 2

ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 INTRODUCCIÓN

En ésta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar constituida la estructura, así como el dar forma a la misma, el arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales para que cumpla una función con un grado de seguridad adecuada.

Los resultados que se obtengan del análisis depende de los sistemas estructurales que se hayan adoptado y que resulten más adecuados para soportar las acciones a la que va a estar sujeta la estructura así como la que mejor se adapte a las funciones que debe de cumplir la edificación y a los procedimientos de construcción convenientes para la obra en particular.

No se debe de hacer de lado la optimización que permita determinar analíticamente las características del sistema estructural que da lugar a un costo cercano al mínimo, a la vez que cumpla con las restricciones externas. En algunos casos, la optimización explícita de la estructura no es posible debido a la dificultad de cuantificar las repercusiones que un cambio en la configuración de los elementos estructurales tiene en el costo de la parte no estructural de la construcción y en su eficiencia.

El objetivo debe ser el de seleccionar una solución óptima entre un conjunto de posibles opciones de estructuración.

2.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES UTILIZADOS

Los elementos estructurales básicos utilizados en éste proyecto fueron columnas, trabes, losas y muros, que juntos forman los marcos que soportan las gradas permanentes, así como los marcos utilizados en el edificio de invitados especiales.

Las vigas son los elementos estructurales sometidos a flexión, generalmente usados en posición horizontal y sujetos a cargas por gravedad o verticales.

Las columnas son los elementos estructurales sujetos no solamente a cargas axiales sino también a momentos provenientes de carga directa o de rotación de sus extremos.

Para este proyecto las columnas se consideran cortas ya que las deflexiones laterales no son de una magnitud grande.



Las placas sujetas a cargas normales a su plano y apoyadas en sus bordes o en algunos puntos son típicas de los sistemas de piso y techo. Cuando son de concreto o de piedra se les denomina losas. Las losas son elementos estructurales con entramados de vigas y trabes que transmiten las cargas por medio de flexión a las columnas. La flexión es la fuerza interna dominante en las losas con cargas normales a su plano.

El muro o pared es una placa vertical en que predominan generalmente las cargas verticales que están distribuidas de manera uniforme en toda la longitud del muro por medio de un sistema de piso.

En un marco la transmisión de esfuerzos de un elemento a otro no se realiza por simple sobreposición sino que existe entre ellas una conexión que proporciona capacidad para transmitir no sólo compresiones, sino también tensiones y cortantes. Las conexiones se resuelven mediante un nudo rígido con capacidad de transmitir fuerzas internas y momentos flexionantes, obteniéndose así un marco rígido.

El comportamiento y eficiencia de un marco rígido dependen, por ser una estructura hiperestática, de la rigidez relativa de vigas y columnas.

Como se puede observar en las siguientes secciones y capítulos los marcos fueron el sistema estructural adoptado para el diseño de todo el estadio.

2.2.1 SUPERESTRUCTURA

El estadio de tenis presenta una geometría formada por cinco cuerpos: la cancha, grada oriente, grada poniente, grada sur y grada norte. Existen cuatro cuerpos especiales de gradas que conectan a las gradas oriente, poniente, norte y sur denominadas áreas comunes, véase figura 2.1.

En la cabecera sur se encuentra localizado el edificio de invitados especiales, conformado de primer y segundo nivel. Este edificio está elaborado de trabes, columnas y losas de concreto armado con un $f_c = 250 \text{ kg / cm}^2$ y revenimiento $\pm 14 \text{ cm}$ y tamaño máximo de agregado de 2 cm. Con respecto al acero utilizado para el armado de la losa la malla electrosoldada tiene un esfuerzo de fluencia $f_y = 5200 \text{ kg / cm}^2$. Para los restantes elementos como columnas, trabes y contratraves el acero utilizado fue de grado duro con un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$, así como muros divisorios de tabla roca.

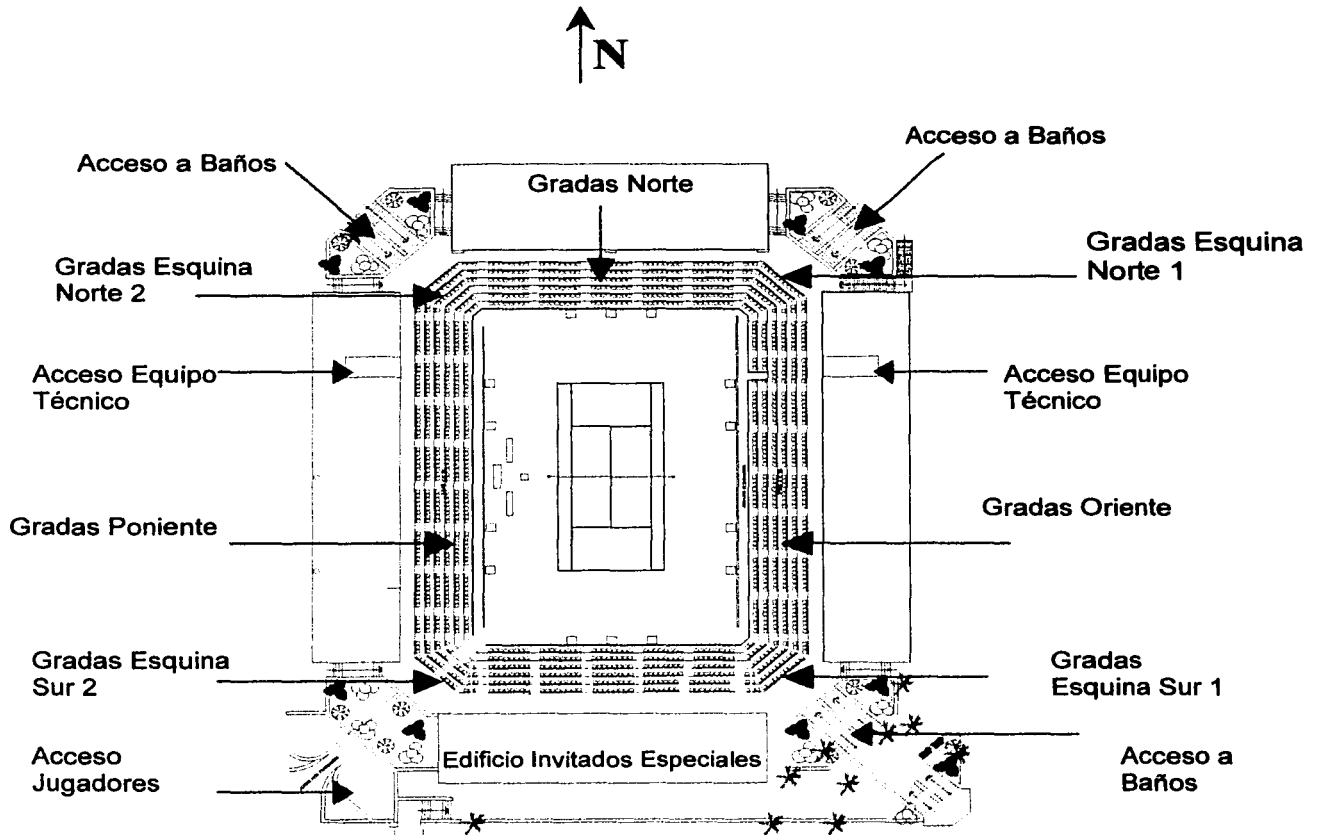


Figura 2.1 Ubicación de áreas del estadio

En el acceso a jugadores se encuentran dos espejos de agua, formados por concreto y recubiertos de mosaico de tipo veneciano.

Los accesos para el público se encuentran ubicados en las esquinas norte 1, norte 2 y sur 1, conformados por escaleras de concreto ciclópeo y barandales de acero, además de contar con rampas elaboradas de concreto ciclópeo para personas discapacitadas.

Pasillos perimetrales exteriores que fueron elaborados de concreto armado con junteo de piedra bola.



Muro perimetral de concreto armado con un $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y revenimiento $\pm 14 \text{ cm}$ y tamaño máximo de agregado de 2 cm con al acero un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, recubierto de piedra laja.

Existen dos accesos para el cuerpo técnico y logístico del evento hacia la parte baja, se encuentran en los lados oriente y poniente del estadio, conformados por escalones que están elaborados de concreto armado.

2.2.2 SUBESTRUCTURA

Conformada base de cajones estructuralmente formados por contratrabes de concreto armado con un $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con revenimiento de $\pm 14 \text{ cm}$ y tamaño máximo de agregado de 2 cm con al acero un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Los cajones se encuentran rellenos de material producto de la excavación.

A lo largo de toda la subestructura, se presentan tres tipos de columnas, con diferentes dimensiones, elaboradas de concreto armado con un $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y revenimiento $\pm 14 \text{ cm}$ con un tamaño máximo de agregado de 2 cm presentando el acero un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Conectados a las columnas se encuentran las traveses de acero IPR $305 * 66.99 \text{ kg/m}$, que soportan las gradas de los cuerpos principales. Debajo de las esquinas se encuentra un marco constituido por una trabe y dos columnas todos de concreto soportando las tabletas coladas en el sitio.

La estructura se edificó sobre una plantilla de concreto, con un espesor de 5 cm y $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$. El cuerpo principal de las gradas se compone de traveses de acero y concreto armado, traveses, contratrabes, losa, muros perimetrales y dados de concreto armado, gradas de pasillo y de palcos elaboradas de concreto. El concreto utilizado en la obra fue de 250 kg/cm^2 para todos los elementos estructurales y un revenimiento de $\pm 14 \text{ cm}$. El acero utilizado fue de grado duro con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

En la tabla 2.1 se muestra la designación, geometría (ancho y largo) y número de columnas usados en el cuerpo principal del estadio.

Designación de Columna	Geometría	Número de Elementos
C-1	0.5 x 0.7 m	42
C-2	0.5 x 0.7 m	42
C-3	0.3 X 0.3 m	42
C-4	0.4 x 0.4 m	8

Tabla 2.1. Características geométricas de las columnas.



En la tabla 2.2 se muestra la designación, geometría (ancho y peralte) y número de traves usadas en el cuerpo principal del estadio.

Designación de Trabe	Geometría	Número de Elementos
T-1	0.3 x 0.55 m	30
T-2	0.35 x 0.7 m	3

Tabla 2.2. Características geométricas de las traves.

En la tabla 2.3 se muestra la designación, geometría (ancho y peralte) y número de contratraves usadas en la cimentación del cuerpo principal del estadio.

Designación de Contrabe	Geometría	Número de Elementos
CT - 1	0.3 x 1.2 m	30
CT - 2	0.3 x 0.8 m	16

Tabla 2.3. Características geométricas de las contratraves.

En la tabla 2.4 se muestra la designación, geometría (ancho y largo) y número de muros usados en el cuerpo principal del estadio.

Designación de Muro	Geometría	Número de Elementos
MC - 1	0.3 x 5.36 m	32
MC - 1	0.3 x 3.23 m	4
MC - 1	0.3 x 5.78 m	10

Tabla 2.4. Características geométricas de las traves.

La tabla 2.5 muestra la designación, geometría (espesor, largo y ancho) número de losa usadas en el cuerpo principal del estadio.

Designación Losa	Geometría	Número de Elementos
LC - 1	0.2 x 5.78 x 7.5 m	6
LC - 2	0.2 x 5.36 x 7.5 m	14
LC - 3	0.2 x 3.23 x 7.5 m	2

Tabla 2.5. Características geométricas de las losas.

2.3 GEOMETRÍA DE TABLETAS

Las gradas permanentes se encuentran ubicadas en dos zonas del estadio; la zona del perímetro de la cancha y la zona de las esquinas. Las gradas que ocupan éstos espacios están elaboradas de tabletas prefabricadas de concreto y existen dos tipos, las tabletas de los pasillos denominadas TP, como se muestra en la figura 2.2 y las tabletas de los palcos denominadas T, figura 2.3.



Las tabletas tanto de pasillo como de palco, que se encuentran ubicadas en el perímetro de la cancha están soportadas a su vez en marcos de acero, que más adelante se describirán con más detalle. Las tabletas de pasillo y palco que se encuentran en las esquinas descansarán sobre traveses de concreto armado coladas en sitio.

La geometría de las tabletas obedece a los resultados del estudio de la isóptica, y estas dimensiones garantizan las condiciones óptimas para que el espectador esté cómodamente sentado.

2.3.1 TABLETA DE PASILLO

Las características de la tableta de pasillo se muestran en la figura 2.2:

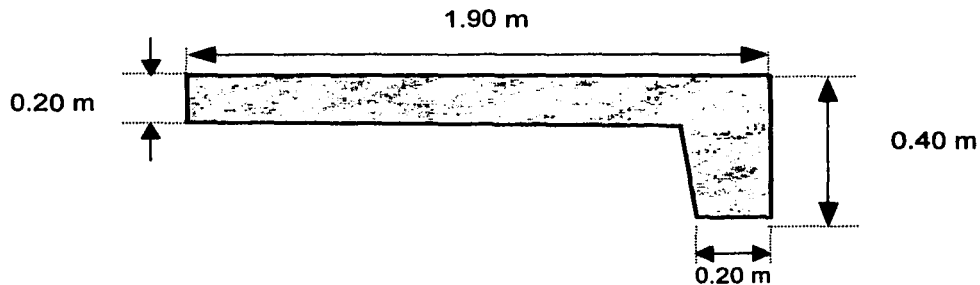


Figura 2.2.- Dimensiones de las tabletas para pasillos

2.3.2 TABLETA DE PALCO

Las características de la tableta de palco se muestran en la figura 2.3:

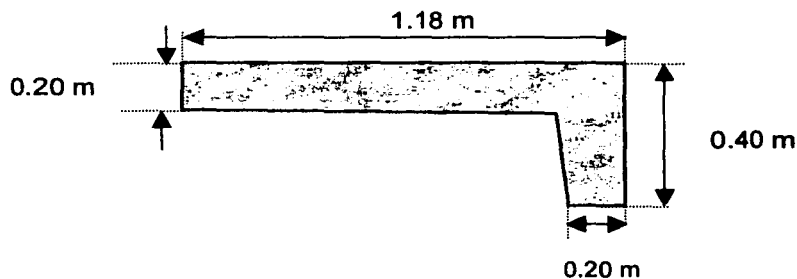


Figura 2.3.- Dimensiones de las tabletas para palcos



2.3.3 ARREGLO DE TABLETAS

A continuación se presentan la configuración de las gradas norte y sur ubicadas en el perímetro de la cancha (figura 2.4) en donde se observa seis filas de tabletas de palco y una fila de tableta de pasillo y en la tabla 2.6 se muestran sus dimensiones.

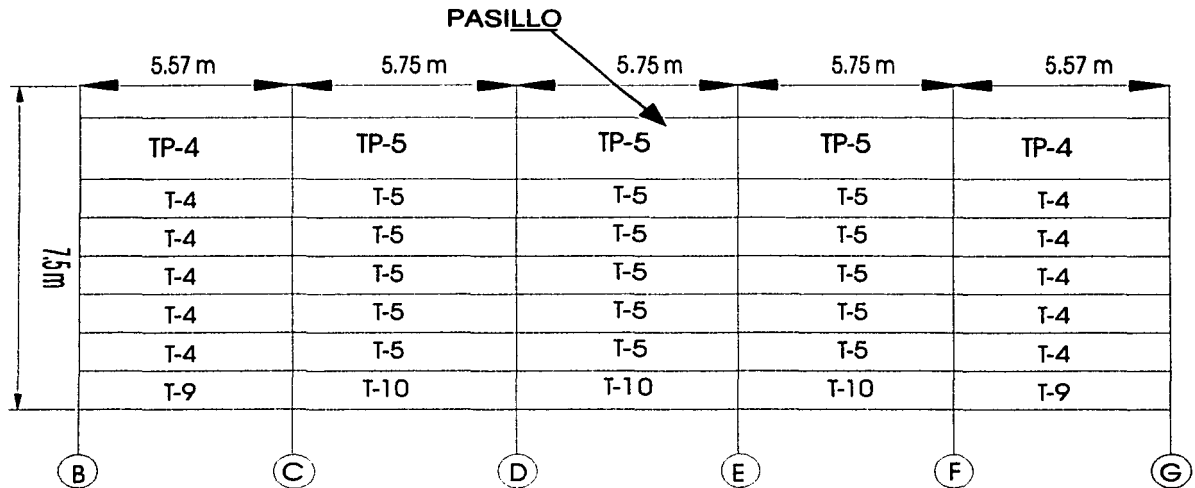


Figura 2.4.- Configuración de gradas norte y sur de gradas permanentes

Tableta tipo	Longitud (m)	Ancho (m)
TP-1	5.55	1.9
TP-2	5.33	1.9
TP-3	3.42	1.9
TP-4	5.57	1.9
TP-5	5.75	1.9

Tabla 2.6 Dimensiones de las tabletas de las gradas norte y sur

En la figura 2.5 se muestra el arreglo de las gradas oriente y poniente, presentando ambas, el mismo arreglo en número y tipo de tabletas.

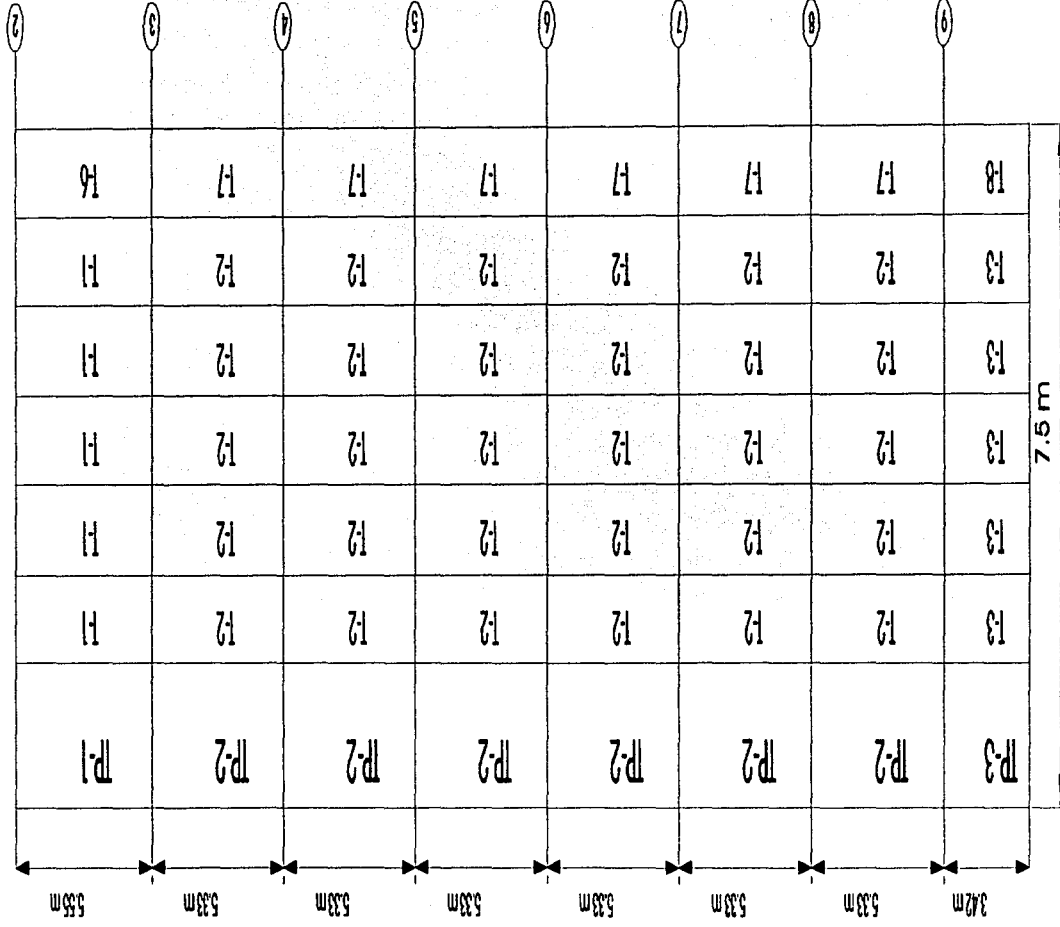


Figura 2.5.- Configuración de gradas oriente y poniente de gradas permanentes



En la tabla 2.7 se muestran la designación de las tabletas y sus características geométricas:

Tableta tipo	Longitud (m)	Ancho (m)
T-1	5.55	1.18
T-2	5.33	1.18
T-3	3.42	1.18
T-4	5.57	1.18
T-5	5.75	1.18
T-6	5.55	1.18
T-7	5.33	1.18
T-8	3.42	1.18
T-9	5.57	1.18
T-10	5.75	1.18

Tabla 2.7 Dimensiones de las tabletas de las gradas oriente y poniente.

2.4 GEOMETRÍA DE MARCO TIPO DE GRADAS PERMANENTES

Las gradas permanentes, que ocupan el perímetro, elaboradas de concreto estarán soportadas por perfiles de acero IPR 305 * 66.99 kg/m. Estos perfiles se encuentran soldados en las columnas C-1 de dimensiones 0.6m x 0.4 m, C - 2 de dimensiones 0.6m x 0.4 m y C - 3 0.3m x 0.3 m, en la figura 2.6 se muestra el arreglo.

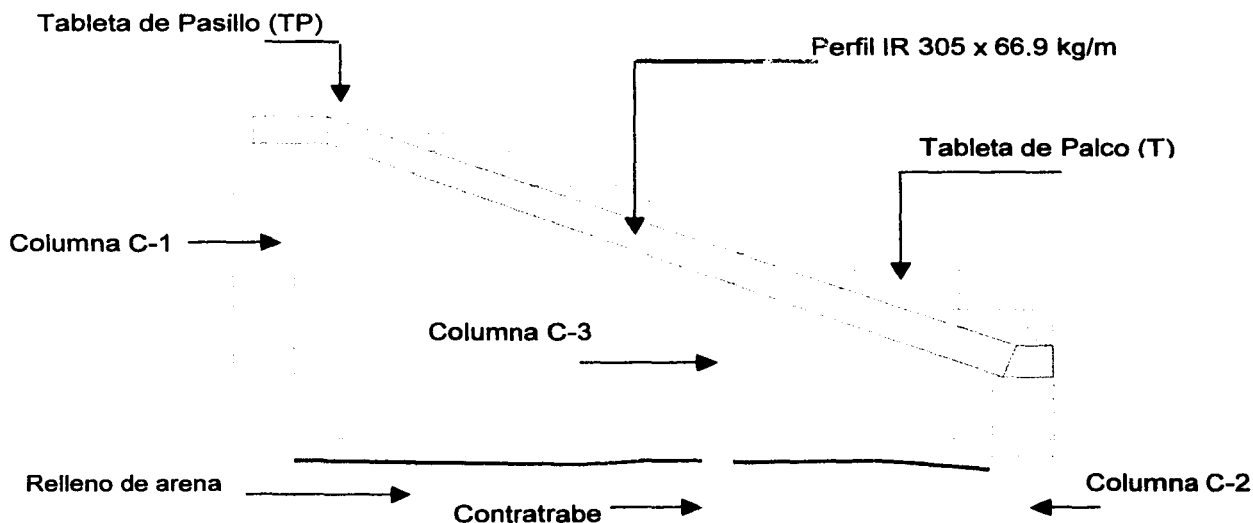


Figura 2.6.- Arreglo tabletas de palcos y pasillo marco general



2.4 GEOMETRÍA DE MARCO DE ESQUINA

En las esquinas la distribución de las gradas se muestra en la figura 2.7. Para la determinación de la forma así como de las dimensiones de estas tabletas, se utilizó como referencia que las tabletas de las gradas de palcos y de pasillo del estadio tenían que quedar conectadas. Siendo así se procedió a unir con varios trazos las tabletas de pasillos y palcos en el proyecto arquitectónico.

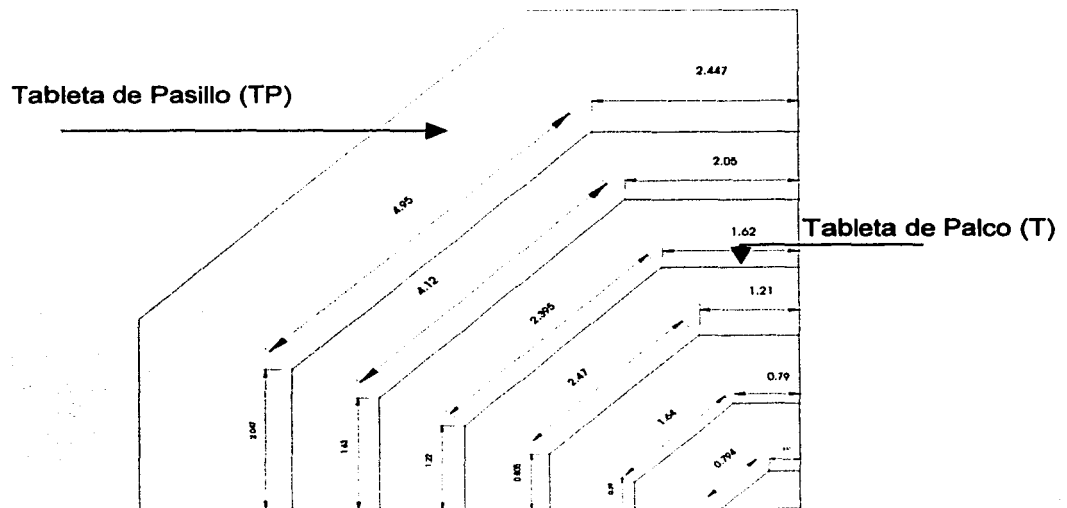


Figura 2.7.- Arreglo de tabletas para palcos y pasillos de esquinas

Las tabletas de las esquinas se encuentran soportadas por una trabe de concreto T-2 sección rectangular de 0.5 m x 0.3 m longitud de 8.05 m, una trabe de concreto T-4 de sección rectangular de 0.5 m x 0.3 m y longitud 5.90 m y un dado de 0.6 m x 0.6 m, en la figura 2.8 se muestra el arreglo de este sistema.

A diferencia de los marcos generales que se formaron con perfil IPR, estos marcos incorporan una nueva trabe denominada T-4, además de que fue necesario ampliar la sección de la losa de concreto para que se garantizara la unión de las losas de los cuerpos de las gradas perimetrales.

Debido a la geometría que presentaba este tipo de palcos, los marcos fueron formados por las trabes T-2, T-3 y T-4 que se muestran en la figura 2.8, elaborados todos de



concreto, a diferencia de las trabes utilizadas en las gradas perimetrales que fueron perfiles IR 305 x 66.9 kg/m.

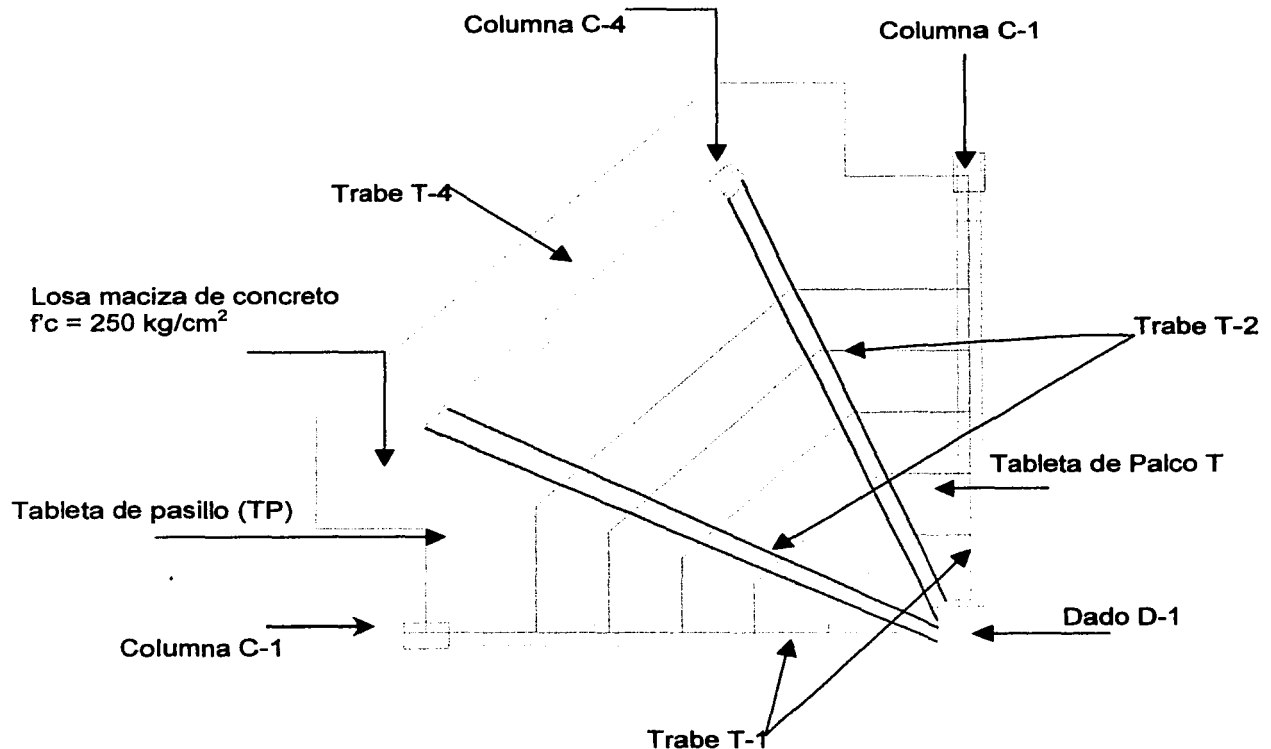


Figura 2.8.- Arreglo tabletas de palcos y pasillo en las esquinas del estadio.

En todas las gradas permanentes se trató de conservar la geometría rectangular para que todas las tabletas fueran uniformes, tratando de evitar así la creación de secciones irregulares.

Como es difícil visualizar el arreglo en planta, ya que en el dado convergen cuatro trabes, se presenta en la figura 2.9 un esquema en perspectiva para poder apreciar los marcos que se forman y que son utilizados para soportar las tabletas de esquina. Éste mismo arreglo es el que se encuentra en las otras tres esquinas restantes y por debajo de las mismas se encontraban los accesos a los baños.



La losa de concreto que forma parte de las tabletas de pasillo tiene una geometría irregular, ya que se necesitaba cerrar el área que quedaba entre los extremos de las gradas de pasillo norte y sur, con las gradas de pasillo oriente y poniente.

Como se puede observar en la figura 2.9, todas las traveses llegan al dado D-1, formando marcos para sostener las gradas tanto de palco como las de pasillo.

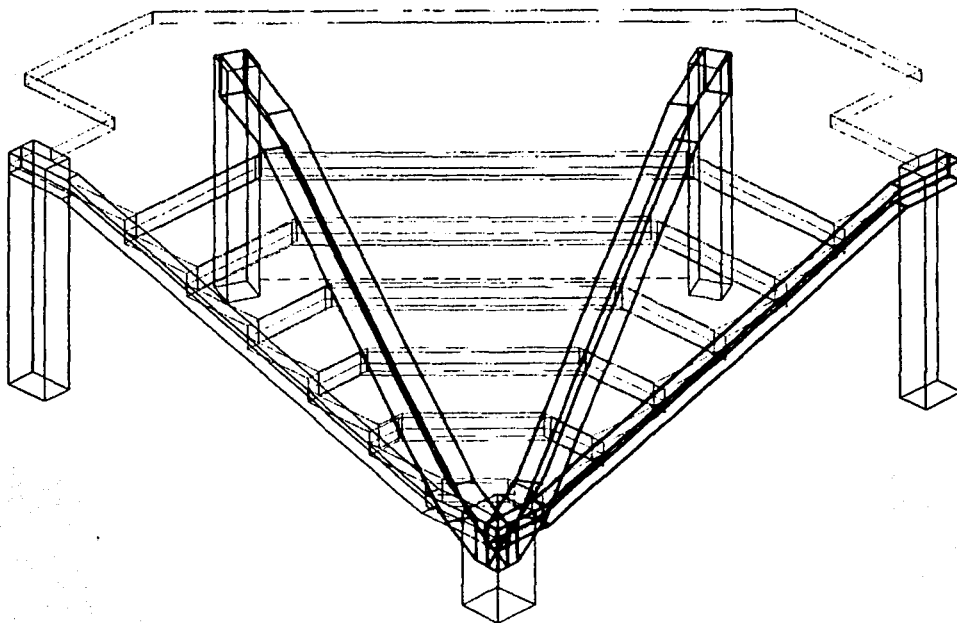


Figura 2.9 Arreglo de marcos de gradas de esquinas.



CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE CARGAS

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



3. ANÁLISIS DE CARGAS

3.1 INTRODUCCIÓN

El análisis de cargas fue hecho de acuerdo con las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de conformidad con lo que en éste se indica, la seguridad debe verificarse para el efecto combinado de todas aquellas acciones que tengan la probabilidad de ocurrir simultáneamente.

Se consideran tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima.

Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a ésta categoría son: la carga muerta, el empuje estático de tierras, de líquidos; las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo. Para su cálculo sólo se requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de los materiales.

Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo, debidas a la operación y uso de la construcción. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

En la gran mayoría de los casos, las acciones variables de diseño especificadas por los códigos (cargas vivas) están fijadas en bases subjetivas; se trata de proponer una condición de operación suficientemente desfavorable para que la probabilidad de que se presente una situación más grave sea pequeña y determinar una carga equivalente cuyos efectos sean similares a los de la acción real.

Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría las acciones sísmicas, los efectos del viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.



3.2 GRADAS PERMANENTES

Como se ha podido apreciar de la descripción del capítulo 2, una vez determinada la geometría de las gradas permanentes elaboradas de concreto, se procederá a calcular las cargas vivas, cargas muertas y cargas accidentales que estarán actuando sobre la estructura. Para la determinación de las cargas vivas se tomaron los valores sugeridos en el Reglamento de Construcciones del D.F.

3.2.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS

La determinación de las cargas vivas se desarrolló tomando en cuenta los valores que se presentan en la tabla de cargas vivas unitarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su artículo 199 inciso e. La carga viva instantánea con un valor de $W_a = 350 \text{ kg / m}^2$ y la carga viva máxima de $W_m = 450 \text{ kg / m}^2$.

3.2.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS MUERTAS

Para las cargas muertas se calcularon los valores a partir de la geometría que presentan las gradas de pasillo y palco.

Aquí se distinguen dos tipos de tabletas determinando así las que corresponden al peso propio de las tabletas prefabricadas de palcos y de las tabletas prefabricadas de pasillos

3.2.2.1 TABLETAS DE PALCO

$$W_{\text{losa}} = 0.2 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{trabe}} = \frac{0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{1.18 \text{ m}} = 81.35 \text{ kg/m}^2$$

3.2.2.2 TABLETAS DE PASILLO

$$W_{\text{losa}} = 0.2 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{trabe}} = \frac{0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{1.90 \text{ m}} = 50.52 \text{ kg/m}^2$$



3.2.2.3 TABLETAS DE ESQUINA

Para la obtención de las cargas puntuales sobre los marcos de esquina fue necesario dividir las tabletas en áreas como muestra la figura 3.1, obteniendo así las áreas tributarias que se listan en la tabla 3.1.

Tableta número	Área (m ²)
1	0.18
2	2.12
3	4.40
4	3.56
5	2.73
6	1.90
7	1.07
8	0.21
9	3.08

Tableta número	Área (m ²)
9	3.08
10	4.22
11	3.40
12	2.57
13	1.74
14	0.91
15	0.14
16	6.43
17	4.40

Tabla 3.1. Áreas de las tabletas de esquina

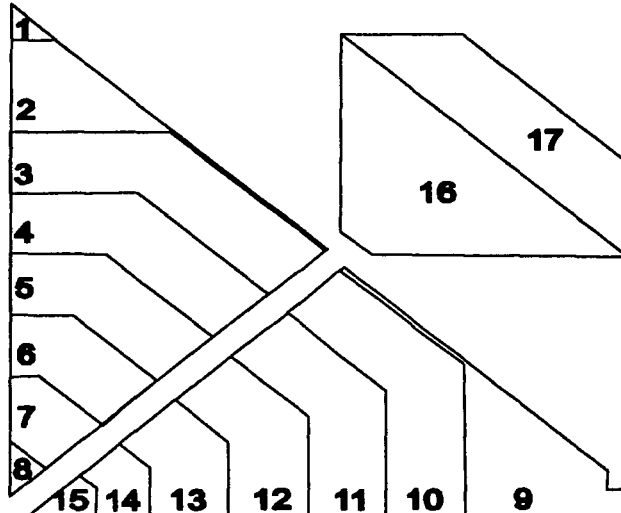


Figura 3.1. - Áreas de las tabletas de esquinas



La determinación de las cargas se obtuvo multiplicando el área correspondiente a la tableta, por la magnitud de la carga viva máxima más la carga muerta, y los resultados se listan en la tabla 3.12

Tableta	Carga en Toneladas
1	0.18
2	2.07
3	4.31
4	3.49
5	2.67
6	1.86
7	1.04
8	0.20
9	3.11

Tableta	Carga en Toneladas
9	3.11
10	4.13
11	3.33
12	2.51
13	1.70
14	1.89
15	0.14
16	6.30
17	4.31

Tabla 3.12 Cargas puntuales en marco de esquina.

3.2.3 CARGAS DEBIDO AL EMPUJE DE LA ARENA CASO I

El sitio en donde se encuentran desplantados los marcos que soportan a las tabletas de palcos, estarán sujetos a un empuje de arena, teniendo un peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 y un ancho efectivo de 5.36 m . A continuación se muestra la determinación del empuje de la arena. La figura 3.2 muestra el diagrama de empuje de la arena:

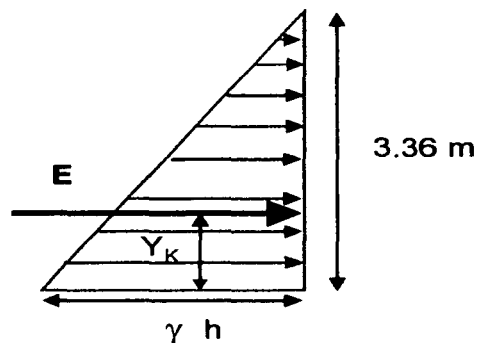


Figura 3.2. - Prisma de presiones estático debido a la arena



Para obtener la magnitud del empuje estático:

$$E = \frac{\gamma b h^2}{2} = \frac{5.36 \times 1.6 \times 3.36^2}{2} = 48.4 \text{ ton}$$

Empuje estático por metro lineal:

$$W = \frac{48.4}{5.36} = 9.032 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La posición del empuje estático resultante se encuentra a un tercio respecto del nivel de desplante de la columna C-2, ubicándose en $Y_K = 1.12 \text{ m}$, obsérvese figura 3.2.

3.2.4 CARGA DEBIDO AL EMPUJE DE LA ARENA CASO II

El tipo de carga accidental que fue tomada para el diseño de las gradas permanentes, fueron las debidas al sismo y no se tomaron en cuenta las cargas por viento, ya que a causa del nivel de desplante quedan cubiertas por la arena propia del lugar.

La aceleración del suelo fue tomada del manual de diseño sísmico de la CFE para una zona D y tipo de suelo II, se determinó una aceleración de 0.86 m/s^2 . La arena posee un peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 y estará actuando a lo largo de 5.36 m , la figura 3.3 representa el empuje provocado por la arena, X y Y sus coordenadas del centro geométrico y E representa la magnitud del empuje.

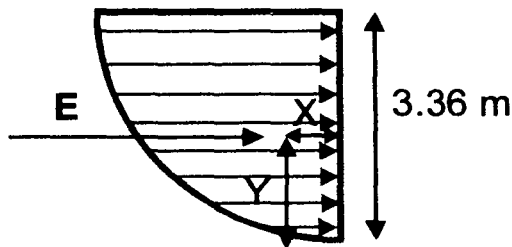


Figura 3.3. - Presión debido al empuje de la arena



Área del círculo que representa el empuje

$$A = \frac{\pi R^2}{4} = \frac{\pi \times 3.36^2}{4} = 8.86 \text{ m}^2$$

La magnitud del empuje resultante se obtendrá de la multiplicación del área del círculo por el peso volumétrico del material:

$$\text{Empuje} = 8.86 \text{ m}^2 \times 1.6 \text{ ton/m}^3 \times 0.86 = 12.2 \text{ ton/m}$$

La fuerza concentrada en la columna C-1 se obtiene multiplicando el empuje lineal por la longitud en la que actúa:

$$F = 12.2 \text{ ton/m} \times 5.36 \text{ m} = 65.4 \text{ toneladas}$$

Se aplica el factor de ductilidad al empuje $Q = 3$ quedando la fuerza reducida igual a

$$F_{\text{SISMO}} = \frac{65.4}{3} = 21.76 \text{ ton}$$

La posición del empuje estará localizado a

$$X = \frac{4R}{3\pi} = \frac{4 \times 3.36}{3\pi} = 1.43$$

$$Y = \frac{4R}{3\pi} = \frac{4 \times 3.36}{3\pi} = 1.43$$



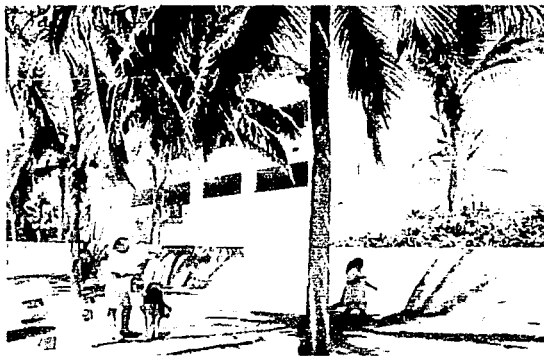
3.3 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS EN EL EDIFICIO DE INVITADOS ESPECIALES

3.3.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO DE INVITADOS ESPECIALES

El edificio de invitados especiales, fotografías 23 y 24, se encuentra ubicado en el ala sur del estadio. Comprende tres niveles, el primer nivel se encuentra ocupado por las oficinas, almacenes, bodegas, y salones. En el segundo nivel se encuentran los palcos de invitados especiales y el tercer nivel se encuentra ocupado por la zona de medios informativos.



Fotografía 23. - Vista posterior del edificio



Fotografía 24. - Vista frontal del edificio

En el corte que muestra la figura 3.3 puede observarse los tres niveles que comprende este edificio así como los elementos estructurales que lo componen. La distribución de los espacios obedeció a que éstas áreas deberían de dar cabida a las instalaciones de todos los medios informativos, cableado en general para sus aparatos y suficiente espacio para maniobrar libremente.

El edificio fue configurado en su interior con muros de tablaroca para poder ampliar o disminuir la configuración de los palcos, de acuerdo a las necesidades de los medios informativos.

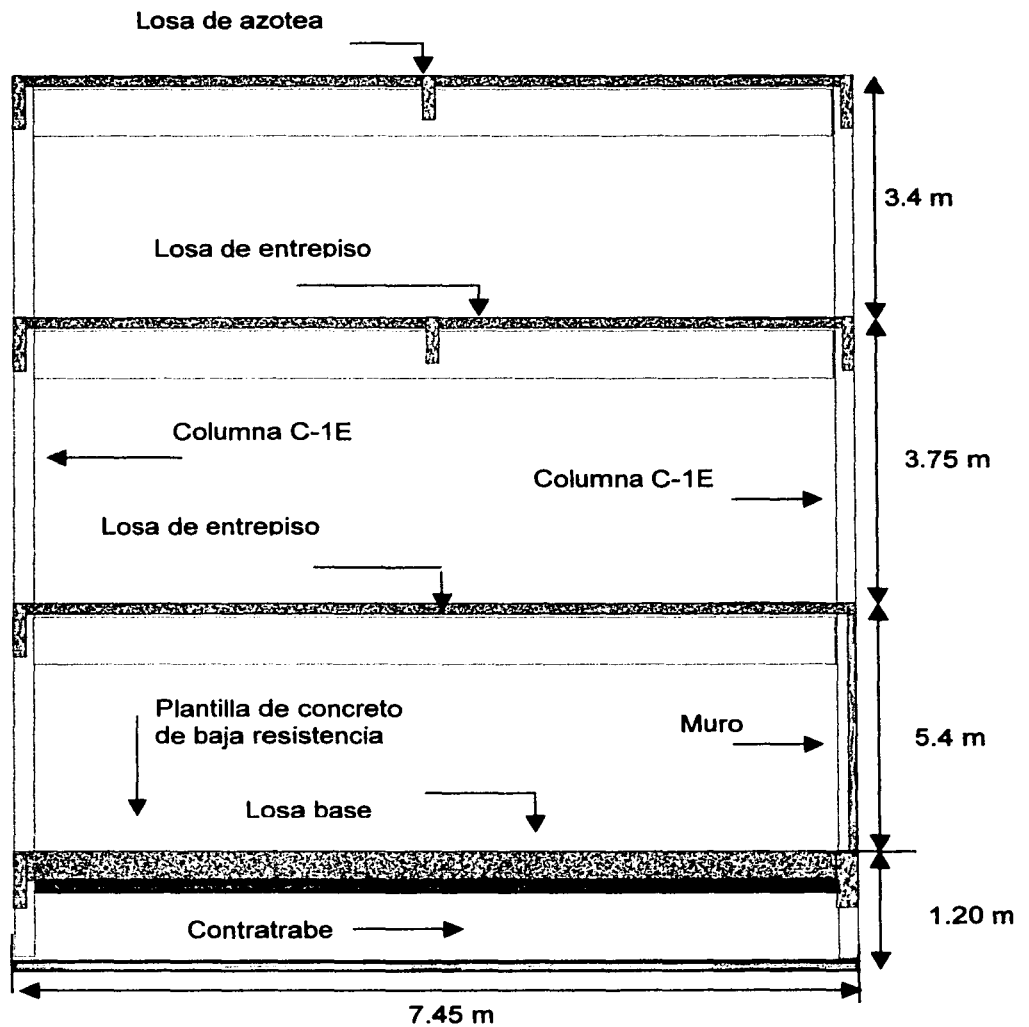


Figura 3.3. Corte transversal del edificio de invitados especiales



En la figura 3.4 se muestra el corte longitudinal del edificio de invitados especiales y se muestran algunos de los elementos estructurales que componen esta edificación.

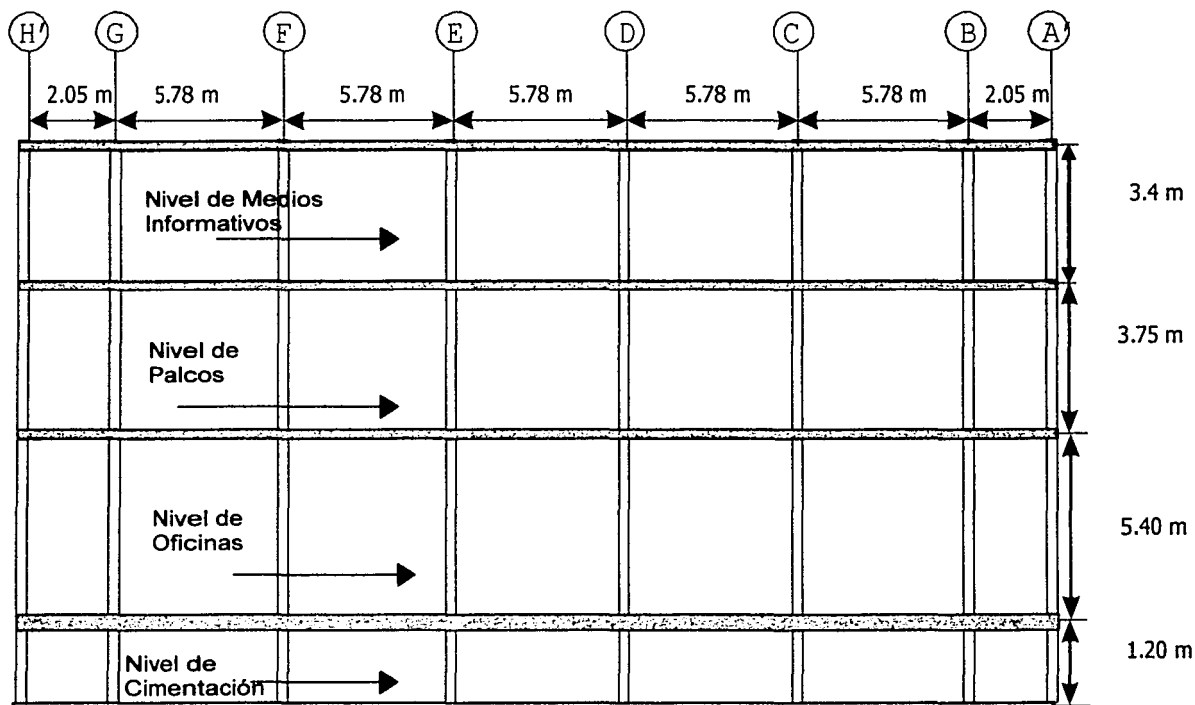


Figura 3.4. Corte longitudinal del edificio de invitados especiales

A continuación se listan los elementos estructurales que componen el edificio de invitados especiales, en la tabla 3.13 se muestran las columnas, la tabla 3.14 nos muestra las contratraveses y por último la tabla 3.15 se muestra las contratraveses.

Designación de Columna	Geometría	Número de Elementos
C - 1E	0.5 x 0.7 m	20
C - 2E	0.5 x 0.7 m	20

Tabla 3.13. Columnas existentes en el edificio de invitados especiales



Designación de Trabe	Geometría	Número de Elementos
T - 1	0.3 x 0.55 m	24
T - 2	0.7 x 0.35 m	16
T - 3	0.2 x 0.40 m	10

Tabla 3.14. Trabes existentes en el edificio de invitados especiales

Designación de Contratrabe	Geometría	Número de Elementos
CT - 3	1.2 x 0.4 m	8
CT - 4	0.8 x 0.3 m	18

Tabla 3.15. Contratraves existentes en el edificio de invitados especiales

3.3.2 DETERMINACIÓN DE CARGAS VIVAS

La determinación de las cargas vivas se desarrolló tomando en cuenta los valores que se presentan en la tabla de cargas vivas unitarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal:

Los valores de la carga viva instantánea para oficinas fueron tomados del artículo 199 inciso b:

Carga Viva	Valor
Máxima	250 kg / m ²
Instantánea	180 kg / m ²

Los valores de la carga viva instantánea para palcos se tomaron del artículo 199 inciso e:

Carga Viva	Valor
Máxima	450 kg / m ²
Instantánea	350 kg / m ²



3.3.3 DETERMINACIÓN DE CARGAS MUERTAS

La determinación de las cargas muertas corresponden a obtener la magnitud del peso de los materiales por metro cuadrado, propio de la construcción. Para la cuantificación sólo es necesario conocer los volúmenes de los componentes de la construcción y multiplicar por los pesos volumétricos de los materiales.

3.3.3.1 LOSA DE ENTREPISO PARA OFICINAS, MEDIOS INFORMATIVOS Y PALCOS

En la figura 3.5 se muestran los materiales que componen la losa de entrepiso para áreas de palco, medios informativos y oficinas, en la tabla 3.16 y 3.17 se muestran los pesos por metro cuadrado de los materiales que las integran.

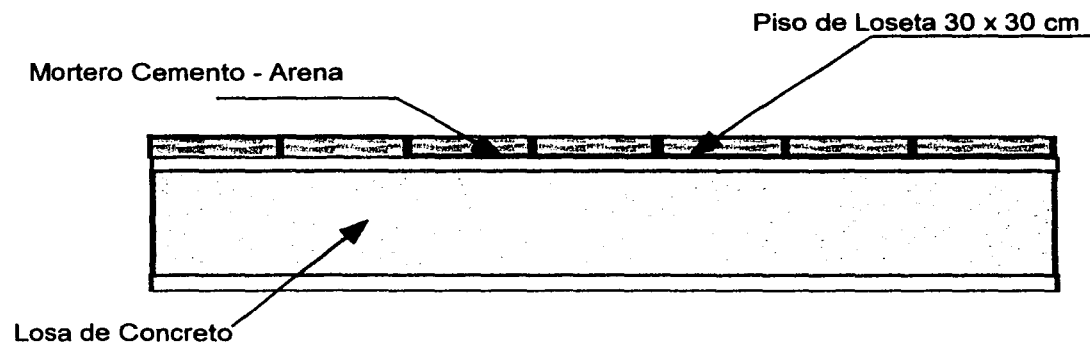


Figura 3.5.- Losa de entrepiso para áreas de oficinas, medios informativos y palcos

Oficinas	kg / m ²
Piso de loseta vinílica	30
Mortero cemento – arena	30
Losa de concreto de 30 cm	720
Artículo 197 R.C.D.F.	40
Total	820

Tabla 3.16. Cargas unitarias de los materiales utilizados en la losa para oficinas

Medios Informativos y Palcos	kg / m ²
Piso de loseta vinílica	30
Mortero cemento – arena	30
Losa de concreto de 20 cm	480
Artículo 197 R.C.D.F.	40
Plafón de yeso	30
Total	610

Tabla 3.17. Cargas unitarias de los materiales utilizados en losa de medios informativos y palcos

3.3.3.2 LOSA DE AZOTEA

En ésta losa se tuvo cuidado de tener un acabado fino ya que en ésta área los medios informativos estarían montando y desmontando todos los cables para la transmisión vía satélite, figura 3.6 y el peso de los materiales por metro cuadrado se muestran en la tabla 3.18.

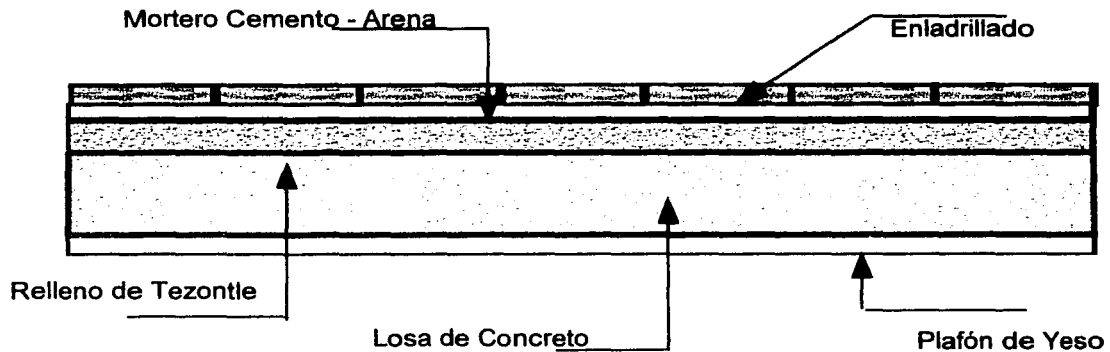


Figura 3.6.- Corte transversal de la losa de azotea

Material	kg / m ²
Enladrillado con impermeabilizante	30
Mortero cemento – arena	15
Relleno de tezontle	110
Losa de concreto de 20 cm	480
Plafón de yeso	30
Artículo 197 R.C.D.F.	40
Total	705

Tabla 3.18. Cargas unitarias de los materiales utilizados en la losa de azotea



3.3.3.3 CUBIERTA FALSA DE TEJA

La cubierta falsa de teja, figura 3.7 se colocó en el edificio de invitados especiales con la finalidad de proveer una protección de los rayos del sol, de la lluvia a los ocupantes de los palcos y de los medios informativos y el peso de los materiales por metro cuadrado se muestran en la tabla 3.19.

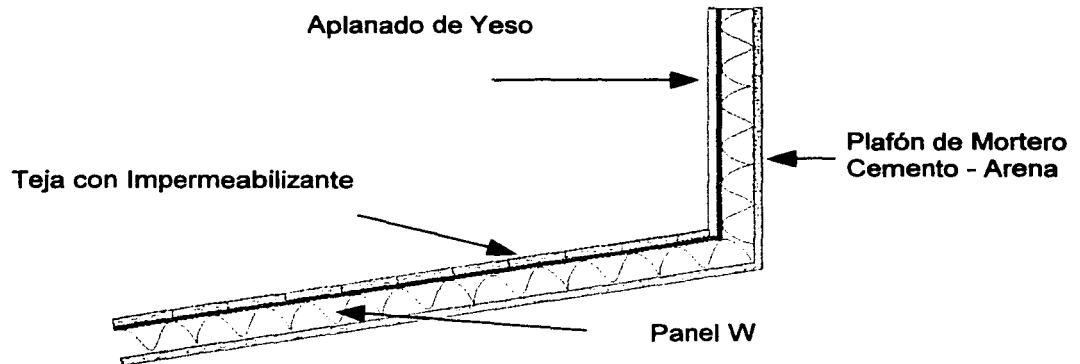


Figura 3.7.- Materiales utilizados en la teja de azotea

Material	kg / m ²
Teja con impermeabilizante	30
Mortero cemento – arena	15
Panel W	10
Estructura metálica	20
Total	75

Tabla 3.19. Cargas unitarias de los materiales utilizados en la teja de azotea



3.3.3.4 PRETIL

El muro de pretil, figura 3.8, es el que se encuentra en el nivel de azotea y sostiene a la teja que da protección al edificio de invitados especiales del sol y de la lluvia, en la tabla 3.20 se muestra el peso de los materiales por metro cuadrado.

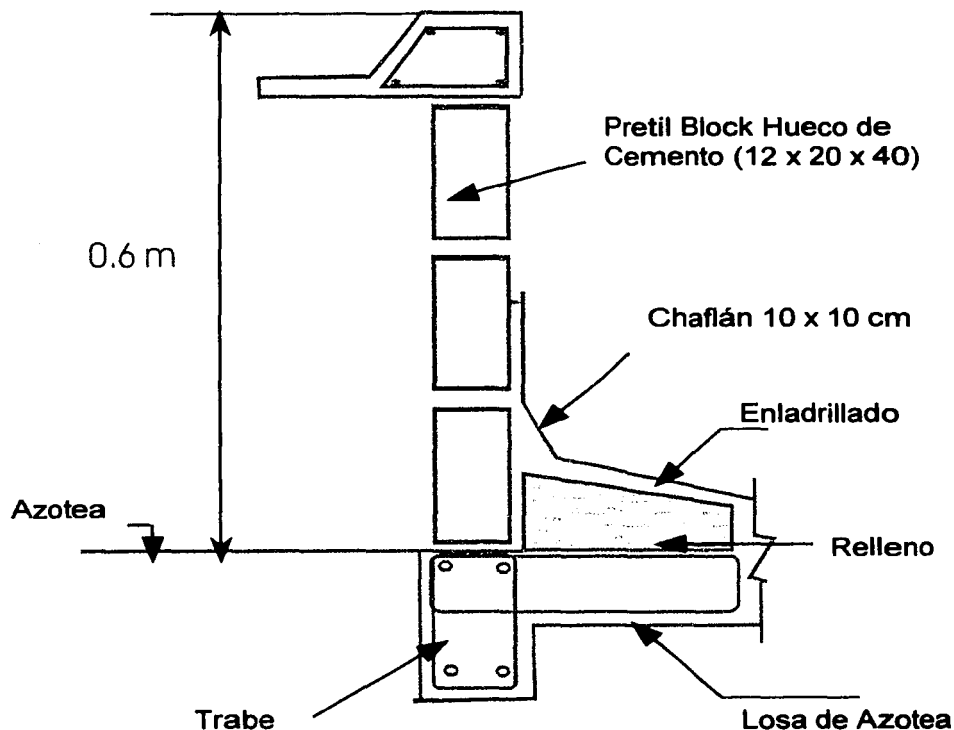


Figura 3.8.- Materiales utilizados en el pretil.

Material	kg / m ²
Castillo de concreto armado	35
Faldón de concreto armado	35
Aplanado de mortero ambas caras	20
Bloque hueco de concreto intermedio	105
Total	195

Tabla 3.20. Cargas unitarias de los materiales utilizados en el pretil



3.3.4 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO

El tipo de carga accidental que fue tomada para el diseño del estadio, fueron las debidas al sismo y no se tomaron en cuenta las cargas por viento ya que el nivel de desplante de la estructura evita que las gradas estén expuestas a este fenómeno.

El estadio fue considerado como estructura del grupo B de acuerdo a la clasificación del artículo 174 del Reglamento de Construcciones del D.F. Con la ayuda del manual sísmico de la C.F.E., tabla 3.22, se determinaron todas las características usadas para el análisis sísmico estático del edificio de invitados especiales.

Zona Sísmica	Tipo de Suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.2	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.3	0.3	1.5	2/3
	III	0.1	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0	1.9	1
D	I	0.5	0.5	0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0	1.7	1

Tabla 3.22. Valores del espectro de diseño sísmico para la República Mexicana

De acuerdo a la clasificación del Manual de Diseño Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad el estadio de tenis se encuentra en la zona D y tipo de suelo II el coeficiente sísmico se determino como:

$$C_s = (0.86 \times 1.5) = 1.29$$

Y el factor de comportamiento sísmico $Q = 2$.



CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 INTRODUCCIÓN

La aplicación de cargas a una estructura produce fuerzas y deformaciones en ésta. A la determinación de estas fuerzas y deformaciones se llama análisis estructural.

El diseño estructural, que es un proceso creativo mediante el cual se determina las características de una estructura, incluye el arreglo y dimensionamiento de los elementos estructurales, de tal manera que resistan satisfactoriamente las cargas impuestas sobre estas, sin colapso o mal comportamiento.

El diseño estructural implica:

- ⇒ Estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles.
- ⇒ Estructuración: Se determina el arreglo general de los elementos así como sus características más esenciales.
- ⇒ Condiciones de carga impuestas a la estructura: Identificar y cuantificar los agentes que introducen esfuerzos a la estructura.
- ⇒ Análisis de las soluciones posibles: Idealizar la estructura por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles.
- ⇒ Selección de una opción que satisfaga con las condiciones de absorber los efectos de las acciones exteriores, que cumpla con los requisitos de deformaciones, de ser una solución funcional y económica.
- ⇒ Dimensionamiento: Se define a detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados, además de elaborar planos y especificaciones de construcción de la estructura.
- ⇒ Transferencia de los resultados del diseño: Elaboración de planos que incluyan las características de la estructura, detalles menores, especificación de los materiales, y procedimiento así como la elaboración de una memoria de cálculo.

Como parte del análisis estructural se tomó la decisión de realizar el estadio, así como la zona de graderías permanentes en concreto armado, ya que éste material implica un menor mantenimiento en comparación con el acero, frente a las agresiones del medio



ambiente presentes en Acapulco, Guerrero. Para éste tipo de material el índice de resistencia más significativo es su resistencia a la compresión; a continuación se citan las características de este concreto.

El concreto utilizado para la construcción del edificio de invitados especiales tendrá un valor a la compresión de $f_c = 250 \text{ kg / cm}^2$ y revenimiento $\pm 14 \text{ cm}$ y tamaño máximo de agregado de 2 cm . Con respecto al acero utilizado en elementos como columnas, traveses y contratrabes el acero utilizado fue de grado duro con un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$.

Propiedades del Concreto

El concreto utilizado en todos los elementos estructurales que componen a éste edificio cuenta con un peso volumétrico de 2.4 ton / m^3 , siendo así de clase 1. Los índices de resistencia no sirven sólo para caracterizar las propiedades de los materiales, sino para controlar la calidad durante su fabricación. En ésta obra el control de calidad del concreto se obtuvo por medio del ensayo de cilindros tomados del lugar del colado de la pieza.

Módulo de Elasticidad (E)

El módulo de elasticidad del concreto clase 1, con un esfuerzo de compresión 250.24 kg/cm^2 , se supondrá igual a

$$E = 14,000 \sqrt{250.24} = 221,266.02 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de Elasticidad al Esfuerzo Cortante (G)

Para éste análisis el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante se tomó de la fracción del módulo de elasticidad que se usa en compresión se obtiene un valor de: $G = 90,764.76 \text{ kg / m}^3$.

$$G = \frac{221,466.02}{2(1+0.22)} = 90,764.76 \text{ kg/cm}^3$$

Relación de Poisson (μ)

La relación de Poisson para el concreto tipo 1 se le asigno el valor de 0.22



4.2 ANÁLISIS DE TABLETAS

Para comenzar el análisis estructural del estadio, se comenzó por realizar el análisis de las tabletas. Como puede observarse en el capítulo 2, existen dos tipos de tabletas, las tabletas de pasillo que conectan las diferentes áreas de gradas con el exterior del estadio y las tabletas de palco que proporcionan a los espectadores un lugar para apreciar los partidos de tenis.

4.2.1 ANÁLISIS DE TABLETA DE PASILLO

Las gradas permanentes se modelaron como una viga simplemente apoyada (figura 4.1), utilizando las cargas vivas y cargas muertas descritas en el capítulo 3 sección 3.1.1. Utilizando como herramienta de análisis STAAD III V.21 se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la tabla 4.1:

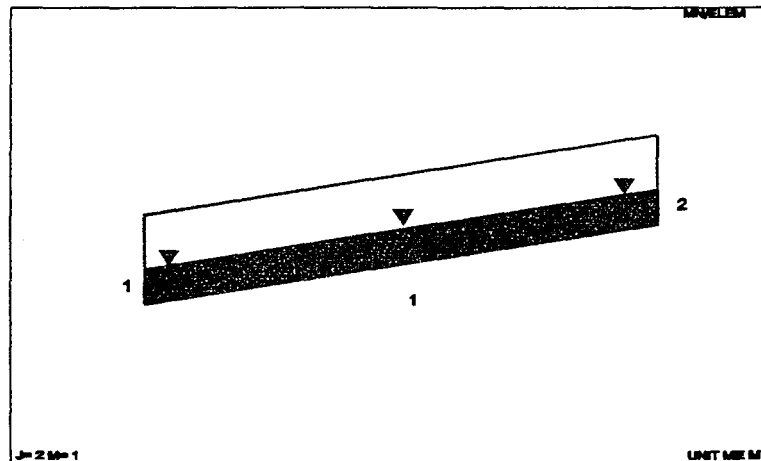


Figura 4.1 Modelo en STAAD III de la tableta de pasillo.

En la primera columna se muestra el número del nudo, en la segunda columna la identificación de la carga actuante, de la tercera a la cuarta se tienen las fuerzas cortantes en toneladas y de la quinta a la sexta columna se muestran los momentos flexionantes en toneladas metro, esta configuración de los resultados se mantendrá a lo largo de este capítulo.



Las reacciones en los apoyos tienen unidades en toneladas y se muestran en la tabla 4.1:

NUDO	CARGA	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	1	0.00	5.36	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	0.00	5.36	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 4.1. - Elementos mecánicos obtenidos del programa STAAD-III.

4.2.2 ANÁLISIS DE TABLETA DE PALCO

Para el análisis de éste tipo de tableta se utilizó las cargas obtenidas en el capítulo anterior sección 3.1.2. En la figura 4.2 se muestra el modelo en el programa STAAD III V.21 así como la carga que se encuentra actuando sobre ésta tableta y las magnitudes de las reacciones, que se encuentran en toneladas, se muestran en la tabla 4.2.

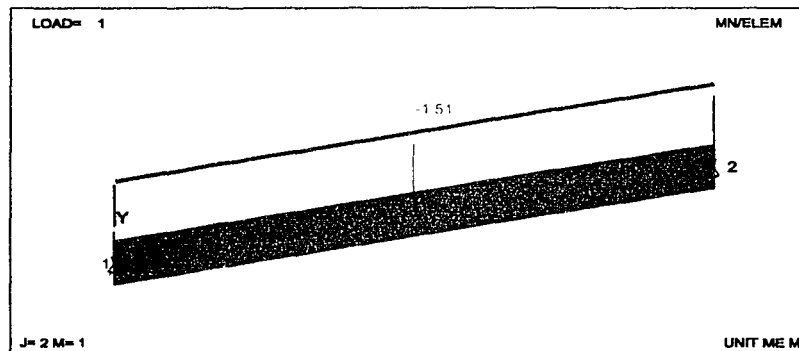


Figura 4.2. Modelo de la tableta de palco

Como se puede observar de los resultados la única fuerza actuante son los cortantes, fuerza que en el capítulo 5 servirá para determinar la resistencia de este elemento.

CARGA	NUDO	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	0.00	4.92	0.00	0.00	0.00	0.00
1	2	0.00	4.92	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 4.2. Elementos mecánicos de tableta de palco



Determinadas las fuerzas producidas por éstas tabletas se procederán a cargar los marcos como sigue; para la primera tableta que se encuentra sobre la columna C-1, la fuerza será dividida entre dos ya que ésta tableta se encuentra apoyada en ambos extremos, para los niveles sucesivos la fuerza será la suma de la mitad de la fuerza de la tableta del nivel inferior más la mitad de la fuerza de la tableta del nivel superior.

Para determinar la fuerza actuante en el último nivel en donde se encuentra la columna C-1, se utilizó la mitad de la fuerza producida por la tableta de pasillo más la mitad de la fuerza producida por la tableta de palco.

4.3 ANÁLISIS DE MARCO TIPO DE GRADAS PERMANENTES

4.3.1 ANÁLISIS DE MARCO TIPO DE GRADAS ESTE, OESTE Y NORTE CASO I

De acuerdo a la estructuración que se determinó en el capítulo 2, se procedió a modelar el marco en el programa STAAD. Para éstos marcos se analizaron dos condiciones; el primer caso se analiza el caso estático, figura 4.3, donde el número de barra se muestra en color naranja, el número de nudo en color morado, las cargas actuantes en color negro y los valores de las cargas en color azul.

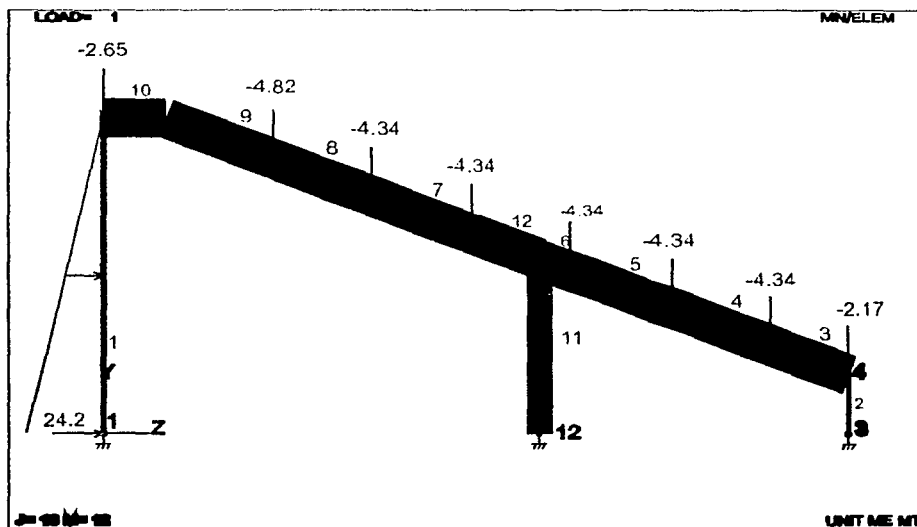


Figura 4.3. Modelo en STAAD del marco general para las gradas norte, este y oeste caso estático.



Cómo se puede observar, las cargas actuantes en éste marco fueron las cargas debido a las tabletas de palco y de pasillo, así como el empuje que se ejerce en la columna C-1 debido a la arena.

Los elementos mecánicos que se obtuvieron a partir de la herramienta de análisis para éste tipo de marcos se muestran en la tabla 4.3, elementos mecánicos pertenecientes al marco tipo para gradas norte, este y oeste caso estático, carga muerta + carga viva y empuje estático sólo se listan los elementos mecánicos más críticos (los de mayor magnitud), las fuerzas se encuentran en toneladas, las longitudes en metros y los momentos en toneladas metro.

ELEMENTO	CARGA	NUDO	F.AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	13.27	0.00	-35.72	0.00	34.04	0.00
		2	-6.27	0.00	-4.94	0.00	-5.13	0.00
11	1	12	17.1	0.00	-0.93	0.00	0.65	0.00
		13	-16.7	0.00	0.93	0.00	1.10	0.00
12	1	13	8.31	7.69	0.00	0.00	0.00	5.76
		8	-8.30	-7.64	0.00	0.00	0.00	-0.08

Tabla 4.3. - Elementos mecánicos del marco general para los marcos de las gradas norte, este y oeste.

4.3.2 ANÁLISIS DE MARCO TIPO DE GRADAS ESTE, OESTE Y NORTE CASO II

En la segunda condición de análisis se contempla el sismo, en la figura 4.4 se muestran las fuerzas actuantes, en el marco general de gradas permanentes.

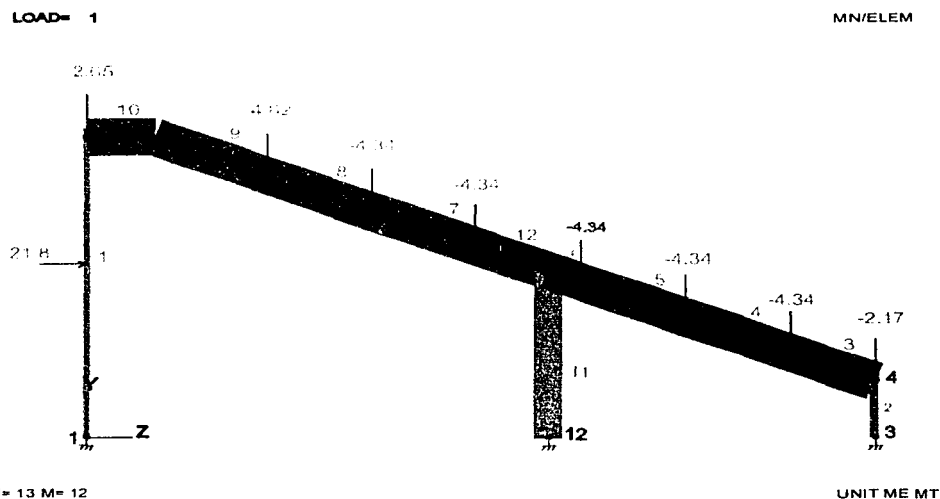


Figura 4.4. - Modelo en STAAD del marco general de las gradas norte, este y oeste, caso dinámico.



Los elementos mecánicos que se obtuvieron para el marco general de las gradas norte, este y oeste (caso dinámico) se muestran en la tabla 4.4, y sólo se listan los elementos mecánicos más críticos (los de mayor magnitud), las fuerzas se encuentran en toneladas, las longitudes en metros y los momentos en toneladas metro.

ELEMENTO	CARGA	NUDO	F.AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	20.33	0.00	-17.74	0.00	33.85	0.00
		2	-6.62	0.00	-4.06	0.00	-5.33	0.00
2	1	3	11.14	0.00	-3.17	0.00	-1.19	0.00
		4	-8.57	0.00	3.17	0.00	3.18	0.00
10	1	11	4.06	-3.93	0.00	0.00	0.00	2.85
		2	-4.06	3.97	0.00	0.00	0.00	-5.33
11	1	12	17.10	0.00	-0.89	0.00	0.54	0.00
		13	-16.68	0.00	0.89	0.00	1.12	0.00
12	1	13	7.37	7.69	0.00	0.00	0.00	5.75
		8	-7.35	-7.64	0.00	0.00	0.00	-0.07

Tabla 4.4. Elementos mecánicos del marco general para gradas norte, este y oeste

4.3.3 ANÁLISIS DE MARCO TIPO DE GRADA SUR

El análisis de estas tabletas sólo difiere en las fuerzas actuantes sobre el marco, ya que los marcos de la grada sur, figura 4.5, no están en contacto con la arena, por encontrarse el edificio de invitados especiales.

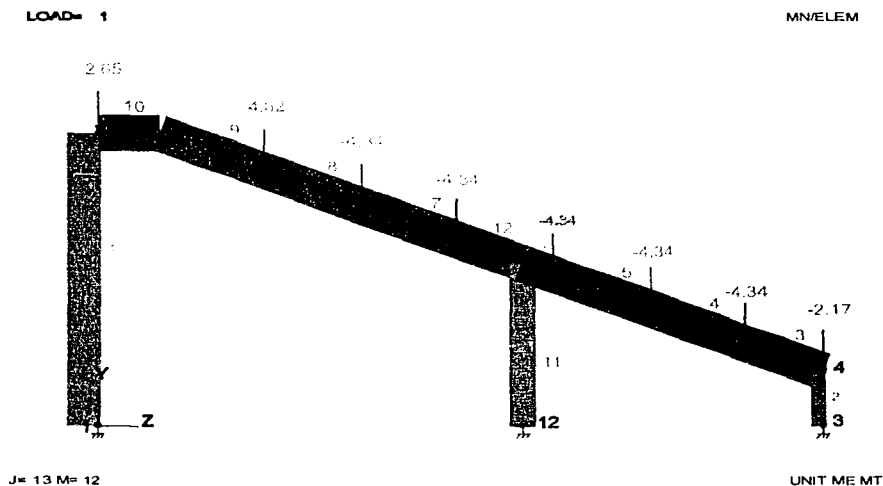


Figura 4.5. - Modelo en STAAD del marco de gradas sur caso estático.



Los elementos mecánicos que se obtuvieron se muestran en la tabla 4.5, las fuerzas se encuentran en toneladas y los momentos en toneladas metros.

ELEMENTO	CARGA	NUDO	F.AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	6.73	0.00	-1.71	0.00	-2.09	0.00
		2	-6.73	0.00	1.71	0.00	-3.64	0.00
2	1	3	6.95	0.00	-0.96	0.00	-1.33	0.00
		4	-6.95	0.00	0.96	0.00	1.94	0.00
6	1	7	-2.30	-7.97	0.00	0.00	0.00	2.68
		13	2.30	7.97	0.00	0.00	0.00	-5.35
11	1	12	22.00	0.00	-0.74	0.00	0.31	0.00
		13	-22.00	0.00	0.74	0.00	1.08	0.00

Tabla 4.5. Elementos mecánicos del marco sur

4.3.4 ANÁLISIS DE MARCO TIPO DE ESQUINA

Existen dos tipos de marcos para las gradas de esquinas, el marco tipo 1 se encuentra en las orillas del arreglo, mientras que el marco tipo 2 se encuentra en el interior del arreglo; ambas traveses se diferencian en las dimensiones de las columnas y su trabe.

4.3.4.1 ANÁLISIS DE MARCO DE ESQUINA T-1

Las cargas determinadas en el capítulo 3 sección 3.1.2.3, son las utilizadas en éste marco, para mayor claridad refiérase a la figura 2.8 del capítulo 2, página 39.

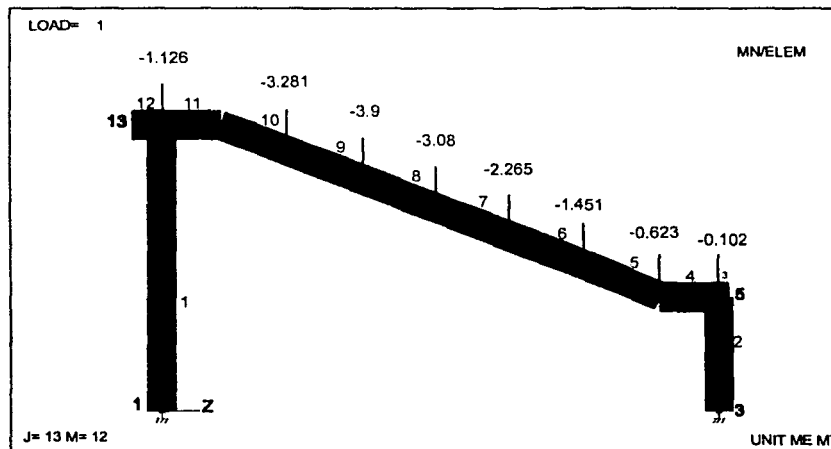


Figura 4.6 Marco de esquina tipo 1



Los elementos mecánicos que se obtuvieron se muestran en la tabla 4.6, las fuerzas se encuentran en toneladas y los momentos en toneladas metros.

ELEMENTO	CARGA	NUDO	F. AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	11.12	0.00	4.17	0.00	-5.88	0.00
		2	-8.87	0.00	-4.17	0.00	-10.37	0.00
2	1	3	11.37	0.00	-4.17	0.00	-6.79	0.00
		4	-10.02	0.00	4.17	0.00	13.29	0.00
6	1	7	-4.17	9.87	0.00	0.00	0.00	2.68
		13	4.17	-9.59	0.00	0.00	0.00	-5.35
11	1	12	-4.17	-7.31	0.00	0.00	0.00	4.47
		13	4.17	7.60	0.00	0.00	0.00	-10.40

Tabla 4.6. Elementos mecánicos del marco tipo T1

4.2.4.2 ANÁLISIS DE MARCO DE ESQUINA T-2

Las cargas determinadas en el capítulo 3 sección 3.1.2.3, son las utilizadas en éste marco, para comprender mejor el arreglo de marcos refiérase a la figura 2.8 del capítulo 2. Las magnitudes de las cargas fueron tomadas de la tabla 3.12 y se muestra en la figura 4.7 el marco tipo T-2 con sus respectivas cargas.

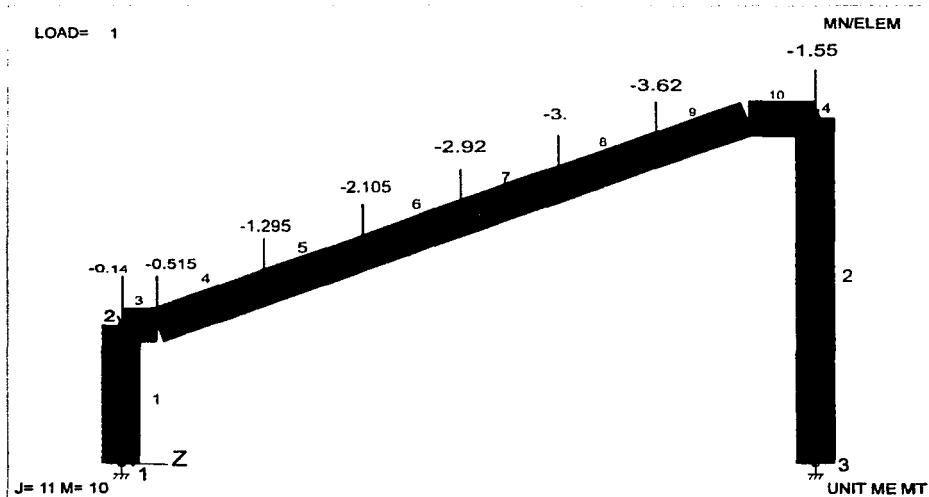


Figura 4.7 Marco de esquina tipo T-2



Los elementos mecánicos que se obtuvieron se muestran en la tabla 4.7, las fuerzas se encuentran en toneladas y los momentos en toneladas metro.

ELEMENTO	CARGA	NUDO	F.AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	1	1	12.41	0.00	3.58	0.00	12.11	0.00
		2	-11.87	0.00	-3.58	0.00	-14.37	0.00
2	1	3	10.72	0.00	-3.58	0.00	3.80	0.00
		4	-9.58	0.00	3.58	0.00	6.83	0.00
4	1	5	-7.30	8.87	0.00	0.00	0.00	2.68
		6	-6.94	-7.94	0.00	0.00	0.00	-5.35
5	1	6	-6.47	-6.74	0.00	0.00	0.00	0.39
		7	6.14	5.90	0.00	0.00	0.00	6.39

Tabla 4.7. - Elementos mecánicos del marco de esquina tipo T-2.

4.4 ANÁLISIS DEL EDIFICIO DE INVITADOS ESPECIALES

4.4.1 DETERMINACIÓN DEL PESO DEL EDIFICIO

Para la obtención del análisis estático es indispensable contar con el valor del peso del edificio. El peso del nivel uno representa la mitad del nivel de oficinas más la mitad del nivel de palcos; para el peso del nivel dos se consideró la mitad del nivel de palcos más la mitad del nivel de medios informativos y el tercer nivel se consideró la mitad del último nivel, para visualizar los niveles de la estructura y como fueron tomados para la determinación del peso véase figura 4.9.

En la tabla 4.9 se muestran el tipo de elemento, sus dimensiones geométricas, así como el número de elementos que se encuentran presentes en cada nivel que conforman los niveles.

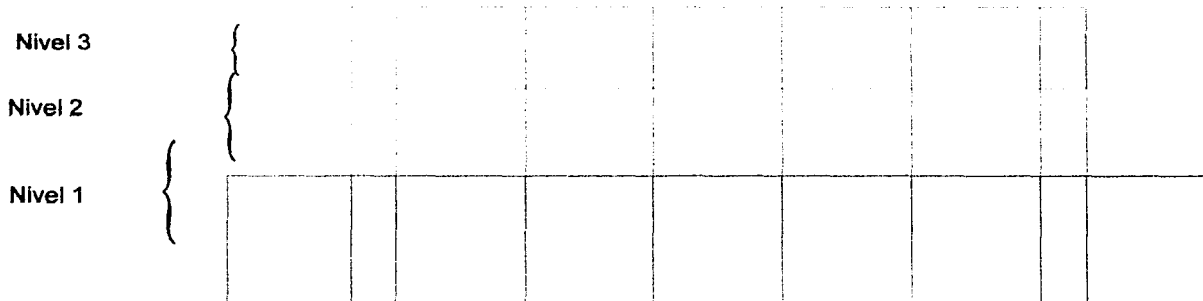


Figura 4.9. - Niveles del edificio de invitados especiales.



Tabla 4.9. - Características geométricas de los elementos y determinación de su peso

elemento	dimensiones	largo	número	volumen (m3)	γ (kg/m3)	Peso (kg)	Peso (Ton)
columnas	0.5 x 70	2.70	19.00	17.96	2,400	43,092.00	43.09
	0.3 x 0.3	2.70	3.00	0.73	2,400	1,749.60	1.75
					Σ	44,841.60	44.84

elemento	dimensiones	largo	número	volumen (m3)	γ (kg/m3)	Peso (kg)	Peso (Ton)
trabe	0.55 x 0.3	5.78	10.00	9.54	2,400	22,888.80	22.89
	0.55 x 0.3	5.45	3.00	2.70	2,400	6,474.60	6.47
	0.55 x 0.3	3.73	3.00	1.84	2,400	4,425.30	4.43
	0.55 x 0.3	6.79	1.00	1.12	2,400	2,690.03	2.69
	0.7 X 0.35	7.45	8.00	14.60	2,400	35,044.80	35.04
	0.55 x 0.3	0.96	1.00	0.16	2,400	378.58	0.38
					Σ	71,902.1	71.9

elemento	dimensiones	peralte	número	volumen (m3)	γ (kg/m3)	Peso (kg)	Peso (Ton)
muro	578 x 2.7	0.30	10.00	46.82	2,400	112,363.20	112.36
	5.45 x 2.7	0.30	3.00	13.24	2,400	31,784.40	31.78
	3.725 x 2.7	0.30	3.00	9.05	2,400	21,724.20	21.72
	2.05 x 2.7	0.30	4.00	6.64	2,400	15,940.80	15.94
	0.956 x 2.7	0.30	1.00	0.77	2,400	1,858.46	1.86
					Σ	183,671.06	183.67

elemento	dimensiones	espesor	número	volumen (m3)	γ (kg/m3)	Peso (kg)	Peso (Ton)
losa	5.45 x 7.45	0.30	1.00	12.18	2,400	29,233.80	29.23
	5.78 x 7.45	0.30	5.00	64.59	2,400	155,019.60	155.02
	2.05 x 7.45	0.30	2.00	9.16	2,400	21,992.40	21.99
	5.45 x 3.725 - 4.9 x 3.725	0.30	1.00	9.67	2,400	23,199.30	23.20
					Σ	229,445.10	229.45

elemento	dimensiones	largo	número	volumen (m3)	γ (kg/m3)	Peso (kg)	Peso (Ton)
trabes	0.3 x 0.3	5.45	2.00	0.98	2,400	2,354.40	2.35
	0.3 x 0.3	7.45	1.00	0.67	2,400	1,609.20	1.61
					Σ	3,963.60	3.96

elemento	dimensiones	largo	número	volumen (m3)	γ (kg/m3)	Peso (kg)	Peso (Ton)
columnas	0.5 x 0.70	1.88	16.00	10.50	2,400	25,200.00	25.20
Peso Total del Nivel 1						555.060	



elemento	dimensiones	largo	número	volumen (m3)	γ (kg/m3)	Peso (kg)	Peso (Ton)	
columnas	0.5 x 0.70	1.88	16.00	10.50	2,400	25,200.00	25.20	
losa	5.78 x 7.45	0.20	5.00	43.06	2,400	103,346.40	103.35	
	2.05 x 7.45	0.20	1.00	3.05	2,400	7,330.80	7.33	
					Σ	110,677.20	110.68	
columnas	0.5 x 0.70	1.70	16.00	9.52	2,400	22,848.00	22.85	
trabe	0.55 x 0.3	5.78	10.00	9.54	2,400	22,888.80	22.89	
	0.7 X 0.35	7.45	8.00	14.60	2,400	35,044.80	35.04	
	0.55 x 0.3	2.05	4.00	1.35	2,400	3,247.20	3.25	
					Σ	61,180.8	61.20	
Peso Total del Nivel 2								219.9
columnas	0.5 x 0.70	1.70	16.00	9.52	2,400	22,848.00	22.85	
losa	5.78 x 7.45	0.20	5.00	43.06	2,400	103,346.40	103.35	
	2.05 x 7.45	0.20	1.00	3.05	2,400	7,333.85	7.33	
					Σ	110,680.25	110.68	
trabe	0.55 x 0.3	5.78	10.00	9.54	2,400	22,888.80	22.89	
	0.55 x 0.3	2.05	4.00	1.35	2,400	3,247.20	3.25	
	0.7 X 0.35	7.45	8.00	14.60	2,400	35,044.80	35.04	
					Σ	61,180.8	61.20	
Peso Total del Nivel 3								194.70
Peso Total del edificio								969.7

Tabla 4.9. - Características geométricas de los elementos y obtención de su peso



4.4.2 DETERMINACIÓN DEL CENTRO GEOMÉTRICO

El centro geométrico de masas, se obtuvo calculando los centroides de las cargas de cada entrespiso haciendo uso de los resultados obtenidos del peso del edificio, ver tabla 4.9.

En la tabla 4.10 se presentan los resultados del cálculo del centro geométrico de cada nivel, en la columna 1 se identifican los niveles del edificio, en la columna 2 se encuentran el valor total de los productos de los pesos de cada elemento por su distancia al origen en la dirección X, en la columna tres se encuentra el resultado de sumar todos los pesos de los elementos de ese nivel, en la columna cuatro se encuentra el resultado de $\Sigma(P_i X_i) / \Sigma P_i$, la columna cinco se tiene el valor total de los productos de los pesos de cada elemento por su distancia al origen en la dirección Y, y por último en la columna seis el resultado de $\Sigma(P_i Y_i) / \Sigma P_i$

Nivel	$\Sigma (P_i X_i)$	ΣP_i	X_m	$\Sigma (P_i Y_i)$	Y_m
1	11,882.23	571.11	20.80	2,034.53	3.50
2	3,859.65	225.50	17.12	838.53	3.72
3	3,597.56	211.71	16.99	775.88	3.66

Tabla 4.10. - Coordenadas del centro geométrico en cada nivel.

En las figuras 4.10 a la 4.12 se muestra la ubicación del centro geométrico en cada una de las plantas:

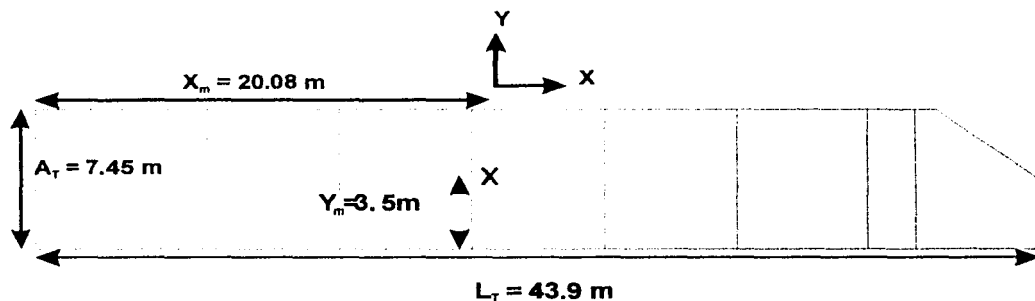


Figura 4.10. - Vista en planta del nivel 1, mostrando el centro geométrico.

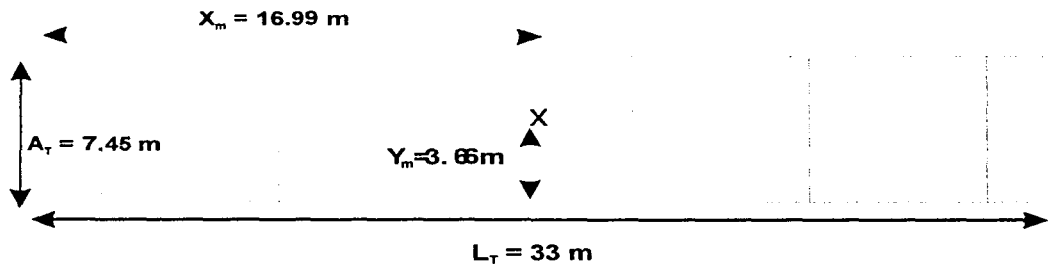


Figura 4.11. - Vista en planta del nivel 2, mostrando el centro geométrico.

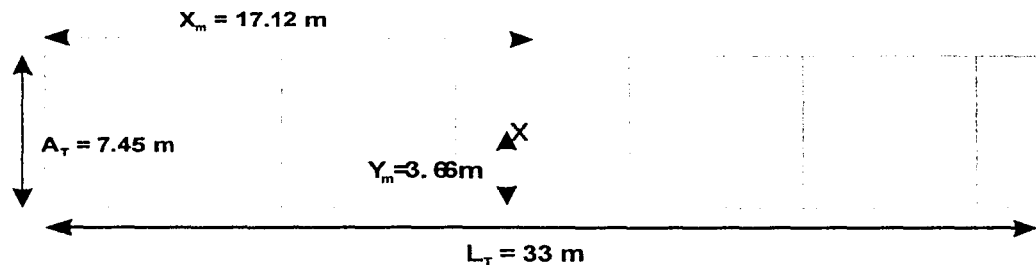


Figura 4.12. - Vista en planta del nivel 3, mostrando el centro geométrico.

4.4.3 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

El análisis sísmico estático se basa en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de la fuerza de inercia que se induce, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura. La determinación de las fuerzas sísmicas de los pisos del edificio de invitados especiales, se muestran en la tabla 4.11.

En la columna 1 y 2, se muestran el nivel y el número de la losa de entrepiso, en la columna 4 se muestra el peso del entrepiso, en la columna 5 se realizó el producto de la altura del piso por el peso del entrepiso, la columna 6 se muestra la fuerza calculada con la ecuación 4.1

$$F = \frac{(W_i h_i) C \sum W}{\sum W_i h_i} \quad \dots(4.1)$$



Donde

- F_i = fuerza horizontal aplicada en el centro de masas del nivel i
- W_i = peso del nivel i
- ΣW = peso total de la estructura
- h_i = altura del nivel i
- Q = factor de comportamiento sísmico
- C = coeficiente sísmico

El cortante obtenido en la columna 7 es la suma de la fuerza cortante en cada entrepiso determinada como la suma de las fuerzas laterales aplicadas arriba del entrepiso en cuestión.

1	2	3	4	5	6	7
Nivel	Entrepiso	h_i (m)	W_i (ton)	$W_i h_i$ (ton/m)	F_i (ton)	V (ton)
3		12.55	194.7	2,443.6	205.1	
	3					205.1
2		9.15	219.9	2,012.1	168.9	
	2					373.9
1		5.4	555.1	2,997.3	251.5	
	1					625.4
			969.7	7,453.1	625.4	

Tabla 4.11. Resultados del análisis estático.

4.4.4 DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE TORSIÓN

El centro de torsión tiene por equilibrio estático las coordenadas mostradas en las ecuaciones 4.2 y 4.3:

$$X_T = \frac{\sum K_{iy} X_i}{\sum R_{iy}} \dots (4.2)$$

$$Y_T = \frac{\sum K_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}} \dots (4.3)$$

Los términos K_{iy} y K_{ix} son las rigideces de cada entrepiso en dirección Y y X respectivamente, y las distancias a cada eje se representan con X_i y Y_i . Para éste proyecto las rigideces de entrepiso fueron calculadas suponiendo unas fuerzas a cada nivel, calculando con el programa STAAD el desplazamiento lateral relativo entre los niveles. El cálculo de las rigideces se obtiene de aplicar la formula 4.4 para cada uno de los marcos del edificio:

$$F = k d \dots (4.4)$$

donde:

d = desplazamiento de entrepiso

f = fuerza lateral

k = rigidez



Los resultados para la obtención de las rigideces de entrepiso, de cada uno de los marcos en las direcciones X y Y se resumen en las tablas 4.12 a 4.18, en la figura 4.13 se pueden ver la designación de los ejes:

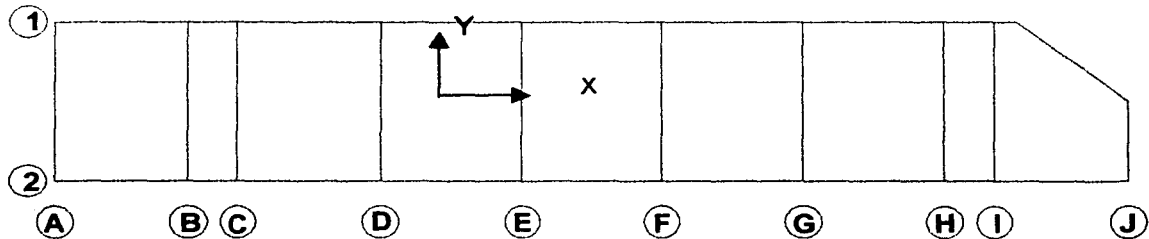


Figura 4.13 Configuración de ejes del edificio de invitados especiales

Marco 1

Nivel	Fuerza (ton)	Δ (cm)	K (ton / cm)
3	199.62	1.16	344.52
2	178.28	0.58	339.76
1	277.17	0.06	4,285.25

Tabla 4.12 Rigideces en dirección X.

Marco 2

Nivel	Fuerza (ton)	Δ (cm)	K (ton / cm)
3	199.63	1.73	114.97
2	178.29	2.35	75.99
1	277.17	0.05	5,218.68

Tabla 4.13 Rigideces en dirección X.

Marco A

Nivel	Fuerza (ton)	Δ (cm)	K (ton / cm)
1	277.17	0.14	1,936.13

Tabla 4.14 Rigideces en dirección Y.

MARCO B, C, D, E, F, G, H, I

Nivel	Fuerza (ton)	Δ (cm)	K (ton / cm)
3	199.63	9.60	20.79
2	178.29	17.75	10.05
1	277.17	27.02	10.26

Tabla 4.15 Rigideces en dirección Y.



MARCO J

Nivel	Fuerza (ton)	Δ (cm)	K (ton / cm)
1	277.17	0.41	682.01

Tabla 4.16. Rigideces en dirección Y.

MARCO K

Para este marco se determinaron las rigideces en dirección del eje para ser proyectado posteriormente sobre las direcciones X y Y.

Eje	Fuerza (ton)	Δ (cm)	K (ton / cm)
X	277.17	38.66	5.52
Y	277.17	38.66	4.58

Tabla 4.17. Rigideces en direcciones X y Y respectivamente.

4.4.4.1 ENTREPISO 1

SENTIDO Y

En la columna 1, de la tabla 4.18 se encuentra el eje que se está analizando. La columna 2, se aprecia las rigideces; y el subíndice "X" o "Y" para indicar el sentido, en columna 3 muestra la distancia del eje al punto de origen del sistema de referencia, en columna 4 se tiene el producto de la rigidez por la distancia al origen, la columna 5 se tiene la coordenada del centro de torsión. La columna 6 contiene el producto de la rigidez por la coordenada del centro de torsión, en la columna 7 se ve el producto de la rigidez por el cuadrado de la coordenada de torsión. Los cálculos que se han obtenido de la columna 5 a la columna 7 son necesarios para calcular el cortante directo y el cortante por torsión.

1	2	3	4	5	6	7
EJE	K_y (ton / cm)	X_i (m)	$K_y \times X_i$ (ton)	X_{CT} (m)	$K_y \times X_{CT}$	$K_y \times X_{CT}^2$
A	1936.13	0.00	0.00	11.81	22,864.97	270,026.69
B	10.26	5.45	55.90	6.36	65.23	414.84
C	10.26	7.50	76.93	4.31	44.20	190.50
D	10.26	13.28	136.21	-1.47	-15.08	22.18
E	10.26	19.06	195.50	-7.25	-74.37	539.19
F	10.26	24.84	254.78	-13.03	-133.65	1,741.54
G	10.26	30.62	314.07	-17.35	-177.99	3,088.64
H	10.26	36.40	373.35	-24.59	-252.22	6,202.27
I	10.26	38.45	394.38	-26.64	-273.25	7,279.49
J	682.01	43.90	29,940.37	-32.05	-21,857.86	700,523.65
K	4.58	43.90	200.88	-32.05	-146.65	4,700.02
Σ	2,704.78		31,942.38		43.33	994,729.02

Tabla 4.18. Cálculos intermedios para la determinación de las fuerzas sísmicas



Cada eje tomará una fracción de la fuerza actuante proporcional a su rigidez de entrepiso, columna 1 de la tabla 4.19, aplicando las ecuaciones 4.5 y 4.6.

$$V_x = V \frac{K_x}{\sum K_x} \dots(4.5)$$

$$V_y = V \frac{K_y}{\sum K_y} \dots(4.6)$$

Para la determinación del momento torsionante de entrepiso se utilizaron las siguientes expresiones, para el sismo en X se utilizó la expresión 4.7 y para el sismo en Y la ecuación 4.8:

$$M_{Tx} = V_x e_y \dots(4.7)$$

$$M_{Ty} = V_y e_x \dots(4.8)$$

En las ecuaciones 4.7 y 4.8 el término e_y y e_x son las excentricidades de diseño más desfavorables, obtenidas a partir de la excentricidad calculada de ecuación 4.9, que se obtuvo de la diferencia de la coordenada del centro de torsión y del centro de masa.

El RCDF especifica que el momento torsionante de diseño se determine con una excentricidad total que se calculará como la más desfavorable de los resultados obtenidos de aplicar las expresiones 4.10 y 4.11:

$$e_c = X_t - X_m \dots(4.9)$$

$$e = 1.5 e_c + 0.1 B \dots(4.10)$$

$$e = e_c - 0.1 B \dots(4.11)$$

La magnitud de la fuerza cortante que toma cada eje se determina con las ecuaciones 4.12 y 4.13, resultados listados en las columnas 2 y 3 de la tabla 4.19

$$V_x = \frac{K_y X_{CT}}{\sum K_x Y_{CT}^2 + \sum K_y X_{CT}^2} \dots(4.12)$$

$$V_y = \frac{K_x Y_{CT}}{\sum K_x Y_{CT}^2 + \sum K_y X_{CT}^2} \dots(4.13)$$



Por último la superposición de los dos valores de las ecuaciones 4.5 y 4.12 para el sentido X, así como de las ecuaciones 4.6 y 4.13 para el sentido Y, dan como resultado la fuerza cortante en un marco paralelo a la dirección en estudio, resultados listados en las columnas 4 y 5 .La columna 6 de la tabla 4.19 se muestra la suma del 100% del sismo en el sentido Y más el 30% del valor del sismo en la dirección X.

Para obtener el cortante por torsión, columnas 2 y 3 de la tabla 4.19, fue necesario determinar las excentricidades de diseño con las ecuaciones 4.9 a 4.11, para encontrar el momento torsionante ecuaciones 4.7 y 4.8.

SISMO X

Excentricidad calculada en y

$e_{cal} = 0.18 \text{ m}$

$Y_T = 3.36 \text{ m}$

$Y_m = 3.542 \text{ m}$

Excentricidades de diseño

$B = 7.45 \text{ m}$

$e_1 = 1.5e_{cal} + 0.1B = 1.016 \text{ m}$

$e_2 = e_{cal} - 0.1B = -0.56 \text{ m}$

Momento Torsionante

$M_{TX} = 660.56 \text{ T} \cdot \text{m}$

SISMO Y

Excentricidad calculada en x

$e_{cal} = 9.00 \text{ m}$

$X_T = 11.81 \text{ m}$

$x_m = 20.81 \text{ m}$

Excentricidades de diseño

$B = 43.9 \text{ m}$

$e_1 = 1.5e_{cal} + 0.1B = 17.9 \text{ m}$

$e_2 = e_{cal} - 0.1B = 4.61 \text{ m}$

Momento Torsionante

$M_{TY} = 11,634.90 \text{ T} \cdot \text{m}$

En todas las tablas las fuerzas obtenidas están expresadas en toneladas.

1	2	3	4	5	6
Cortante Directo	Cortante	por Torsión	Cortante	Total	Cortante
625.10	Sismo en X	Sismo en Y	X	Y	y+0.3x
439.79	14.99	264.11	454.78	264.11	400.55
1.78	0.03	0.60	1.81	0.60	1.15
1.78	0.02	0.43	1.80	0.43	0.97
1.78	0.00	-0.07	1.77	-0.07	0.47
1.78	-0.03	-0.56	1.75	-0.56	-0.03
1.78	-0.06	-1.05	1.72	-1.05	-0.54
1.78	-0.08	-1.41	1.70	-1.41	-0.90
1.78	-0.12	-2.04	1.66	-2.04	-1.54
1.78	-0.13	-2.21	1.65	-2.21	-1.72
170.29	-14.55	-256.22	155.74	-256.22	-209.50
0.79	-0.07	-1.19	0.73	-1.19	-0.98
625.10	0.02	0.39			

Tabla 4.19. Cortantes sísmicos del entrepiso 1 en dirección Y



SENTIDO X

En la tabla 4.20 se analiza el sentido X, en columna 1 se designa el eje, en columna 2 se encuentra la rigidez del marco en dirección X, en columna 3 la distancia del origen al eje, columna 4 el producto de la rigidez por su distancia al eje en estudio, columna 5 la coordenada del centro de torsión; el producto de la rigidez por el centro de torsión se lista en la columna 6, y por último la columna 7 muestra el producto de la rigidez por la coordenada del centro de torsión al cuadrado.

1 EJE	2 Kx (ton / cm)	3 Y (m)	4 Kx x Y	5 Y _{CT} (m)	6 Kx x Y _{CT}	7 Kx x Y _{CT} ²
1	4,290.77	7.45	31,966.24	4.09	17,542.72	71,723.00
2	5,218.68	0.00	0.00	3.36	-17,542.72	-58,970.24
Σ	9,509.45		31,966.24			12,752.77

Tabla 4.20. Cálculos intermedios para la determinación de las fuerzas sísmicas

La obtención de los cortantes sísmicos se lista en la tabla 4.21 que representan las fuerzas sísmicas en el entrepiso 1 en el sentido X; el cortante directo se obtiene de aplicar ecuación 4.4, columna 1. Para obtener el cortante por torsión, columnas 2 y 3 se aplicaron las ecuaciones 4.12 y 4.13. En la columna 4 se sumó el cortante directo y el cortante por torsión en dirección X; la columna 5 es el cortante por torsión en Y y la columna 6 la suma del 100% del sentido X mas el 30% del sentido Y.

1 Cortante Directo	2 Cortante Sismo en X	3 por Torsión Sismo en Y	4 Cortante X	5 Total Y	6 Cortante x+0.3y
625.10	8.29	137.35	290.34	137.35	331.54
282.05	-8.29	-137.35	334.76	-137.35	293.55
343.05					
625.10					

Tabla 4.21. Cortantes sísmicos del entrepiso 1 en dirección X



4.4.4.2 ENTREPISO 2

SENTIDO Y

Para la obtención de las tablas 4.22 y 4.23 se siguió la misma secuencia de cálculo que se ha descrito para el entrepiso 1.

1	2	3	4	5	6	7
EJE	K_y (ton / cm)	X_i (m)	$K_y \times X$ (ton)	X_{CT} (m)	$K_y \times X_{CT}$	$K_y \times X_{CT}^2$
B	10	0.00	0.00	16.50	165.00	2,722.50
C	10	2.05	20.50	14.45	144.50	2,088.03
D	10	7.83	78.30	8.67	86.70	751.69
E	10	13.61	136.10	2.89	28.90	83.52
F	10	19.39	193.90	-2.89	-28.90	83.52
G	10	25.17	251.70	-8.67	-86.70	751.69
H	10	30.95	309.50	-14.45	-144.50	2,088.03
I	10	33.00	330.00	-16.50	-165.00	2,722.50
Σ	80.00		1,320.00			11,291.47

Tabla 4.22. Cálculos intermedios para la determinación de las fuerzas sísmicas

Para obtener el cortante por torsión, columnas 2 y 3 de la tabla 4.23, fue necesario determinar las excentricidades de diseño con las ecuaciones 4.9 a 4.11, para encontrar el momento torsionante ecuaciones 4.7 y 4.8.

SISMO X

Excentricidad calculada en y

$$e_{cal} = -2.36 \text{ m}$$

$$Y_T = 6.08 \text{ m}$$

$$Y_m = 3.72 \text{ m}$$

Excentricidades de diseño

$$B = 7.45 \text{ m}$$

$$e_1 = 1.5e_{cal} + 0.1B = -2.80 \text{ m}$$

$$e_2 = e_{cal} - 0.1B = -3.11 \text{ m}$$

Momento Torsionante

$$M_{TX} = -1,224.56 \text{ T} \cdot \text{m}$$

SISMO Y

Excentricidad calculada en x

$$e_{cal} = 0.62 \text{ m}$$

$$X_T = 16.50 \text{ m}$$

$$X_m = 17.11 \text{ m}$$

Excentricidades de diseño

$$B = 33 \text{ m}$$

$$e_1 = 1.5e_{cal} + 0.1B = 4.2 \text{ m}$$

$$e_2 = e_{cal} - 0.1B = -2.7 \text{ m}$$

Momento Torsionante

$$M_{TY} = 1,663.3 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Todas los cortantes están expresadas en toneladas



1	2	3	4	5	6
Cortante Directo	Cortante	por Torsión	Cortante	Total	Cortante
168.90	Sismo en X	Sismo en Y	X	Y	y+0.3x
21.11	13.62	18.51	34.74	18.51	28.93
21.11	11.93	16.21	33.04	16.21	26.12
21.11	7.16	9.72	28.27	9.72	18.20
21.11	2.39	3.24	23.50	3.24	10.30
21.11	-2.39	-3.24	18.73	-3.24	2.38
21.11	-7.16	-9.72	13.95	-9.72	-5.54
21.11	-11.93	-16.21	9.18	-16.21	-13.45
21.11	-13.62	-18.51	7.49	-18.51	-16.26
168.90					

Tabla 4.23. Cortantes sísmicos del entrepiso 2 en dirección Y

SENTIDO X

En la tabla 4.24 se analiza el sentido X, en columna 1 se designa el eje, en columna 2 se encuentra la rigidez del marco en dirección X, en columna 3 la distancia del origen al eje, columna 4 el producto de la rigidez por su distancia al eje en estudio, columna 5 la coordenada del centro de torsión; el producto de la rigidez por el centro de torsión se lista en la columna 6, y por último la columna 7 muestra el producto de la rigidez por la coordenada del centro de torsión al cuadrado

1	2	3	4	5	6	7
EJE	Kx (ton / cm)	Yi (m)	Kx x Yi (ton)	Y _{CT} (m)	Kx x Y _{CT}	Kx x Y _{CT} ²
1	339.76	7.45	2,531.26	1.36	462.7	630.01
2	75.99	0.00	0.00	-6.09	-462.7	2,816.82
Σ	415.75		2,531.26			3,446.83

Tabla 4.24. Cálculos intermedios para la determinación de las fuerzas sísmicas

La obtención de cortantes sísmicos se lista en la tabla 4.25 que representan las fuerzas sísmicas en el entrepiso 2 en el sentido X; el cortante directo se obtiene de aplicar la ecuación 4.4, columna 1 de tabla 4.25.

Para obtener el cortante por torsión, columnas 2 y 3 de la tabla 4.25 se aplicaron las ecuaciones 4.11 y 4.12. En la columna 4 se sumó el cortante directo y el cortante por torsión en dirección X; la columna 5 es el cortante por torsión en Y y la columna 6 la suma del 100% del sentido X mas el 30% del sentido Y.



1	2	3	4	5	6
Cortante Directo	Cortante Sismo en X	por Torsión Sismo en Y	Cortante X	Total Y	Cortante x+0.3y
168.90	3.47	53.28	64.67	53.28	80.65
61.20	-3.47	-53.28	104.23	-53.28	88.24
107.70					
168.90					

Tabla 4.25 Cortantes sísmicos del entrepiso 2 en dirección Y

4.4.4.3 ENTREPISO 3

SENTIDO Y

Para la obtención de las tablas 4.26 y 4.27 se siguió la misma secuencia de cálculo que se ha descrito para el entrepiso 1 y 2.

1	2	3	4	5	6	7
EJE	Ky (ton / cm)	Xi (m)	Ky x X (ton)	X _{CT} (m)	Ky x X _{CT}	Ky x X' _{CT}
B	20.79	0.00	0.00	16.50	343.02	5,659.81
C	20.79	2.05	42.62	14.45	300.40	4,340.80
D	20.79	7.83	162.78	8.67	180.24	1,562.69
E	20.79	13.61	282.94	2.89	60.08	173.63
F	20.79	19.39	403.10	-2.89	-60.08	173.63
G	20.79	25.17	523.26	-8.67	-180.24	1,562.69
H	20.79	30.95	643.42	-14.45	-300.40	4,340.80
I	20.79	33.00	686.04	-16.50	-343.02	5,659.81
Σ	166.31		2,744.15			23,473.84

Tabla 4.26. Cálculos intermedios para la determinación de las fuerzas sísmicas

Para obtener el cortante por torsión, columnas 2 y 3 de la tabla 4.27, fue necesario determinar las excentricidades de diseño con las ecuaciones 4.8 a 4.10, para encontrar el momento torsionante ecuaciones 4.6 y 4.7.

SISMO X

Excentricidad calculada en y

$$e_{cal} = -2.368 \text{ m}$$

$$Y_T = 6.088 \text{ m}$$

$$Y_m = 3.72 \text{ m}$$

Excentricidades de diseño

$$B = 7.45 \text{ m}$$

$$e_1 = 1.5e_{cal} + 0.1B = -2.807 \text{ m}$$

$$e_2 = e_{cal} - 0.1B = -3.113 \text{ m}$$

Momento Torsionante

$$M_{TX} = -1,224.56$$

SISMO Y

Excentricidad calculada en x

$$e_{cal} = 0.62 \text{ m}$$

$$X_T = 16.50 \text{ m}$$

$$X_m = 17.11924 \text{ m}$$

Excentricidades de diseño

$$B = 33 \text{ m}$$

$$e_1 = 1.5e_{cal} + 0.1B = 4.2 \text{ m}$$

$$e_2 = e_{cal} - 0.1B = -2.7 \text{ m}$$

Momento Torsionante

$$M_{TY} = 1,663.35 \text{ T} \cdot \text{m}$$



1	2	3	4	5	6
Cortante Directo	Cortante	por Torsión	Cortante	Total	Cortante
205.10	Sismo en X	Sismo en Y	X	Y	y+0.3x
25.64	6.56	9.91	32.19	9.91	19.57
25.64	5.74	8.68	31.38	8.68	18.09
25.64	3.44	5.21	29.08	5.21	13.93
25.64	1.15	1.74	26.79	1.74	9.77
25.64	-1.15	-1.74	24.49	-1.74	5.61
25.64	-3.45	-5.21	22.19	-5.21	1.44
25.64	-5.74	-8.68	19.89	-8.68	-2.71
25.64	-6.56	-9.91	19.08	-9.91	-4.18
205.10					

Tabla 4.27. Cortantes sísmicos del entrepiso 3 sentido Y

SENTIDO X

En la tabla 4.28 se analiza el sentido X, en columna 1 se designa el eje, en columna 2 se encuentra la rigidez del marco en dirección X, en columna 3 la distancia del origen al eje, columna 4 el producto de la rigidez por su distancia al eje en estudio, la columna 5 muestra la coordenada del centro de torsión; el producto de la rigidez por el centro de torsión se lista en la columna 6, y por último la columna 7 muestra el producto de la rigidez por la coordenada del centro de torsión al cuadrado.

1	2	3	4	5	6	7
EJE	Kx (ton / cm)	Yi (m)	Kx x Y (ton)	Y _{CT} (m)	Kx x Y _{CT}	Kx x Y _{CT} ²
1	339.77	7.45	2,531.26	1.36	462.70	630.01
2	75.99	0.00	0.00	-6.09	-462.70	2,816.82
Σ	415.76		2,531.26			3,446.83

Tabla 4.28. Cálculos intermedios para la determinación de las fuerzas sísmicas entrepiso 3

Para obtener el cortante por torsión, columnas 2 y 3 de la tabla 4.29 se aplicaron las ecuaciones 4.11 y 4.12. En la columna 4 se sumó el cortante directo y el cortante por torsión en dirección X; la columna 5 es el cortante por torsión en Y y la columna 6 nos muestra la suma del 100% del cortante en X más el 30% del cortante en Y.

1	2	3	4	5	6
Cortante Directo	Cortante	por Torsión	Cortante	Total	Cortante
205.10	Sismo en X	Sismo en Y	X	Y	x+0.3y
149.27	7.33	112.48	156.60	112.48	190.34
55.83	-7.33	-112.48	48.50	-112.48	14.75
205.10					

Tabla 4.29. Cortantes sísmicos del entrepiso 3 sentido X



Finalmente las fuerzas sísmicas se obtendrán de restar los cortantes sísmicos del nivel inmediato superior.

En la tabla 4.30 se muestran las fuerzas sísmicas en toneladas por nivel en el sentido Y.

Eje	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
A	479.78	-	-
B	-27.78	9.40	19.57
C	-25.15	8.02	18.10
D	-17.74	4.27	13.93
E	-10.33	0.52	9.77
F	-2.91	-3.23	5.61
G	4.64	-6.99	1.45
H	11.91	-10.74	-2.71
I	14.54	-12.07	-4.19
J	-209.50	-	-
K	-1.35	-	-

Tabla 4.30 Fuerzas sísmicas en sentido Y

En la tabla 4.31 podemos apreciar las fuerzas sísmicas en el sentido X por cada nivel, todas las fuerzas se expresan en toneladas.

Eje	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
1	250.89	-109.69	190.34
2	-225.59	73.49	14.76

Tabla 4.31 Fuerzas sísmicas en sentido X

Los marcos se calcularán para los valores máximos de las fuerzas cortantes que se han obtenido. Del análisis de los marcos por sismo se obtendrán los siguientes valores

- Desplazamientos de la estructura debido a sismo.
- Los elementos mecánicos, momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal para diseño.



4.5 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DEL EDIFICIO DE INVITADOS ESPECIALES

Las losas se modelaron con la ayuda del elemento finito, proporcionando las características de espesor de las losas. La estructuración del edificio se modeló con traveses y columnas formando así marcos, que posteriormente se conectaron con los nudos extremos de las losas.

Para formar las combinaciones de carga se englobaron las contribuciones del sismo en la dirección X y Y en un sólo término como resultado del análisis de la distribución de la fuerza cortante entre los elementos resistentes de los entrepisos, obtenidas en el punto anterior.

Las combinaciones de las acciones con las que se cargó el edificio son las siguientes, tomando los criterios del artículo 194 del RCDF en las fracciones I y II:

1.5 (peso propio + carga muerta + carga viva máxima)

1.1(Peso propio+Carga muerta+carga viva instantánea+Sismo en x+0.3 Sismo en y)

Se obtuvieron 9 combinaciones de carga por medio del programa de STAAD-III que se listan a continuación:

LOAD COMB 9 1.5 (P.P.+CM+CVM)
LOAD COMB 10 1.1(P.P+CM+CVINST+PRIM1Y)
LOAD COMB -11 1.1(P.P+CM+CVINST-PRIM1Y)
LOAD COMB 12 1.1(P.P+CM+CVINST+PRIM2-Y)
LOAD COMB -13 1.1(P.P.+CM+CVINST-PRIM2-Y)
LOAD COMB 14 1.1(P.P+CM+CVINST+PRIM1X)
LOAD COMB -5 1.1(P.P+CM+CVINST-PRIM1X)
LOAD COMB 16 1.1(P.P+CM+CVINST+PRIM1-X)
LOAD COMB 17 -1.1(P.P+CM+CVINST-PRIM1-X)

En donde P.P. es el Peso Propio del edificio, CM es la Carga Muerta y CVINST representa la carga viva instantánea, y el último término de las combinaciones 10 a la 17 representa la combinación englobada de la contribución del sismo.



Los elementos que conforman al edificio de invitados especiales se pueden apreciar en la figura 4.13. se presentan tres tipos diferentes de elementos estructurales: los elementos trabe que se modelaron como vigas doblemente empotradas. Las columnas se analizan como elementos sujetos a combinaciones biaxiales. Y para la losa de entrepiso y la de azotea, así como la de cimentación, se analizaron con una serie de elementos finitos.

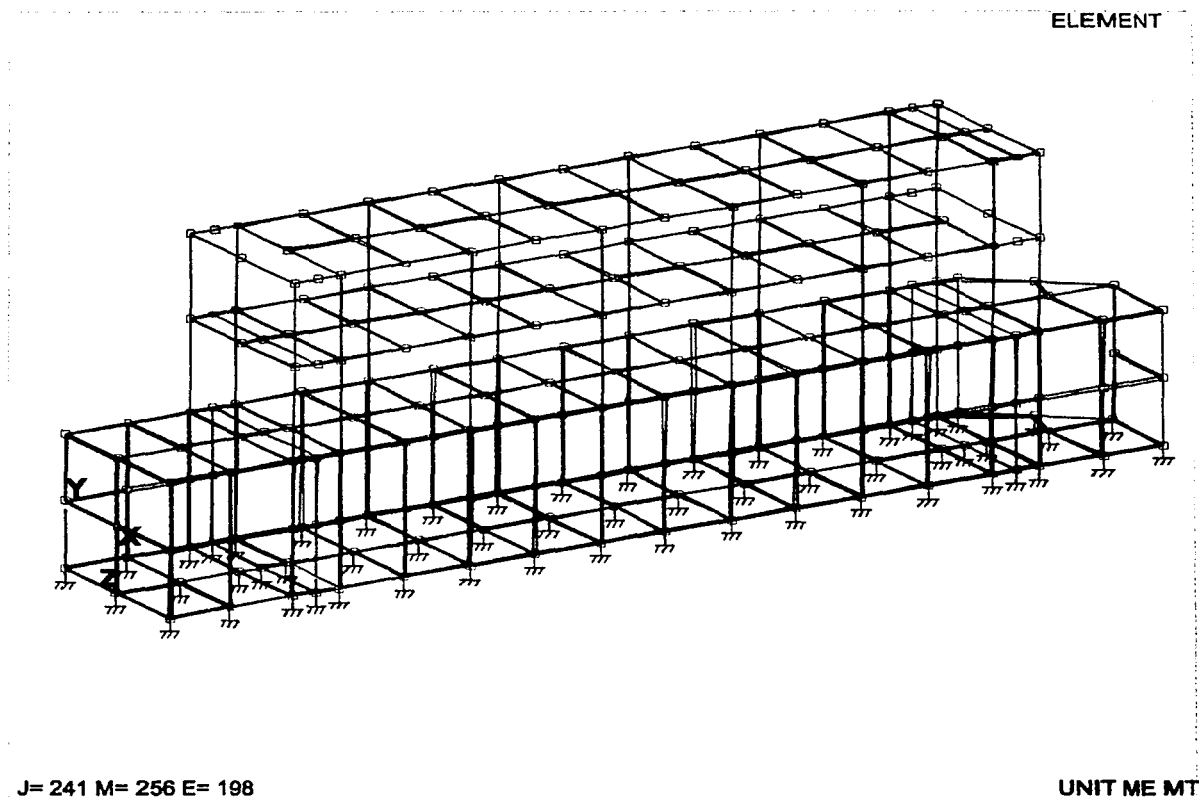


Figura 4.13 Modelo del edificio de invitados especiales



CAPÍTULO 5

REVISIÓN ESTRUCTURAL

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



5. REVISIÓN ESTRUCTURAL

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta la revisión estructural de los elementos que componen el estadio de tenis y el edificio de invitados especiales, según lo estipulado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal dentro de sus Normas Técnicas Complementarias en su versión de 1993.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad de soportar las cargas.

En el diseño de elementos en flexión se consideran los estados límite de servicio de deformaciones excesivas y de vibraciones, así como los propios de todas las estructuras.

Al limitar las deformaciones producidas por cargas verticales se busca eliminar rellenos excesivos en pisos y evitar daños en elementos no estructurales, como los muros de tabique que, como son mucho más rígidos que las vigas que los soportan, no pueden seguir sus deformaciones sin agrietarse.

Al controlar las vibraciones se busca, en la mayoría de los casos, la comodidad de los ocupantes de los edificios. Cuando las vigas soportan maquinaria o equipo de determinadas características se trata también de evitar vibraciones que interfieran en su funcionamiento o que ocasionen solicitaciones excesivas, como puede suceder si el conjunto maquinaria – estructura de soporte entra en resonancia. También algunas actividades humanas pueden producir resonancia, por lo que este fenómeno ha de cuidarse en salones de baile y en otros locales en que las acciones tengan carácter periódico y repetitivo.

ESTADOS LÍMITES DE FALLA

En estructuras de acero los elementos planos que componen las secciones tienen relaciones ancho grueso reducidas, para las que el pandeo local no es crítico, y el patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua o en puntos suficientemente cercanos para que el pandeo lateral tampoco lo sea, los estados límite de falla corresponden al agotamiento de la resistencia por flexión, cortante o una combinación de ambos, y se presentan sin que la viga se salga del plano que ocupa inicialmente, en la que están aplicadas las cargas y sin que se deformen sus secciones transversales.



En estructuras de concreto armado, la determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es de 0.003.
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido de acuerdo con las hipótesis anteriores.

El estadio de tenis se diseñó de manera que fuera simétrico, por tal razón la revisión de los marcos tipo de las gradas permanentes incluye solo la revisión de un marco, puesto que todos los marcos tienen la misma geometría y el mismo armado de acero.

La misma situación se presentó con los marcos de esquinas, ya que todos los marcos que se encuentran en las tres esquinas restantes son iguales al que fue analizado.

Después de una revisión de las fuerzas que el programa STAAD III V.21 ha dado como resultado de las diferentes condiciones de carga, se observó que las fuerzas de mayor magnitud fueron obtenidas de la condición de carga viva máxima más carga muerta.

5.2 REVISIÓN POR ESTADO LÍMITE DE FALLA

5.2.1 REVISIÓN DE TABLETAS

A continuación se revisarán las tabletas para verificar que la resistencia a las fuerzas impuestas sea la adecuada.

5.2.1.1 TABLETA DE PASILLO

La tableta de pasillo presenta las siguientes características geométricas y de armado, como se aprecia en la figura 5.1:

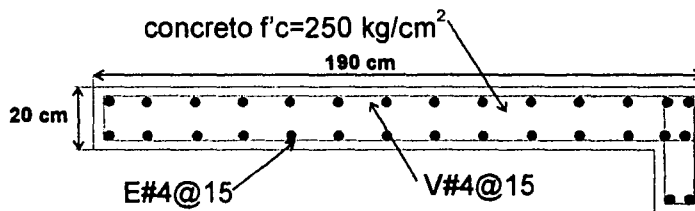


Figura 5.1. Armado de la tableta de pasillo

5.2.1.1.1 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

La tableta se diseñó como una viga de 5.75 m de largo con 1.90 m de ancho y 0.2 m de peralte, de tal manera que será necesario revisar si este elemento resistirá los elementos mecánicos a la cual esta sometida.

El momento máximo se obtuvo de sustituir la carga correspondiente a la condición de carga viva más la carga muerta, quedando de la siguiente manera:

$$\omega = 1.86 \text{ ton / m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{1.86 \times 5.75^2}{8} = 7.7 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Para obtener el momento de diseño se multiplicará el momento máximo por el factor de carga de 1.5, según el artículo 194 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, para edificaciones del grupo A.



El momento de diseño será de:

$$M = 7.7 \times 1.5 = 11.55 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Con éste valor se determinará la cantidad de acero necesaria de la expresión 5.1:

$$M = Fr T d \quad \dots (5.1)$$

$$\begin{aligned} Fr &= \text{factor de reducción} = 0.8 \\ T &= \text{fuerza de tensión} = A_s f_y \\ d &= \text{peralte de la trabe} = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

El área de acero se define como se muestra en la ecuación 5.2:

$$A_s = \rho b d \quad \dots (5.2)$$

Sustituyendo el área de acero en la expresión 5.1 y despejando el porcentaje de acero (ρ), se tiene:

$$\rho = \frac{Mu}{Fr f_y b d^2} = \frac{1,155,000}{0.8 \times 4,200 \times 190 \times 20^2} = 0.0045$$

Utilizando de nuevo la ecuación 5.2 se obtendrá el área de acero que corresponde a éste porcentaje de acero.

$$A_s = 190 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \times 0.0045 = 17.1 \text{ cm}^2$$

El porcentaje mínimo de acero que debe de tener esta sección está dado por la expresión 5.3:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} \quad \dots (5.3)$$

Sustituyendo valores se tiene que:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4,200} = 0.0026$$

El momento flexionante resistente se calculará con la expresión 5.4:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad \dots (5.4)$$



donde:

F_R = factor de resistencia en flexión = 0.9

f_y = esfuerzo de fluencia

q = índice de refuerzo = $\frac{\rho f_y}{f_c}$

Sustituyendo valores en la ecuación 5.4

$$M_R = 0.9 \times 17.1 \times 4200 \times 20(1 - 0.5 \times 0.0756) = 1,243,893.67 \text{ Kg m} = 12.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Comparando el valor del momento resistente por la sección y el momento flexionante que se encuentra actuando se puede ver que posee una resistencia adecuada.

5.2.1.1.2 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

Para determinar si la sección resiste la fuerza cortante actuante, se utilizarán las expresiones 5.5 y 5.6. La ecuación 5.5 determina la fuerza cortante resistente de la sección de concreto:

Sustituyendo valores en la ecuación 5.5 se tiene:

$$V_{CR} = F_R b d [(0.2 + 30 \rho) \sqrt{f^*c}] \quad \dots (5.5)$$

ρ = porcentaje de acero

F_R = factor de reducción = 0.8

b = ancho del elemento

d = peralte del elemento

$f^*c = 0.8f_c = 200 \text{ kg / cm}^2$

$$V_{CR} = 0.8 \times 190 \times 20 \times [(0.2 + 30 \times 0.0045) \sqrt{200}] = 16,102.32 \text{ kg}$$

La ecuación 5.6 determina el cortante resistente de la sección armada:

$$V_u = V_{CR} + \frac{F_R A_y f_y d}{s} \quad \dots (5.6)$$

En donde:

V_u = cortante último resistente de la sección

V_{CR} = cortante resistente de la sección de concreto

F_R = factor de resistencia.



A_y = área de acero en dos ramas
 f_y = esfuerzo de la fluencia del acero
 d = peralte efectivo
 s = separación de los estribos

Sustituyendo en la ecuación 5.6 con los valores indicados a continuación:

$$\begin{aligned}V_{CR} &= 16,102.32 \text{ Kg} \\F_R &= 0.8 \\A_y &= 2.54 \text{ cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ Kg / cm}^2 \\d &= 20 \text{ cm} \\s &= 15 \text{ cm}\end{aligned}$$

Se obtiene $27,481.52 \text{ Kg} = 27.48 \text{ ton}$.

El cortante último actuante se determinará multiplicando el valor de la fuerza cortante obtenido del programa STAAD III V.21, por el factor de carga de acuerdo con el artículo 194 del RCDF y tiene un valor de:

$$V_u = 5.36 \times 1.5 = 8.04 \text{ ton}$$

Del análisis realizado se observa que el momento resistente de éste elemento es superior al de la fuerza cortante que está actuando sobre ésta tableta.

Como se puede ver de los análisis anteriores la tableta posee capacidad suficiente para resistir ambas fuerzas.

5.2.1.2 TABLETA DE PALCO

La tableta de palco presenta las siguientes características geométricas y de armado, como se aprecia en la figura 5.2:

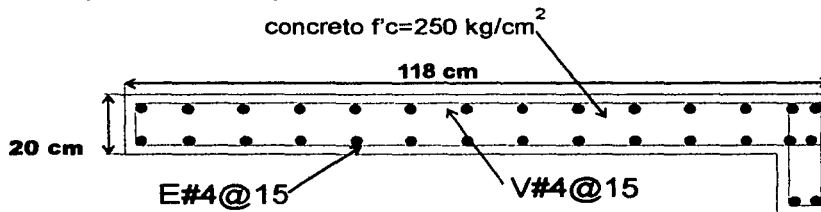


Figura 5.2 Armado de la tableta de palco



5.2.1.2.1 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

La tableta se diseñó como una viga de 5.75 m de largo con 1.18 m de ancho y 0.2 m de peralte, de tal manera que será necesario revisar si éste elemento resistirá los elementos mecánicos a la cual está sometida. El momento máximo se obtuvo de sustituir la carga correspondiente a la condición de carga viva más la carga muerta, quedando de la siguiente manera:

$$\omega = 1.7 \text{ ton / m}$$
$$M_{\text{máx}} = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{1.7 \times 5.75^2}{8} = 7 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Para obtener el momento de diseño se multiplicará el momento máximo por el factor de carga de 1.5, según el artículo 194 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, para edificaciones del grupo A. El momento de diseño será de:

$$M_u = 7 \times 1.5 = 10.5 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Con este valor de determinará la cantidad de acero necesaria de la expresión 5.1, sustituyendo también la definición del área de acero de ecuación 5.2:

$$\rho = \frac{M_u}{F_r f_y b d^2} = \frac{1,050,000}{0.8 \times 4,200 \times 118 \times 20^2} = 0.0066$$

Utilizando de nuevo la ecuación 5.2 se obtendrá el área de acero que corresponde a este porcentaje de acero:

$$A_s = 118 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \times 0.0066 = 15.6 \text{ cm}^2$$

El porcentaje mínimo de acero que debe de tener esta sección esta dado por la expresión 5.3 y sustituyendo valores se tiene:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4,200} = 0.0026$$

Sustituyendo valores en la ecuación 5.4

$$M_R = 0.9 \times 15.6 \times 4200 \times 20 (1 - 0.5 \times 111) = 1,243,893.67 \text{ Kg m} = 12.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Comparando el valor del momento resistente de la sección y el momento flexionante que se encuentra actuando, se puede ver que posee una resistencia adecuada.



5.2.1.2.2 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

La tableta podrá resistir satisfactoriamente si no supera el valor de la fuerza cortante resistente de la sección de concreto armada, éste valor se puede obtener de la ecuación 5.6. Para obtener el valor de la fuerza cortante resistente del concreto se utiliza la ecuación 5.5:

$$V_{CR} = 0.8 \times 118 \times 20 \times [(0.2 + 30 \times 0.0066) \times \sqrt{200}] = 10,626.7 \text{ kg}$$

Sustituyendo en la ecuación 5.6 con los valores indicados a continuación:

$$\begin{aligned} V_{CR} &= 10626.7 \text{ kg} \\ F_R &= 0.8 \\ A_v &= 2.54 \text{ cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg / cm}^2 \\ d &= 20 \text{ cm} \\ s &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se obtiene $22,005.9 \text{ Kg} = 22 \text{ ton}$

El valor de la fuerza cortante última se obtendrá de la multiplicación de la fuerza cortante actuante, obtenida en el capítulo 4 por el factor de carga de 1.5 según el artículo 194 del RCDF:

$$V_u = 4.92 \text{ ton} \times 1.5 = 7.38 \text{ ton}$$

Comparando los valores se tiene que $V_{cr} > V_u$ por lo tanto la sección resiste satisfactoriamente.

5.2.2 MARCO TIPO DE GRADAS NORTE, SUR, ESTE Y OESTE

Los elementos estructurales que componen éstos marcos, tres columnas de concreto y un perfil de acero que funciona como trabe; se revisaron para la combinación de carga viva más carga muerta más sismo, combinación para la cual se obtuvieron los elementos mecánicos de mayor magnitud.

Se revisarán para cada uno de éstos que la resistencia, al momento flexionante y a la fuerza cortante, sea mayor que las fuerzas actuantes.



5.2.2.1 COLUMNA C-1

La columna denominada C-1 presenta las siguientes características geométricas y de armado, como se aprecia en la figura 5.3:

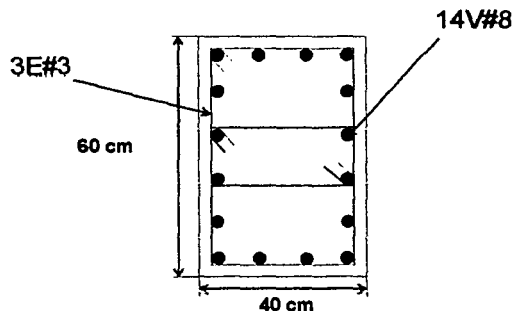


Figura 5.3. Detalle del armado de columna C-1

5.2.2.1.1 ESBELTEZ

a) Debido a carga vertical

Para despreciar los efectos de esbeltez de la columna se debe cumplir la expresión 5.7. La columna C-1 tiene una longitud de 3.36 m y se revisará para las combinaciones de carga axial y momento flexionante; en su extremo inferior con valor de $P = 20.33$ ton y $M = 33.85$ ton · m, para el extremo superior $P = 6.62$ ton y $M = 5.33$ ton · m; se verificó para ver si se puede despreciar los efectos de esbeltez.

$$\frac{H'}{R} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots (5.7)$$

En donde:

H' = Longitud efectiva

M_1 = menor de los momentos

M_2 = mayor de los momentos

R = radio de giro

Los momentos y fuerzas que aparecen a continuación ya han sido multiplicados por el factor de carga de 1.5 según artículo 194 del RCDF:

$$M_1 = 8.0 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_2 = 50.77 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad P_2 = 30.5 \text{ ton} \quad P_1 = 9.93 \text{ ton}$$



Sustituyendo valores en el primer miembro de la desigualdad 5.7 se tiene:

$$H' = 336 \text{ cm}$$

$$I_x = 720,000 \text{ cm}^4$$

$$K_x = \frac{I}{L} = \frac{720,000}{336} = 2,142.85 \text{ cm}^3$$

$$R_x = \sqrt{\frac{720,000}{2400}} = 17.32 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{R_x} = 19.4$$

Sustituyendo valores en el segundo miembro de la desigualdad 5.7 se tiene:

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - (12 \times 0.1575) = 32.11$$

Como se puede observar de las expresiones se obtuvieron $19.4 < 32.11$; por lo tanto los efectos de esbeltez pueden despreciarse.

b) Debido a fuerza lateral

Estos efectos pueden despreciarse si se cumple la condición que se expresa en la desigualdad 5.8:

$$\frac{\text{desplazamiento de entrepiso}}{\text{diferencia de elevaciones}} \leq 0.08 \frac{\text{fuerza cortante de entrepiso}}{\Sigma(cv + cm) \text{ de diseño}} \quad \dots(5.8)$$

Sustituyendo los valores correspondientes al marco tipo en gradas permanentes:

$$\frac{0.00321}{336} \leq 0.08 \frac{4000}{1.1 \times (450 + 480)}$$

Dando como resultado $9 \times 10^{-6} \leq 0.313$ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez.

Con el porcentaje de acero que posee la columna C-1, y la combinación de elementos mecánicos se revisará si la resistencia es suficiente.



De la sección mostrada en la figura 5.3 el área de acero de la sección de 60 cm x 40 cm, es de 14 varillas del número 8 es decir de 1 pulgada. El área de la varilla del número 8 es de:

$$\text{Area varilla} = 5.07 \text{ cm}^2$$

El área de acero es de:

$$A_s = 70.93 \text{ cm}^2$$

Area de la sección de concreto de la columna C-1:

$$A_c = 2400 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero de la sección es de:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{71}{2400} = 0.0295$$

Este porcentaje de acero se tomara del 3%.

Con la ayuda del diagrama de interacción se comprobó que para la combinación de momento flexionante y fuerza cortante, en los extremos de la columna, la sección desarrolla una resistencia adecuada.

El diagrama 5.4, muestra con línea de color rojo la combinación de valores de momento flexionante y fuerza cortante para el extremo inferior y con línea de color azul la combinación para el extremo superior.

La combinación de fuerza axial y momento flexionante más desfavorables se encuentran ubicados, en la figura 5.4, por debajo de la línea correspondiente al 3%, de tal manera no se esta sobrepasando la capacidad de resistencia de este elemento.



5.2.2.1.2 COMBINACIÓN DE FUERZA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE

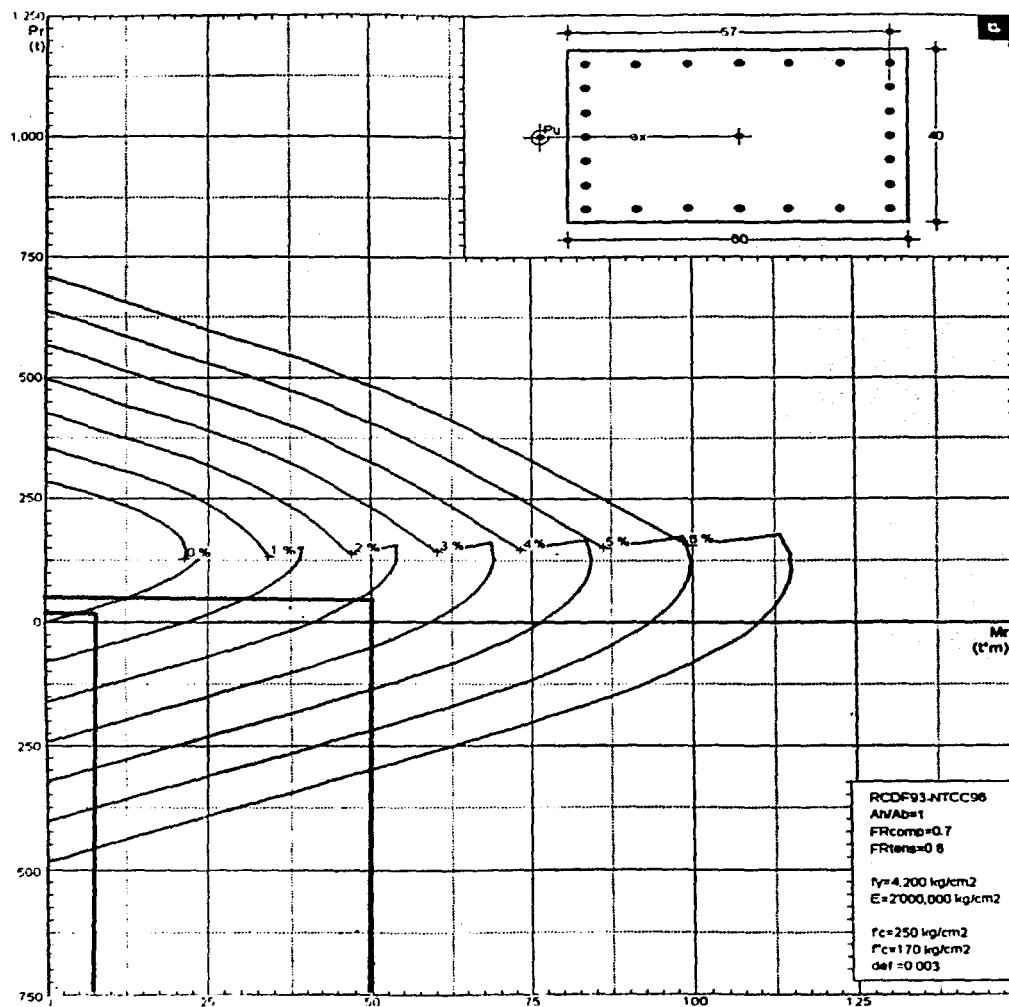


Figura 5.4. Diagrama de interacción para la columna C-1



5.2.2.2 COLUMNA C-2

La columna denominada C-2 presenta las siguientes características geométricas y de armado, como se aprecia en la figura 5.5:

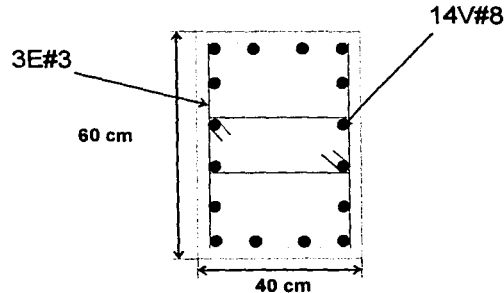


Figura 5.5. Armado de columna C-2

Los elementos mecánicos a los que esta sujeta esta columna son, en su extremo inferior $M = 1.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$ y $P = 11.12 \text{ ton}$ para su extremo superior $P = 8.55 \text{ ton}$ y $M = 3.18 \text{ ton} \cdot \text{m}$. Multiplicando estos valores por el factor de carga de 1.5 se obtiene:

$$M_1 = 1.83 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_2 = 4.77 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad P_1 = 16.68 \text{ ton} \quad P_2 = 12.83 \text{ ton}$$

5.2.2.2.1 ESBELTEZ

a) Debidos a carga vertical

Para comprobar si el efecto de esbeltez debido a carga vertical no influye, se sustituye valores en la desigualdad 5.7:

$$0.036 < 29.39$$

b) Debidos a fuerza lateral

Lo mismo se realiza para el efecto de esbeltez debido a fuerza lateral sustituyendo en la desigualdad 5.8 teniendo:

$$9 \times 10^{-6} < 0.313$$

Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez.

Para poder confirmar que la columna tiene una resistencia correcta, es necesario determinar, el porcentaje de acero para entrar junto con los valores de los elementos mecánicos en sus extremos al diagrama de interacción, con línea azul se muestran los elementos mecánicos en el extremo superior y de línea roja los valores para el extremo inferior, como se muestra en la figura 5.6. El área de acero y el porcentaje tienen las mismas características que la columna C-1.



Como se puede observar ambas combinaciones de momento flexionante y de fuerza cortante se encuentran dentro de la zona perteneciente al porcentaje de acero menor del 3%, por lo tanto la columna posee una resistencia adecuada.

5.2.2.2.2 COMBINACIÓN DE FUERZA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE

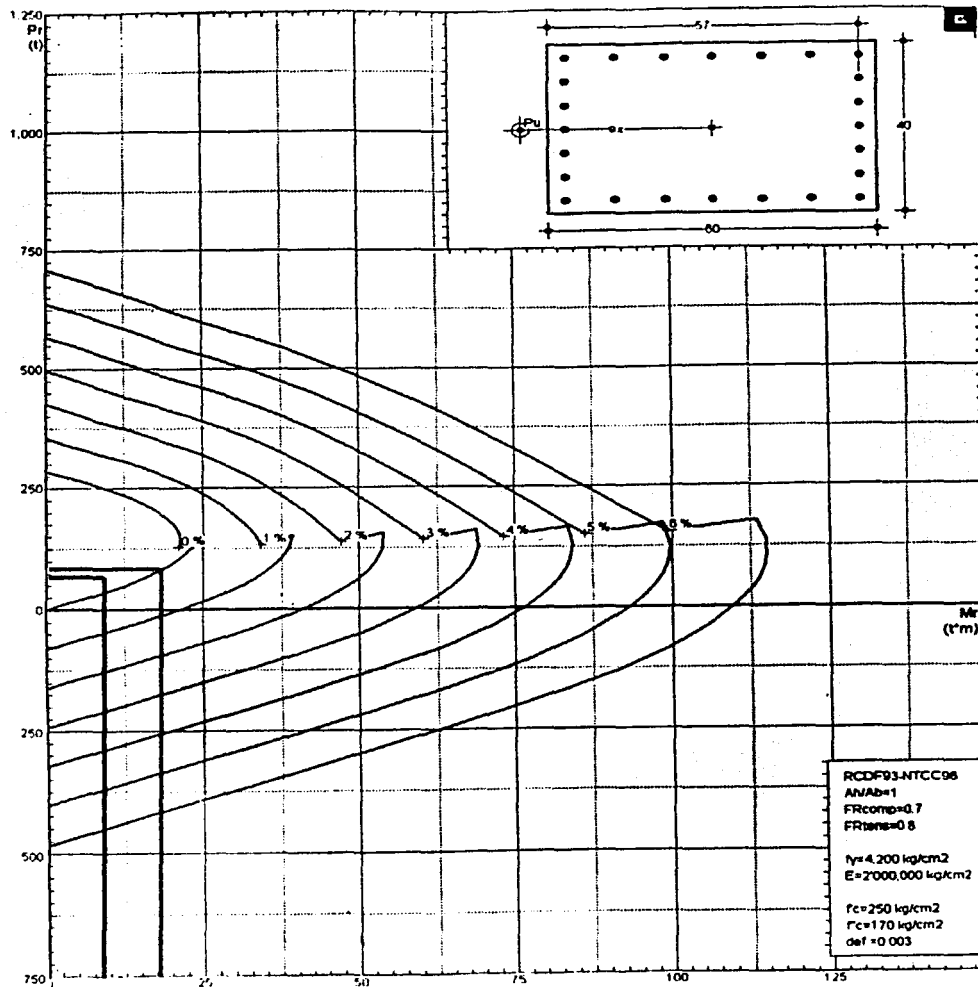


Figura 5.6 Diagrama de interacción para columna C-2



5.2.2.3 COLUMNA C-3

Los momentos a los que está sujeta la columna C-3 en su extremo inferior $M = 0.54 \text{ ton} \cdot \text{m}$ y $P = 17.1 \text{ ton}$ en su extremo superior $M = 1.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$ y $P = 16.7 \text{ ton}$, que multiplicados por el factor de carga de 1.5 los elementos mecánicos quedan de la siguiente forma:

$$M_1 = 0.81 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_2 = 1.68 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad P_1 = 25.65 \text{ ton} \quad P_2 = 25 \text{ ton}$$

La sección transversal de la columna C-3 tiene las siguientes características geométricas y de acero, como se muestra en figura 5.7:

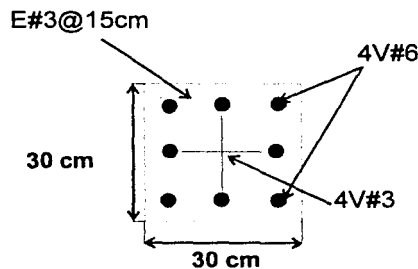


Figura 5.7. Armado de columna C-3

5.2.2.3.1 ESBELTEZ

a) Debidos a carga vertical

Para comprobar si el efecto de esbeltez no influye, se sustituye valores en la desigualdad 5.7:

$$\begin{aligned} H' &= 186 \text{ cm} \\ I_x &= 67,500 \text{ cm}^4 \\ K_x &= \frac{I}{L} = \frac{67,500}{186} = 363 \text{ cm}^3 \\ R_x &= \sqrt{\frac{67,500}{900}} = 8.66 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{H'}{R_x} = 21.47$$

Sustituyendo valores en el segundo miembro de la desigualdad se tiene:

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - (12 \times 0.1775) = 28.21$$



Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez, ya que $21.47 < 28.21$.

b) Debidos a fuerza lateral

Para el efecto de esbeltez debido a fuerza lateral sustituyendo en la desigualdad 5.8 se tiene:

$$9 \times 10^{-6} < 0.313$$

Por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez

Determinar si la sección es resistente a éstas combinaciones de fuerza cortante y momento flexionante es necesario conocer el porcentaje de acero que representa, en la columna de 30 cm por 30 cm:

El área para la varilla del número 6 es de:

$$\text{Área varilla} = 2.85 \text{ cm}^2$$

El área de acero es de:

$$A_s = 11.41 \text{ cm}^2$$

El área para la varilla del número 3 es de:

$$\text{Área varilla} = 0.712 \text{ cm}^2$$

El área de acero es de:

$$A_s = 14.26 \text{ cm}^2$$

Área de la sección de concreto de la columna C-3:

$$A_c = 900 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero de la sección es de:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{14.26}{900} = 0.0158$$

Este porcentaje de acero se tomara del 1.6%.

La combinación de elementos mecánicos en el extremo inferior se muestran con línea roja y la combinación de elementos mecánicos en el extremo superior se muestran con línea azul, figura 5.8:



5.2.2.3.2 COMBINACIÓN DE FUERZA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE

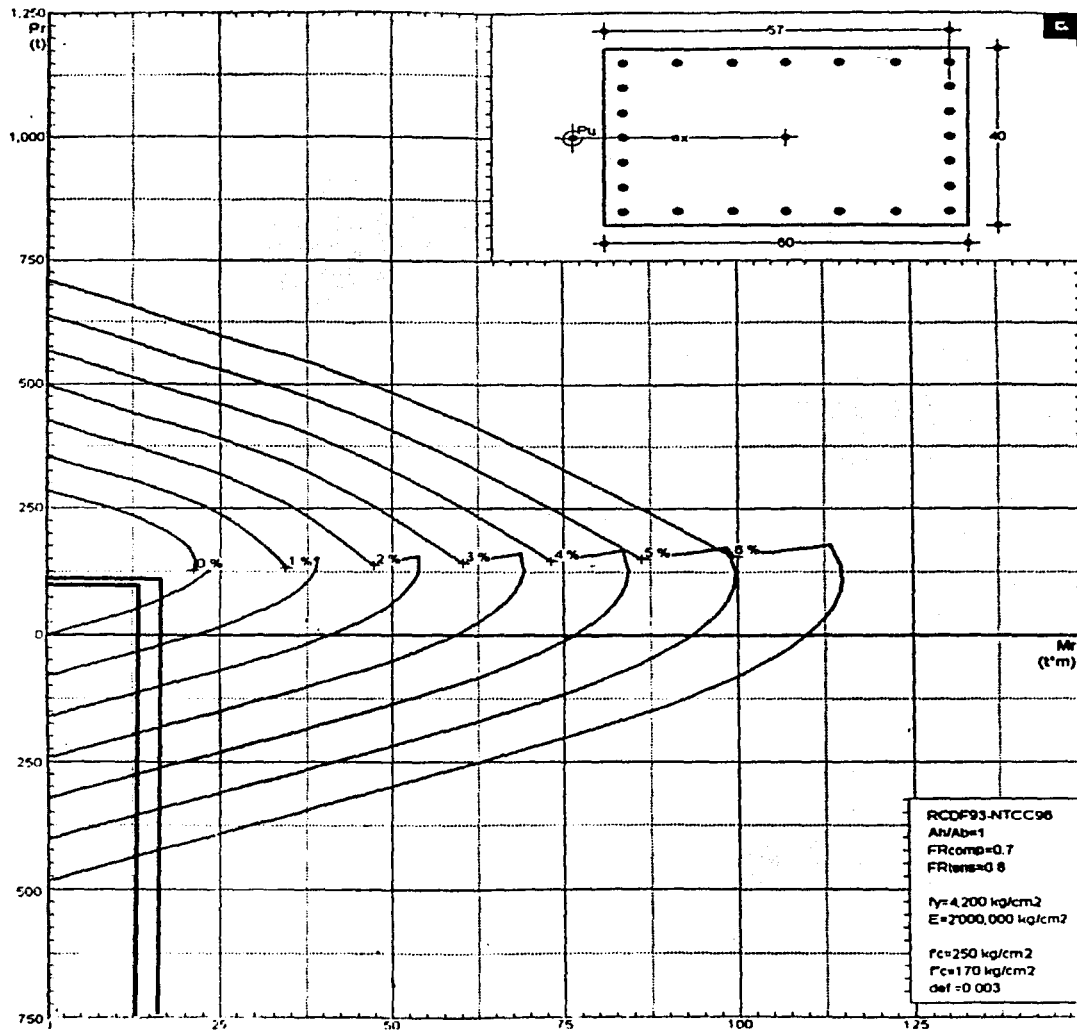


Figura 5.8 Diagrama de Interacción para columna C-3

5.2.2.4 TRABE DE ACERO

La trabe de acero que soporta a las tabletas y que descansa sobre las tres columnas, C-1, C-2 y C-3, es un perfil estándar denominado IPR de 305 mm x 66.9 Kg / m. Sus características son:

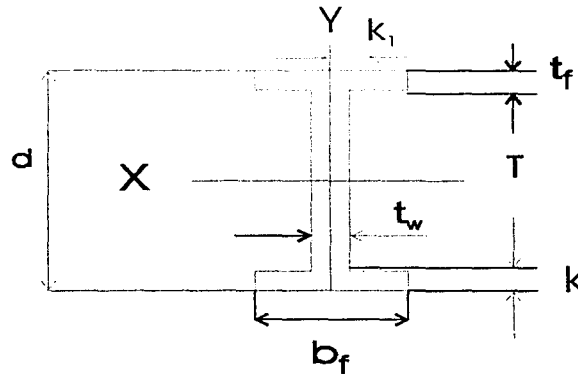


Figura 5.9. IR 305 mm x 66.9 Kg/m

En la tabla 5.1 se muestran las propiedades del perfil IR 305 mm x 66.9 kg/m. Las propiedades mostradas en la tabla 5.1 fueron tomadas del manual de diseño en acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA).

IPR mm x kg/m	Peralte	Alma	Patin		Distancia			Módulo de sección plástica
	d (mm)	t_w (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	T (mm)	K (mm)	K_1 (mm)	Z (mm)
305 x 66.9	306	8.5	204	14.6	243	32	21	1060

Tabla 5.1. Propiedades del perfil rectangular IPR

Éste perfil que se revisará pertenece a las secciones del tipo 1 ya que cumple con: "Sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga y si trabaja en compresión axial o en flexocompresión debe tener dos ejes de simetría", según RCDF.



5.2.2.4.1 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

La resistencia de diseño al cortante V_R de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, en la que no haya problemas de inestabilidad del alma está definida por la ecuación 5.9:

$$V_R = V_N F_R \quad \dots (5.9)$$

Donde el factor de reducción vale $F_R = 0.9$ y V_N es la resistencia nominal determinándose con la ecuación 5.9 siempre y cuando las condiciones de la desigualdad 5.10 se cumplan:

$$\frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{k}{f_y}} \quad \dots (5.10)$$

A_a = área del alma = $t \times d$
 t = grueso
 d = peralte de la sección
 k = coeficiente adimensional

Sustituyendo los valores en ambos miembros de la desigualdad 5.10 y tomando el valor de k igual a 5 por no emplearse atiesadores, da como resultado:

$$\frac{243}{8.5} \leq 1400 \sqrt{\frac{5}{2530}}$$

Resolviendo la desigualdad tenemos $28.58 \leq 62.23$

De la ecuación 5.11 se obtiene la fuerza cortante nominal:

$$V_N = 0.66 f_y A_a \quad \dots (5.11)$$

Sustituyendo valores en 5.11

$$V_N = 0.66 \times 2530 \times 0.85 \times 24.3 = 34,489.72 \text{ kg}$$

Sustituyendo en la ecuación 5.9

$$V_R = 0.9 \times 34,486.72 = 31,040.74 \text{ Kg} = 31 \text{ ton.}$$



Como se puede ver del listado de los marcos generales caso carga viva más carga muerta más empuje estático, la fuerza cortante máxima a la que estará sujeta es 7.7 ton, que multiplicado por el factor de carga de 1.5, queda 11.55 ton.

5.2.2.4.2 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

La resistencia del momento flexionante, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante y siendo sección tipo 1, se determina como ecuación 5.12:

$$M_R = F_R Z F_Y = F_R M_P \quad \dots (5.12)$$

Z = módulo de sección plástico

F_y = esfuerzo de fluencia

$F_R = 0.9$

Sustituyendo los valores correspondientes al perfil 305 mm x 66.9 kg/m en ecuación 5.12, se tiene:

$$M_R = 0.9 \times 1,060 \times 2530 = 2,413,620 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 24 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

El momento máximo que se encuentra actuando en la trabe de acero, según el listado del análisis estructural del capítulo 4, se tiene el valor de 5.34 ton que multiplicado por el factor de carga arroja un valor de 8 ton · m.

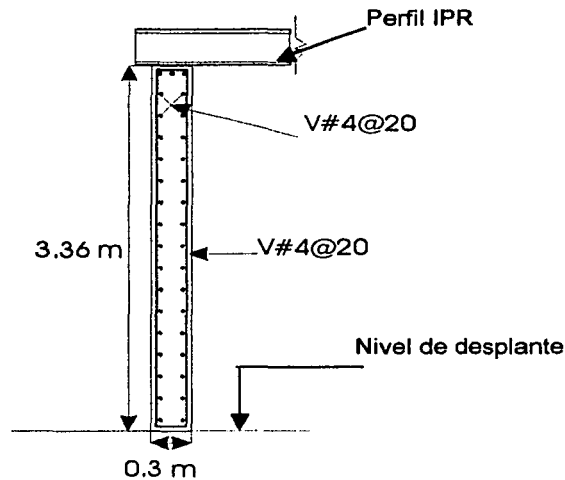
La sección presenta una resistencia suficiente a momento flexionante, y es capaz de resistir correctamente esta fuerza.

5.2.2.5 MUROS DE CONCRETO MC-1 Y MC-2

El muro MC-1 es el que corre de columna C-1 a columna C-1 de todas las gradas del estadio y comprende toda la parte perimetral del mismo. El muro MC-2 es el muro que se encuentra de columna C-2 a columna C-2, y comprende la parte interior de todo el estadio.

Diseñado como losa es necesario revisar el peralte mínimo, la resistencia ante el momento actuante y la fuerza cortante.

El muro MC-1 y MC-2 tienen el armado que se muestra en la figura 5.10



Figuro 5.10 Características geométricas y de armado de muro MC-1

Los muros se encuentran sujetos al empuje de la arena que actúa a todo lo largo de 3.36 m y tiene un valor de 5.36 Ton / m.

Los muros MC-1 y MC-2 tienen el mismo espesor de 0.3 m así mismo presentan el mismo armado, por tanto sólo se revisará el muro MC-1 ya que es el muro que presenta las cargas máximas. El muro MC-2 tiene una altura de 0.63 m y como se puede intuir éste último elemento no está sujeto a fuerzas mayores que el primero, así podemos afirmar que el espesor de muro es correcto para soportar adecuadamente las fuerzas impuestas.

5.2.2.5.1 PERALTE MÍNIMO

La relación de lado corto entre lado largo se define como m y tiene un valor para este caso de:

$$m = \frac{a1}{a2} = \frac{3.36}{5.36} = 0.62$$

$a1 =$ lado corto
 $a2 =$ lado largo



Para hacer una aproximación del peralte es necesario aplicar la siguiente expresión para concreto de clase 1, ecuación 5.13:

$$d = \frac{2(h+b)k}{270} \quad \dots (5.13)$$

d = peralte

h = altura del muro

b = ancho del muro

k = factor de transformación = 1.25

Sustituyendo los valores correspondientes en 5.13, se tiene:

$$d = \frac{2(336 + 536) \times 1.25}{270} = 8.1 \text{ cm}$$

Es necesario afectar el peralte por el factor de continuidad y monolitismo:

$$0.034 \sqrt[4]{f_s \times \omega} \quad \dots (5.14)$$

$$f_s = 0.6 f_y \text{ kg / cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$\omega = 5375 \text{ kg / cm}$$

Sustituyendo los valores correspondientes en 5.14, se tiene:

$$0.034 \sqrt[4]{4200 \times 0.6 \times 5375} = 2.1$$

El peralte mínimo debe ser de $d = 8.1 \times 2.1 = 17 \text{ cm}$ y comparándolo con elemento existente de 30 cm, cumple con éste requisito.

5.2.2.5.2 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

El momento resistente del muro de concreto se determinará con la expresión 5.15 y se tomará $F_R = 0.9$:

$$M_R = F_R k \omega a_1^2 \quad \dots (5.15)$$

k = coeficiente de momentos = 514

$\omega = 5375 \text{ kg / cm}$

$a_1 = \text{lado corto de muro}$



$$M_R = 0.9 \times 514 \times 10^{-4} \times 5375 \times 3.36^2 = 2,807.14 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

El momento último actuante se obtiene de la multiplicación de 1.5 por el momento flexionante del listado del STAAD, teniendo $M_u = 1.5 \times 34 = 51 \text{ ton} \cdot \text{m}$., por lo tanto el muro posee una resistencia adecuada al momento último actuante.

5.2.2.5.3 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

La fuerza cortante actuante en un ancho unitario se calculará con la expresión 5.16:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \frac{w}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6} \quad \dots (5.16)$$

Sustituyendo valores en la expresión 5.16 queda:

$$V = \left(\frac{3.36}{2} - 0.3 \right) \frac{5375}{1 + \left(\frac{3.36}{5.36} \right)^6} = 6,993.15 \text{ kg}$$

Utilizando la expresión del cortante resistente en elementos sujetos a fuerza cortante ecuación 5.17, para compararlo con el valor obtenido anteriormente:

$$V_{CR} = 0.5 F_R d b \sqrt{f^* c} \quad \dots (5.17)$$

$$\begin{aligned} F_R &= 0.8 \\ d &= \text{ancho} \\ b &= \text{peralte} \\ f^* c &= 0.8 f_y \text{ kg} / \text{cm}^2 \end{aligned}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 5.17 se obtiene:

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 30 \sqrt{200} = 16970.6 \text{ kg} = 16.97 \text{ ton}$$

Comparando los valores que se obtuvieron se puede comprobar que el cortante resistente de la sección es mayor al valor de la fuerza cortante actuante, teniéndose que $6.9 \text{ Ton} < 16.97 \text{ Ton}$.



5.2.3 MARCO TIPO DE GRADAS DE ESQUINAS

Las secciones de los elementos estructurales de las gradas de esquina se revisarán para que resistan los elementos mecánicos actuantes, para la condición de carga muerta más carga viva más sismo, en donde se obtuvieron los mayores elementos mecánicos. Éste marco se compone de una columna C-1, el dado y la trabe de concreto.

5.2.3.1 COLUMNA C-1

La columna denominada C-1 que tiene una altura de 2.97 m, se encuentra en la parte exterior del marco, presenta las características geométricas y de armado de acero como se puede ver en la figura 5.11:

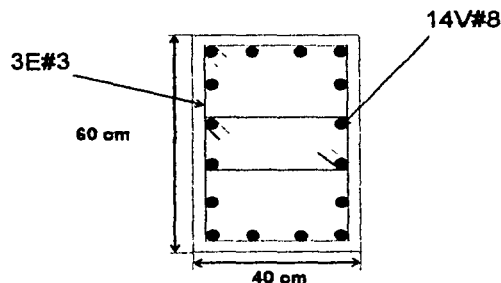


Figura 5.11. Detalle de armado y geométrico de columna C-1

5.2.3.1.1 ESBELTEZ

Para despreciar los efectos de esbeltez de la columna se debe cumplir la expresión 5.5

Se revisará para las combinaciones de carga axial y momento flexionante; en su extremo inferior con valor de $P = 13.05$ ton y $M = 5.66$ ton m, para el extremo superior $P = 10.8$ ton y $M = 9.75$ ton m; se verificó para ver si se puede despreciar los efectos de esbeltez, los momentos y fuerzas que aparecen a continuación ya han sido multiplicados por el factor de carga:

$$M_1 = 8.49 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_2 = 14.62 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad P_1 = 19.57 \text{ ton} \quad P_2 = 16.2 \text{ ton}$$



a) Debido a fuerzas verticales

Sustituyendo valores en el primer miembro de la desigualdad 5.7 se tiene:

$$H' = 297 \text{ cm}$$

$$I_x = 720,000 \text{ cm}^4$$

$$K_x = \frac{I}{L} = \frac{720,000}{297} = 2,424.24 \text{ cm}^3$$

$$R_x = \sqrt{\frac{720,000}{2400}} = 17.32 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = 17.14$$

Sustituyendo valores en el segundo miembro de la desigualdad 5.7 se tiene:

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - (12 \times 0.548) = 27.41$$

Como se puede observar de las expresiones obtenidas $17.14 < 27.41$ por lo tanto los efectos de esbeltez pueden despreciarse.

b) Debidos a fuerzas laterales

Sustituyendo los datos en la ecuación 5.8 se encuentra que

$$\frac{0.00853}{297} \leq 0.08 \frac{3581}{1.1 \times (450 + 480)}$$

Realizando las operaciones indicadas en la desigualdad se tiene $2.87 \times 10^{-5} \leq 0.28$ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez.

Con el porcentaje de acero que posee la columna C-1, y la combinación de elementos mecánicos se revisará si la resistencia es suficiente.

De la sección mostrada en la figura 5.11 el área de acero de la sección de 60 cm x 40 cm, es de 14 varillas del número 8 es decir de 1 pulgada. El área de la varilla del número 8 es de: Área varilla = 5.07 cm²

El área de acero es de:

$$A_s = 70.98 \text{ cm}^2$$

Área de la sección de concreto de la columna C-1:

$$A_c = 2400 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero de la sección es de:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{71}{2400} = 0.0295$$



Este porcentaje de acero se tomará del 3%.

Con la ayuda del diagrama de interacción de la figura 5.12, se comprobó que para la combinación de momento flexionante y fuerza cortante, en los extremos de la columna, la sección desarrolla una resistencia adecuada.

Se muestra con línea roja la combinación de fuerza cortante y momento flexionante del extremo inferior, y con línea azul el extremo opuesto.

5.2.3.1.2 COMBINACIÓN DE FUERZA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE

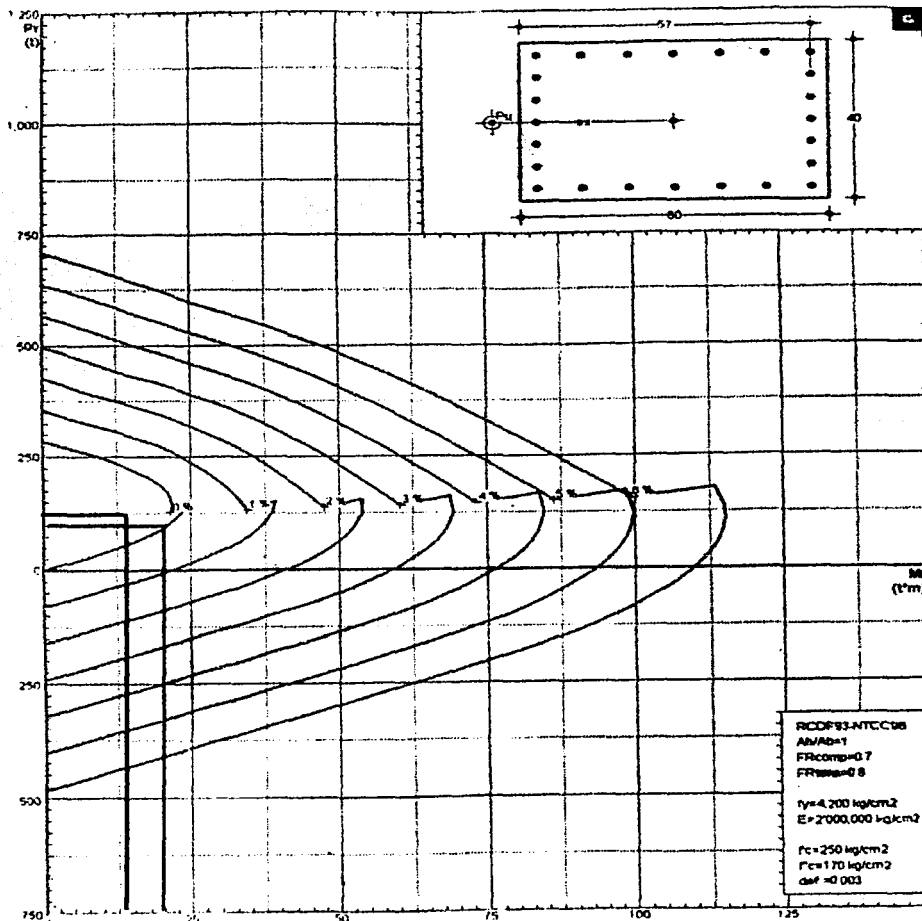


Figura 5.12 Diagrama de interacción de columna C-1



5.2.3.2 DADO

El dado se ubica en la parte interior del marco y tiene dimensiones de 60 x 60 cm, en la figura 5.13, se muestran las características geométricas y de armado. Para su análisis éste elemento será tratado como una columna.

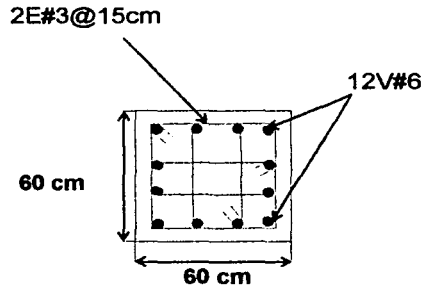


Figura 5.13. Detalle de armado y geométrico de dado

5.2.3.2.1 ESBELTEZ

a) Debido a cargas verticales

Para despreciar los efectos de esbeltez de la columna se debe cumplir la expresión 5.7. El dado tiene una altura de 0.63 m y se revisará para las combinaciones de carga axial y momento flexionante; en su extremo inferior con valor de $P = 12.4$ ton y $M = 17.15$ ton · m, para el extremo superior $P = 11.85$ ton y $M = 14.68$ ton · m; se verificó para ver si se puede despreciar los efectos de esbeltez, los momentos y fuerzas que aparecen a continuación ya han sido multiplicados por el factor de carga:

$$M_1 = 22 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_2 = 25.72 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad P_1 = 17.8 \text{ ton} \quad P_2 = 18.6 \text{ ton}$$

Sustituyendo valores en el primer miembro de la desigualdad 5.7 se tiene:

$$H' = 63 \text{ cm}$$

$$I_x = 1,080,000 \text{ cm}^4$$

$$K_x = \frac{I}{L} = \frac{1,080,000}{63} = 17,142.85 \text{ cm}^3$$

$$R_x = \sqrt{\frac{1,080,000}{3600}} = 17.32 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = 3.64$$

Sustituyendo valores en el segundo miembro de la desigualdad 5.7 se tiene:

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - (12 \times 0.8554) = 23.73$$



Como se puede observar de las expresiones obtenidas $3.96 < 23.73$ por lo tanto los efectos de esbeltez pueden despreciarse.

b) Debido a fuerzas laterales

Aplicando la desigualdad 5.8 para verificar los efectos debido a fuerzas laterales tenemos:

$$\frac{0.00853}{63} \leq 0.08 \frac{3581}{1.1 \times (450 + 480)}$$

Comparando ambos lados de la desigualdad se tiene $1.35 \times 10^{-4} \leq 0.28$ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez.

Con el porcentaje de acero que posee la columna C-1, y la combinación de elementos mecánicos se revisará si la resistencia es suficiente.

De la sección mostrada en la figura 5.13 el área de acero de la sección de 60 cm x 60 cm, es de 12 varillas del número 6 es decir de 3/4 de pulgada. El área total de acero es de:

$$A_s = 45.6 \text{ cm}^2$$

Area de la sección de concreto de la columna C-1:

$$A_c = 3600 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero de la sección es de:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{45.6}{3600} = 0.012$$

Éste porcentaje de acero se tomará del 1.2%.

Con la ayuda del diagrama de interacción, que se muestra en la figura 5.14, se comprobó que para la combinación de momento flexionante y fuerza cortante, en los extremos de la columna, la sección desarrolla una resistencia adecuada.

Para determinar las combinaciones fue necesario calcular los siguientes índices:

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'c} = \frac{18600}{0.8 \times 60 \times 60 \times 170} = 0.038$$

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f'c} = \frac{2572500}{0.9 \times 60 \times 60^2 \times 170} = 0.077$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.012 \times \frac{4,200}{170} = 0.3$$



Es necesario calcular la excentricidad para encontrar el termino e/h de la gráfica se tiene entonces $e_1 = M/p = 17.15/12.4 = 1.38$ y $e_2 = 14.68 / 11.85 = 1.24$ calculando e/h se tiene $e_1/h = 1.38 / 0.6 = 2.3$ y $e_2/h = 1.24 / 0.6 = 2.0$

5.2.3.2.2 COMBINACIÓN DE FUERZA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE

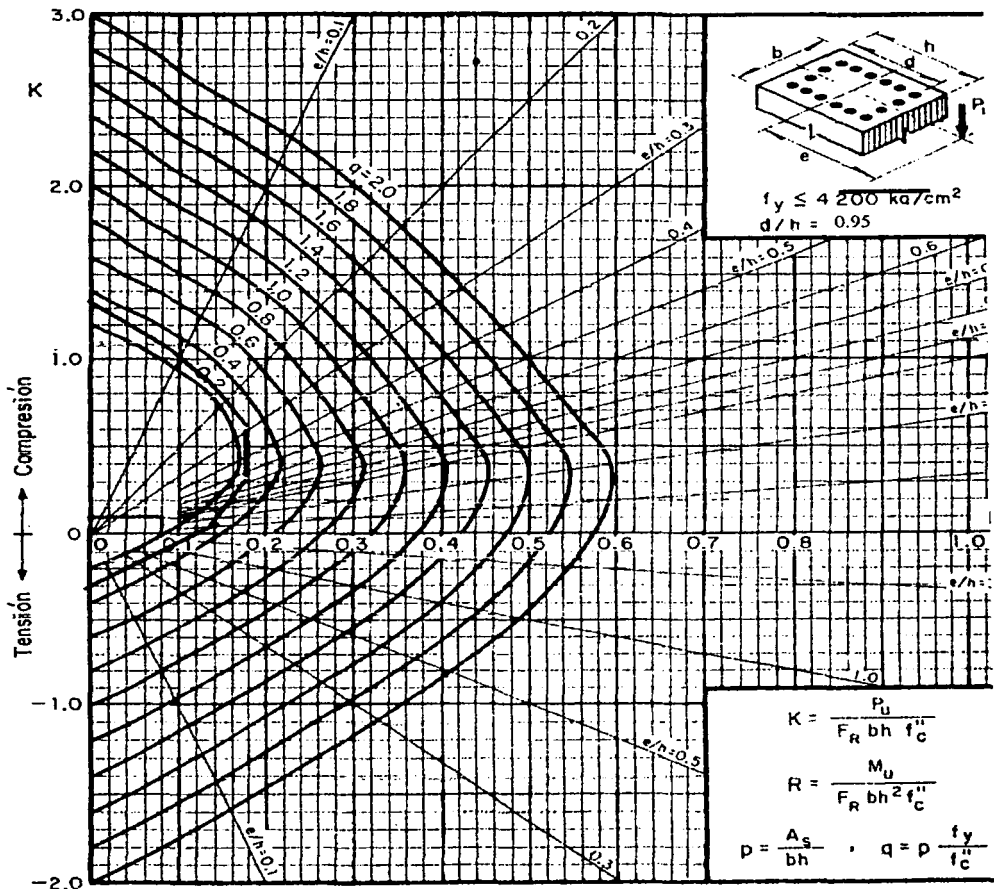


Figura 5.14 Diagrama de interacción para dado



Como se puede observar, la columna posee un porcentaje de acero adecuado, así como de las dimensiones para que resista adecuadamente la combinación de ambas condiciones le solicita a la sección.

5.2.3.3 COLUMNA C-4

Los momentos a los que está sujeta la columna C-4 en su extremo inferior $M = 12 \text{ ton} \cdot \text{m}$ y $P = 9.95 \text{ ton}$ en su extremo superior $M = 7.31 \text{ ton} \cdot \text{m}$ y $P = 9.41 \text{ ton}$, que multiplicados por el factor de carga de 1.5 los elementos mecánicos quedan de la siguiente forma:

$$M_1 = 10.96 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_2 = 18 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad P_2 = 14.92 \text{ ton} \quad P_1 = 14.11 \text{ ton}$$

La sección transversal de la columna C-4 tiene las siguientes características geométricas y de acero, como se muestra en figura 5.15:

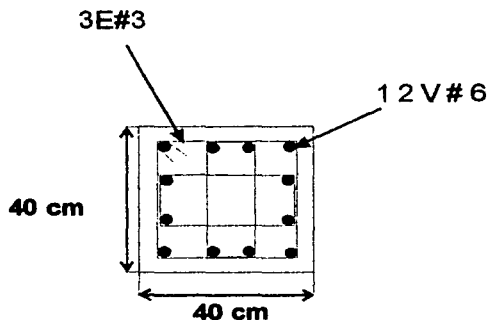


Figura 5.15. Detalle de armado y geométrico de columna C-4

5.2.3.3.1 ESBELTEZ

a) Debidos a carga vertical

Sustituyendo valores en el primer miembro de la desigualdad 5.7 se tiene:

$$H' = 297 \text{ cm}$$

$$I_x = 213,333.33 \text{ cm}^4$$

$$K_x = \frac{I}{L} = \frac{213,333}{297} = 718.3 \text{ cm}^3$$

$$R_x = \sqrt{\frac{213,333}{1600}} = 11.54 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = 25.74$$



Sustituyendo valores en el segundo miembro de la desigualdad se tiene:

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - (12 \times 0.608) = 26.7$$

Como se puede observar de las expresiones obtenidas $25.74 < 26.7$ por lo tanto los efectos de esbeltez pueden despreciarse.

b) Debido a las fuerzas laterales

Aplicando la desigualdad 5.8 para verificar los efectos debido a fuerzas laterales tenemos:

$$\frac{0.016}{297} \leq 0.08 \frac{3930}{1.1 \times (450 + 480)}$$

Comparando ambos lados de la desigualdad se tiene $5.38 \times 10^{-5} \leq 0.3$ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez.

Con el porcentaje de acero que posee la columna C-4, y la combinación de elementos mecánicos se revisará si la resistencia es suficiente.

De la sección mostrada en la figura 5.15 el área de acero de la sección de 40 cm x 40 cm, es de 12 varillas del número 6 es decir de 3/4 de pulgada. El área total de acero es de:

$$A_s = 45.6 \text{ cm}^2$$

Área de la sección de concreto de la columna C-4:

$$A_c = 1600 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero de la sección es de:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{45.6}{1600} = 0.028$$

Éste porcentaje de acero se tomará del 2.8%.

Con la ayuda del diagrama de interacción, que se muestra en la figura 5.16, se comprobó que para la combinación de momento flexionante y fuerza cortante, en los extremos de la columna, la sección desarrolla una resistencia adecuada. Para hacer uso del diagrama de interacción de la figura 5.16 se calcularon los siguientes índices:



$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{18600}{0.8 \times 60 \times 60 \times 170} = 0.038$$

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{2572500}{0.8 \times 60 \times 60^2 \times 170} = 0.087$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.012 \times \frac{4200}{170} = 0.3$$

5.2.3.3.2 COMBINACIÓN DE FUERZA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE

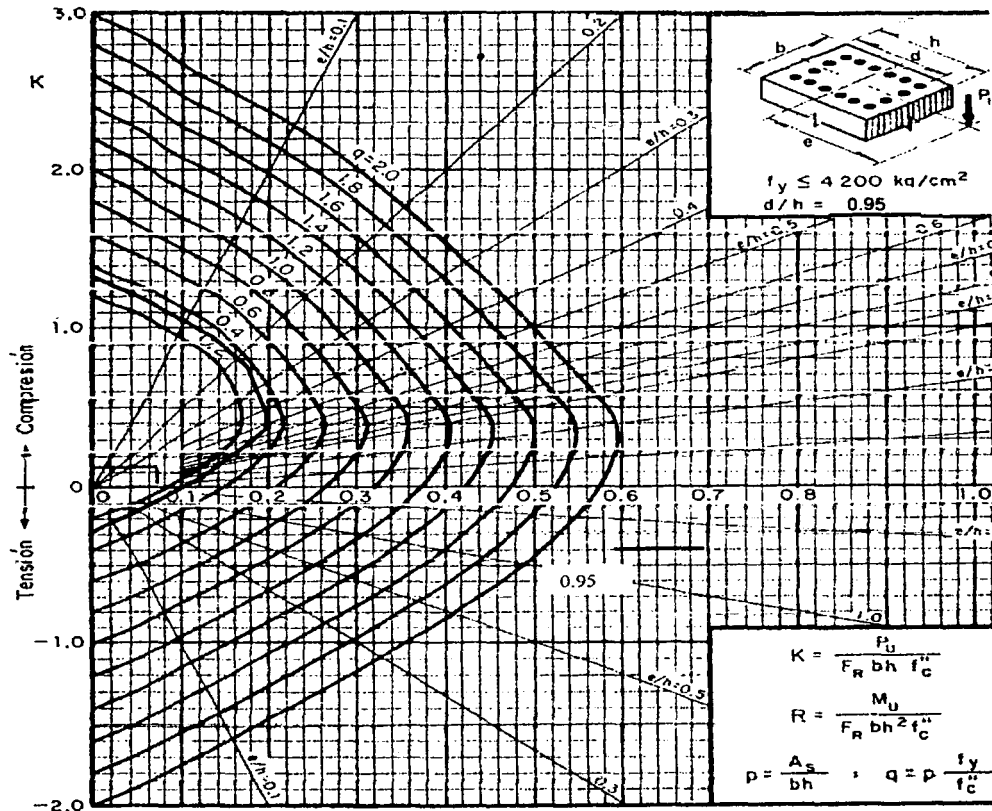


Figura 5.16 Diagrama de interacción para columna C-4



5.2.3.4 TRABE DE CONCRETO T-1

La trabe T-1 se encuentra sosteniendo a las gradas de esquina, como se puede observar en la figura 2.9 del capítulo 2. Las características geométricas y de armado se muestran en la figura 5.17:

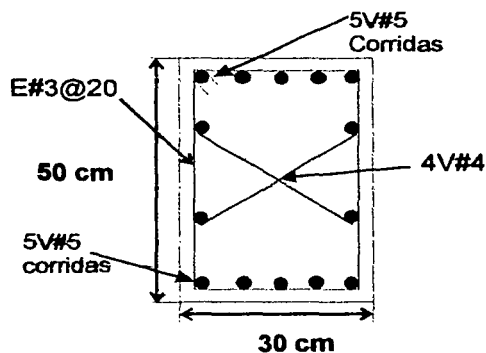


Figura 5.17. Detalle de armado y geométrico de trabe T-1

5.2.3.4.1 PORCENTAJE DE ACERO

Se revisará que el porcentaje de acero que posee ésta sección se encuentre entre el mínimo y el máximo. El porcentaje mínimo de acero se determina con la ecuación 5.18:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} \quad \dots (5.18)$$

El porcentaje de acero máximo se determina con la ecuación 5.19:

$$\rho_b = 0.7 \frac{4800f'c}{f_y(f_y + 6000)} \quad \dots (5.19)$$

Sustituyendo valores en ambas ecuaciones se llega a determinar que:

$$\rho_{\min} = 0.002635 \quad \rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.0168$$

El porcentaje de acero que posee este elemento, 0.0083 esta dentro de los limites.



5.2.3.4.2 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

El momento flexionante resistente de la sección se determinará, tomando sólo el acero en tensión, con la ecuación 5.20:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \dots (5.20)$$

donde:

F_R = factor de resistencia en flexión = 0.9

f_y = esfuerzo de fluencia

$$q = \text{índice de refuerzo} = \rho \frac{f_y}{f_c}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 5.20:

$$M_R = 0.9 \times 21 \times 4200 \times 70 (1 - 0.5 \times 0.1417) = 2,187,368.79 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 21.87 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Del capítulo 4 sección 4.3.4, se toma el valor del momento flexionante mayor y se multiplica por 1.5, para obtener el momento actuante último, $M_u = 14.45 \times 1.5 = 21.67$ ton · m. Realizando una comparación entre estos dos valores, $21.67 < 21.87$ por lo tanto la sección resiste adecuadamente el momento último actuante.

5.2.3.4.3 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

Para obtener el valor de la fuerza cortante que resiste la sección de concreto se obtiene de la ecuación 5.21 para la condición del porcentaje de acero menos de 0.01:

$$V_{CR} = F_R d b (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c} \dots (5.21)$$

Sustituyendo valores se tiene el resultado de:

$$V_{CR} = 0.8 \times 50 \times 70 (0.2 + 30 \times 0.00844) \sqrt{200} = 17,945.80 \text{ kg} = 17.94 \text{ ton}$$

Sustituyendo en la ecuación 5.6 con los valores indicados a continuación:

$$V_{CR} = 17,945.8 \text{ kg}$$

$$F_R = 0.8$$

$$A_y = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



$$d = 50 \text{ cm}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Se obtiene $29,873 \text{ Kg} = 29.8 \text{ ton}$

Del análisis estructural se obtuvo que la fuerza cortante máxima actuante es $V_u = 11.94 \times 1.5 = 17.9 \text{ ton}$. Por último se ve que $V_u < V_{CR}$, por lo tanto el elemento tiene capacidad suficiente para resistir la fuerza impuesta.

5.2.3.5. TRABE DE CONCRETO T-4

La trabe T-4 es la trabe que corre de columna C-4 a columna C-4, como puede observarse en la figura 2.8 del capítulo 2, éste elemento tiene las siguientes características geométricas y de armado como se ve en la figura 5.18:

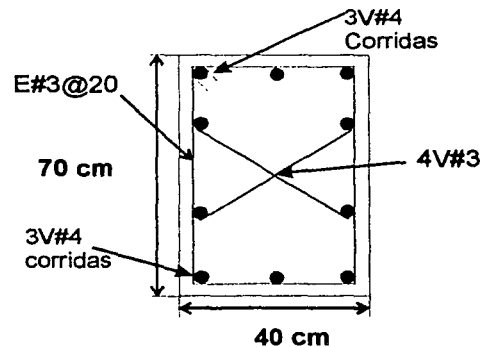


Figura 5.18. Detalle de armado y geométrico de trabe T-4

5.2.3.5.1 PORCENTAJE DE ACERO

Se revisará que el porcentaje de acero que posee ésta sección se encuentre entre el mínimo y el máximo. El porcentaje mínimo de acero se determina con la ecuación 5.18, de manera similar se calcula con ayuda de la ecuación 5.19, el acero máximo teniendo:

$$\rho_{\min} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.0168$$

El porcentaje de acero que posee este elemento, 0.0043 esta dentro de los límites.



5.2.3.5.2 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

El momento flexionante resistente de la sección se determinará sustituyendo valores en la ecuación 5.20:

$$M_R = 0.9 \times 5.08 \times 4200 \times 70 (1 - 0.5 \times 0.03138) = 1,183,782.60 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 11.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Comparando este valor con el momento de diseño, se obtuvo de $M_u = 5 \times 1.5 = 7.5 \text{ ton} \cdot \text{m}$, por lo tanto $V_u < V_{CR}$ dando como que el elemento resista satisfactoriamente el momento flexionante impuesto.

5.2.3.5.3 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

La fuerza cortante que resiste la sección de concreto se obtiene de la ecuación 5.21 para la condición del porcentaje de acero menos de 0.01:

$$V_{CR} = 0.8 \times 70 \times 40 (0.2 + 30 \times 0.0018679) \sqrt{200} = 8,110.80 \text{ Kg} = 8.11 \text{ ton}$$

Sustituyendo en la ecuación 5.6 con los valores indicados a continuación:

$$V_{CR} = 8,110.8 \text{ kg}$$

$$F_R = 0.8$$

$$A_y = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Se obtiene } 20,038.8 \text{ Kg} = 20 \text{ ton}$$

La fuerza cortante máxima actuante se obtiene de $V_u = 5 \times 1.5 = 7.5 \text{ ton}$. Por último se ve que $V_u < V_{CR}$, por lo tanto el elemento tiene capacidad suficiente para resistir la fuerza impuesta.

5.2.4. EDIFICIO DE INVITADOS ESPECIALES.

5.2.4.1. COLUMNA C1E.

La columna C1E es la columna existente en los tres niveles del edificio, en la figura 5.19 se muestra la geometría y el detalle del armado.

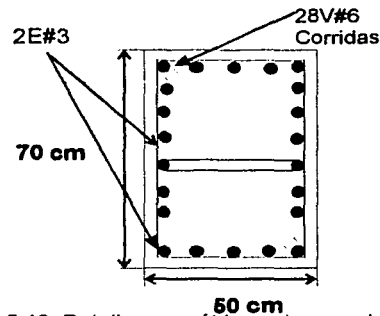


Figura 5.19. Detalle geométrico y de armado de la columna C1E

5.2.4.1.1 ESBELTEZ

Sentido X en el nivel 2,

a) Debidos a carga vertical:

Para comprobar si el efecto de esbeltez no influye, se sustituye valores en la desigualdad 5.7 y sólo se analizará la columna que presenta los máximos elementos mecánicos del primer nivel edificio. Los elementos mecánicos en los extremos son $M_1 = 6.82 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_2 = 13.28 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$$H' = 375 \text{ cm}$$

$$I_x = 1,429,166.67 \text{ cm}^4$$

$$K_x = \frac{I}{L} = \frac{1,429,166.7}{540} = 2,646.6 \text{ cm}^3$$

$$R_x = \sqrt{\frac{1,429,166.7}{3500}} = 20.27 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = 18.5$$

Sustituyendo en el segundo miembro de la desigualdad 5.7 se tiene

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - (12 \times 0.5135) = 27.83$$



Como se puede observar de las expresiones obtenidas $18.5 < 27.83$ por lo tanto los efectos de esbeltez pueden despreciarse.

b) Debidos a fuerzas laterales

Aplicando la desigualdad 5.8 para verificar los efectos debido a fuerzas laterales tenemos:

$$\frac{0.016}{297} \leq 0.08 \frac{109,700}{1.1 \times (450 + 480)}$$

Comparando ambos lados de la desigualdad se tiene $5.38 \times 10^{-5} \leq 0.3$ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez.

En el nivel 2 en el sentido Y,

a) Debidos a carga vertical:

Los elementos mecánicos en los extremos en el sentido Y, $M_1 = 6.55 \text{ ton} \cdot \text{m}$ $M_2 = 17.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$ y $H' = 375 \text{ cm}$, sustituyendo en el primer miembro de la desigualdad 5.7:

$$\begin{aligned} H' &= 375 \text{ cm} \\ I_x &= 729,166.67 \text{ cm}^4 \\ K_x &= \frac{I}{L} = \frac{729,166.7}{540} = 1,350.31 \text{ cm}^3 \\ R_x &= \sqrt{\frac{729,166.7}{3500}} = 14.43 \text{ cm} \\ \frac{H'}{r} &= 25.98 \end{aligned}$$

Sustituyendo en el segundo miembro de la desigualdad 5.7 se tiene:

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - (12 \times 0.3755) = 29.5$$

Como se puede observar de las expresiones obtenidas $25.98 < 29.5$ por lo tanto los efectos de esbeltez pueden despreciarse.



b) Debidos a fuerzas laterales

Aplicando la desigualdad 5.8 para verificar los efectos debido a fuerzas laterales tenemos:

$$\frac{0.016}{297} \leq 0.08 \frac{3930}{1.1 \times (450 + 480)}$$

Comparando ambos lados de la desigualdad se tiene $5.38 \times 10^{-5} \leq 0.3$ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez.

5.2.4.1.2 FLEXOCOMPRESIÓN

La revisión de la resistencia de ésta columna, se llevará a cabo con el diagrama de interacción, para la combinación de momento flexionante en X y momento flexionante en Y máximos. A continuación se listan los valores multiplicados por el factor de carga utilizados:

$$M_{Uy} = 26.16 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M_{Ux} = 19.92 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad P_u = 25 \text{ ton}$$

Para hacer uso de la gráfica fue necesario calcular los siguientes parámetros:

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'' c} = \frac{250,000}{0.8 \times 70 \times 50 \times 170} = 0.52$$

$$R_x = \frac{M_{Ux}}{F_R b^2 h f'' c} = \frac{2,616,000}{0.8 \times 70^2 \times 50 \times 170} = 0.07$$

$$R_y = \frac{M_{Uy}}{F_R b h^2 f'' c} = \frac{1,992,000}{0.8 \times 70 \times 50^2 \times 170} = 0.08$$

$$q = \frac{A_S f_y}{b h f'' c} = \frac{79.8 \times 4,200}{70 \times 50 \times 170} = 0.56$$

Como puede observarse, en la figura 5.20, la línea azul muestra el índice de refuerzo q y la línea roja muestra la combinación de K y R_y que se calcularon. Se observa que la combinación de fuerzas así como la relación de e_y/h se intersecan muy por debajo del índice de refuerzo que posee las columnas del edificio, por lo tanto tiene una resistencia adecuada.



5.2.4.1.3 COMBINACIÓN DE FUERZA CORTANTE, MOMENTO EN EJE X Y MOMENTO EN EJE Y.

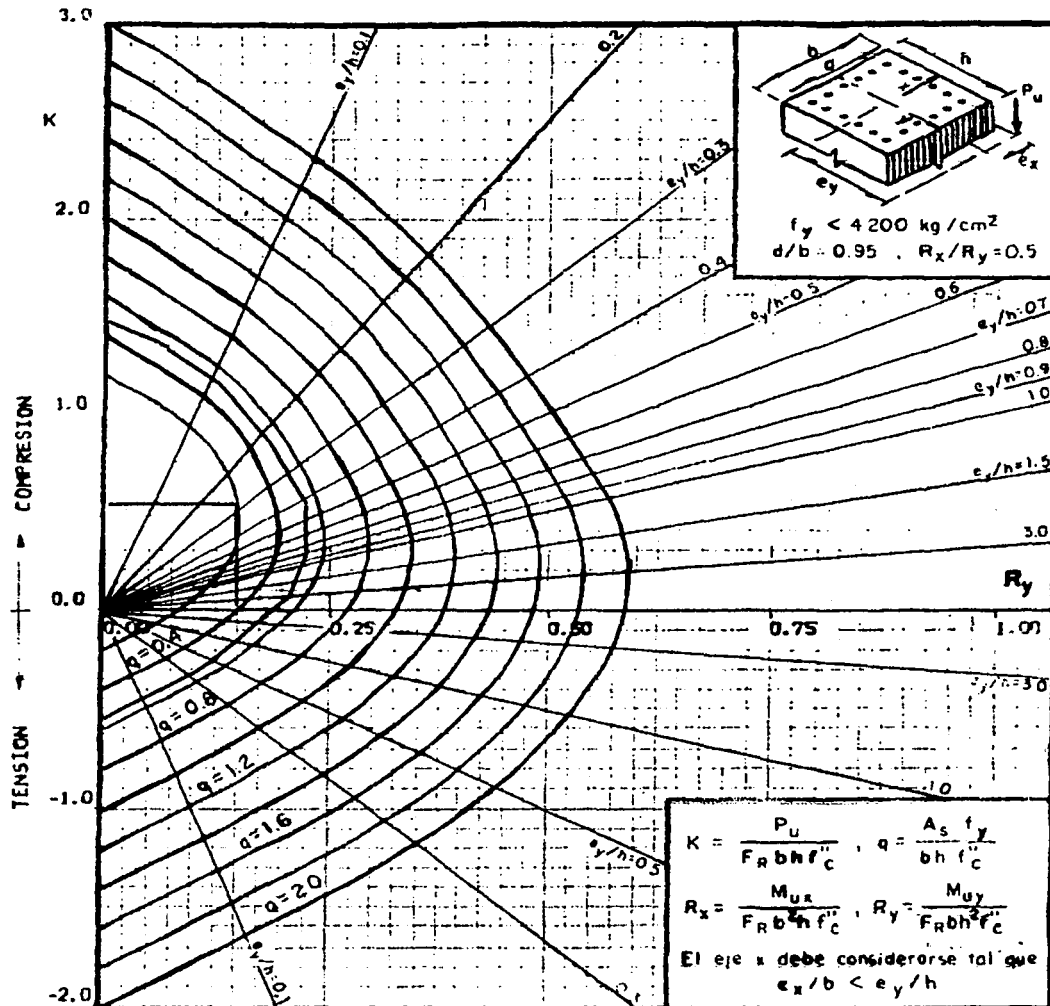


Figura 5.20. Diagrama de interacción para la columna del edificio de invitados especiales



5.2.4.2. TRABE T1E.

La trabe T1E se encuentra en el perímetro de las losas de entrepiso y azotea del edificio de invitados especiales en su sentido X, como puede observarse en la figura 3.4 del capítulo 3. Éste elemento tiene las siguientes características geométricas y de armado para los tres niveles del edificio de invitados especiales, como se ve en la figura 5.21:

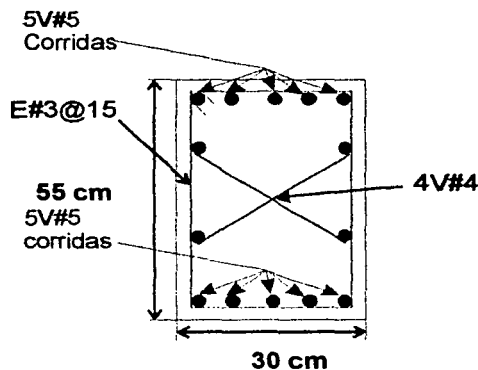


Figura 5.21.- Detalle de armado y de geometría de trabe T1E

5.2.4.2.1 PORCENTAJE DE ACERO

Se revisará que el porcentaje de acero que posee ésta sección se encuentre entre el mínimo y el máximo. El porcentaje mínimo de acero se determina con la ecuación 5.18, de manera similar se calcula con la ecuación 5.19 el acero máximo teniendo:

$$\rho_{\min} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.022408964$$

El porcentaje de acero que presenta la sección de la trabe T1E, se obtiene de la ecuación 5.2, y tiene un valor de 0.00754.

5.2.4.2.2 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

La fuerza cortante que resiste la sección de concreto se obtiene de la ecuación 5.21 para la condición del porcentaje de acero menos de 0.01, sustituyendo los valores que se listan a continuación:

$$d = 55 \text{ cm.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$F_R = 0.8$$

$$\rho = 0.00754$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$



se obtiene $V_{CR} = 7,955.79$ kg, que es el valor del cortante que resiste la sección de concreto.

Para revisar el cortante de la sección armada se utiliza la ecuación 5.6 con los siguientes valores:

$$\begin{aligned}V_{CR} &= 7,955.79 \text{ kg} \\F_R &= 0.8 \\A_y &= 1.42 \text{ cm}^2 \\f_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2 \\d &= 55 \text{ cm} \\s &= 15 \text{ cm}\end{aligned}$$

de donde se obtiene que el valor del cortante resistente de la sección armada es de $25,450.19 \text{ kg} = 25.45 \text{ ton}$

En la tabla 5.2 se presentan los valores máximos para las fuerzas cortantes encontrados por nivel obtenidos del programa STAAD-III v.21.1; en la segunda columna se muestra el valor multiplicado por el factor de carga de 1.5 y en la penúltima columna se encuentra el valor de la fuerza cortante resistente de la trabe T1E.

Nivel	Fuerza cortante amplificado (ton)	Fuerza cortante resistente de la sección (ton)	Resiste
1	17.01	25.45	Si
2	22.09	25.45	Si
3	16.51	25.45	Si

Tabla 5.2 Revisión de la fuerza cortante resistente de la trabe T1E

5.2.4.2.3 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

El momento flexionante resistente de la sección se determinará sustituyendo valores en la ecuación 5.20:

$$M_R = 0.9 \times 12.44 \times 4200 \times 55 (1 - 0.5 \times 0.126661818) = 2,422,484.79 \text{ Kg cm} = 24.2 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

En la tabla 5.3 se presentan los máximos momentos flexionantes encontrados por nivel obtenidos del programa STAAD-III v.21.1. La segunda columna muestra el valor multiplicado por el factor de carga de 1.5 del momento flexionante resultante y en la penúltima columna se encuentra el valor del momento flexionante resistente de la trabe T1E obtenido de la ecuación 5.20.



Nivel	Momento amplificado (ton · m)	Momento Resistente de la sección (ton · m)	Resiste
1	9.94	24.2	Si
2	23.46	24.2	Si
3	23.22	24.2	Si

5.2.4.3. TRABE T2E

Tabla 5.3 Revisión del momento flexionante resistente trabe T1E

La trabe T2E se encuentra en el perímetro las losas de entrepiso y azotea del edificio de invitados especiales a todo lo largo del sentido Y del edificio, como puede observarse en la figura 3.4 del capítulo 3, éste elemento tiene las siguientes características geométricas y de armado como se ve en la figura 5.22:

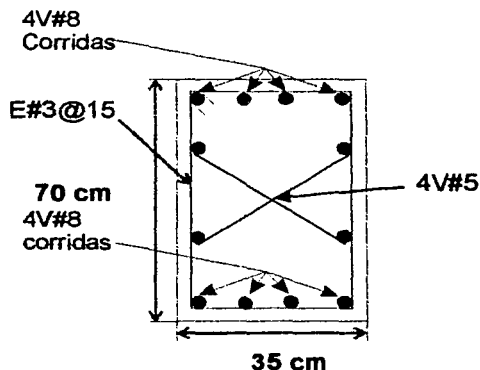


Figura 5.22.- Detalle de armado y de geometría de la trabe T2E

5.2.4.3. 1 PORCENTAJE DE ACERO

Se revisará que el porcentaje de acero que posee ésta sección, se encuentre entre el mínimo y el máximo. El porcentaje mínimo de acero se determina con la ecuación 5.18, de manera similar se calcula con la ecuación 5.19 el acero máximo teniendo:

$$\rho_{\min} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.0224$$

El porcentaje de acero que presenta la sección de la trabe T1E, se obtiene de la ecuación 5.2, y tiene un valor de 0.00989



5.2.4.3.2 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

La fuerza cortante que resiste la sección de concreto se obtiene de la ecuación 5.21 para la condición del porcentaje de acero menor de 0.01, sustituyendo los valores que se listan a continuación:

$$d = 70 \text{ cm.}$$

$$b = 35 \text{ cm.}$$

$$F_R = 0.8$$

$$\rho = 0.00989$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

se obtiene $V_{CR} = 13,771.0464 \text{ kg}$, que es el valor del cortante que resiste la sección de concreto.

Para revisar el cortante de la sección armada se utiliza la ecuación 5.6 con los siguientes valores:

$$V_{CR} = 13,771.0464 \text{ kg}$$

$$F_R = 0.8$$

$$A_y = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

de donde se obtiene que el valor del cortante resistente de la sección armada es de $36,036.6464 \text{ kg} = 36.03 \text{ ton}$

En la tabla 5.4 se presentan los valores máximos para las fuerzas cortantes encontrados por nivel obtenidos del programa STAAD-III v.21.1, en la segunda columna se muestra ya el valor multiplicado por el factor de carga de 1.5 y en la penúltima columna se encuentra el valor de la fuerza cortante resistente de la trabe T2E.

Nivel	Fuerza cortante amplificado (ton)	Fuerza cortante de la sección (ton)	Resiste
1	25.06	36.04	Si
2	25.65	36.04	Si
3	16.83	36.04	Si

Tabla 5.4 Fuerza cortante de trabe T2E



5.2.4.3.3 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

El momento flexionante resistente de la sección se determinará sustituyendo valores en la ecuación 5.20:

$$M_R = 0.9 \times 24.24 \times 4200 \times 70 (1 - 0.5 \times 0.166217143) = 5,880,853.60 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 58.8 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

En la tabla 5.5 se presentan los máximos momentos flexionantes encontrados por nivel obtenidos del programa STAAD-III v.21.1, en la segunda columna se muestra el valor multiplicado por el factor de carga de 1.5 del momento flexionante resultante y en la penúltima columna se encuentra el valor del momento flexionante resistente de la trabe T2E.

Nivel	Momento flexionante Amplificado (ton · m)	Momento Resistente de la sección (ton · m)	Resiste
1	51.40	58.8	Si
2	53.26	58.8	Si
3	37.93	58.8	Si

Tabla 5.5 Fuerza cortante de trabe T2E

5.2.4.4 LOSA DE ENTREPISO

Pertenciente a los palcos de invitados especiales, con lado corto $a_1 = 5.36 \text{ m}$ y lado largo $a_2 = 7.45 \text{ m}$ se revisará para una carga uniformemente repartida que se obtiene de la suma de carga muerta más la carga viva máxima, multiplicando por un factor de carga igual a 1.4, teniendo entonces una $w = 1,302 \text{ kg/cm}^2$, en la figura 5.23 se muestra las características geométricas y de armado:

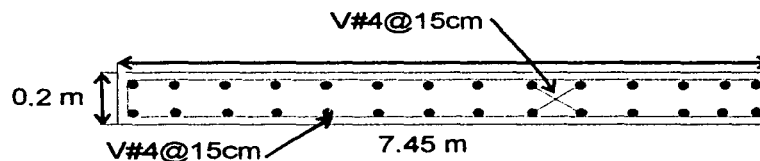


Figura 5.23. Losa de entrepiso de edificio de invitados especiales

5.2.4.4.1 REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO

La relación de lado corto entre lado largo se define como m y realizando operaciones con los valores de ésta losa tenemos:

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{5.36}{7.45} = 0.72$$



Para hacer una aproximación del peralte se sustituyen los valores correspondientes a ésta losa y con $K = 1.33$ se sustituye en 5.13:

$$d = \frac{2 \times 1.25 \times 1.33 \times (536 + 745)}{270} = 17.2 \text{ cm}$$

El peralte mínimo debe ser de 17.2 cm y comparándolo con elemento existente de 20 cm, cumple con este requisito.

5.2.4.4.2 MOMENTO FLEXIONANTE RESISTENTE

Para hacer la revisión del momento flexionante se tomará una viga que tenga un ancho unitario de 100 cm con un peralte de 20 cm. En 100 cm se tienen 7 varillas del número 4 con un espaciamiento de 15 cm. Sustituyendo valores en la ecuación 5.20 tenemos:

$$M_R = 0.9 \times 8.9 \times 4200 \times 20 \times (1 - 0.5 \times 0.1099) = 6335,867.44 \text{ Kg cm} = 6.36 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Comparando este valor con el momento ultimo del STAAD; que previamente fue multiplicado por el factor de carga de 1.5 tenemos, $M_u = 2.78 \times 1.5 = 4.17 \text{ ton} \cdot \text{m}$, por lo tanto la resistencia del elemento es satisfactoria.

5.2.4.4.3 FUERZA CORTANTE RESISTENTE

La fuerza cortante actuante en un ancho unitario se calculará sustituyendo valores en la expresión 5.13:

$$V = 2053.7 \text{ kg} = 2.1 \text{ ton}$$

Utilizando la expresión del cortante resistente en elementos sujetos a fuerza cortante ecuación 5.16, para compararlo con el valor obtenido anteriormente, tomando como ancho unitario 100 cm:

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 20 \sqrt{200} = 11,313.7 \text{ kg} = 11.31 \text{ ton}$$

De los valores que se obtuvieron se puede ver que el cortante resistente de la sección es mayor al valor de la fuerza cortante actuante, teniéndose que $2.1 \text{ ton} < 11.31 \text{ ton}$.



5.3 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Se revisaron los desplazamientos horizontales y verticales de los elementos estructurales, haciendo uso del artículo 184 en sus incisos I y II del RCDF. Para obtener los desplazamientos horizontales entre dos niveles sucesivos, se aplicó el criterio de la altura del entrepiso dividido entre 500 y los datos obtenidos se compararon con los desplazamientos que se obtuvieron del STAAD para la condición de carga muerta más carga viva más sismo.

Para obtener los desplazamientos verticales que marca el RCDF, se aplicó el criterio de dividir el claro entre 240 más 0.5 cm, comparando los valores obtenidos con los resultados de la condición de carga muerta más carga viva del STAAD.

5.3.1 MARCO TIPO DE GRADAS PERMANENTES

Se verificó que todos los desplazamiento que se obtuvieron del STAAD no excedieran los valores permisibles establecidos en el RCDF.

5.3.1.1 DESPLAZAMIENTO VERTICAL

Se revisó para los dos claros existentes de los marcos tipo de las gradas permanentes; en la tabla 5.6 la columna 1 indica el claro que se analiza, la columna 2 muestra el desplazamiento vertical permitido y la columna 3 nos muestra el desplazamiento vertical que se presenta, dato obtenido del análisis del marco tipo de gradas permanentes con el STAAD.

El desplazamiento vertical perteneciente al marco tipo se tiene:

Claro	Δ_{vert_1}	Δ_{vert_2}
4.4	2.33 cm	0.21 cm
3.1	1.80 cm	0.60 cm

Tabla 5.6 Desplazamiento vertical del marco tipo de gradas permanentes

5.3.1.2 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

Tomando el desplazamiento horizontal máximo, el de la columna C-1 por ser la de mayor altura, se muestra en tabla 5.7. En columna 1 se aprecia la altura de la columna C-1, en la columna 2 se ve el desplazamiento horizontal permitido y en columna 3 el desplazamiento horizontal que se presenta, obtenido del análisis de las gradas permanentes con el STAAD.



Altura	Δhor_1	Δhor_2
3.36	0.672 cm	0 cm

Tabla 5.7 Desplazamiento horizontal del marco tipo de gradas permanentes

5.3.2 MARCO TIPO DE GRADAS DE ESQUINA

Como ya se ha mencionado existen dos tipos de marcos para estas gradas, el marco T1 y el marco T2 los cuales se diferencian en la geometría de la columna C-1, véase figura 2.9 capítulo 2. Para obtener los máximos desplazamientos horizontales se utilizó la condición de carga muerta más carga viva más sismo, se procedió de igual manera para los desplazamientos verticales con la condición de carga muerta más carga viva.

5.3.2.1 MARCO TIPO T1

5.3.2.1.1 DESPLAZAMIENTO VERTICAL

El desplazamiento vertical máximo presentado en el marco tipo T1, se muestra en la tabla 5.8:

Claro	$\Delta vert_1$	$\Delta vert_2$
7.5 m	3.7 cm	0.38 cm

Tabla 5.8 Desplazamiento vertical del marco tipo T1 de gradas de esquina

5.3.2.1.2 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

Tomando el desplazamiento horizontal máximo que presenta la columna C-1 por ser la de mayor altura. La tabla 5.9 muestra en la columna 2 el desplazamiento horizontal permitido y la columna 3 el desplazamiento vertical que se presenta, obtenido del análisis de las gradas permanentes con el STAAD.

Altura	Δhor_1	Δhor_2
3.9 m	1.56 cm	0.17 cm

Tabla 5.9 Desplazamiento horizontal del marco tipo T1 de gradas de esquina



5.3.2.2 MARCO TIPO T2

5.3.2.2.1 DESPLAZAMIENTO VERTICAL

El desplazamiento vertical máximo presentado en el marco tipo T2, se muestra en la tabla 5.10:

Claro.	Δ_{vert_1}	Δ_{vert_2}
7.5 m	3.7 cm	0.27 cm

Tabla 5.10 Desplazamiento vertical del marco tipo T2 de gradas de esquina

5.3.2.2.2 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

Tomando el desplazamiento horizontal máximo el de la columna C-1 por ser la de mayor altura. En tabla 5.11 columna 2, se ve el desplazamiento horizontal permitido y la columna 3 el desplazamiento horizontal que se presenta, obtenido del análisis de las gradas permanentes con el STAAD.

Altura	Δ_{hor_1}	Δ_{hor_2}
2.97 m	1.2 cm	0.031 cm

Tabla 5.11 Desplazamiento horizontal de marco tipo T2 de gradas de esquina

Como se observa el desplazamiento horizontal se encuentra dentro del desplazamiento permisible.

5.3.3 EDIFICIO DE INVITADOS ESPECIALES

5.3.3.1 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL EN DIRECCIÓN X

El máximo desplazamiento horizontal por nivel, en dirección del eje X se muestra en la tabla 5.12:

Nivel	Nudo	Condición de carga	Desplazamiento (cm)
1	22	10	0.11
2	41	13	0.37
3	65	10	0.75

Tabla 5.12 Desplazamiento horizontal por nivel en dirección X

Para calcular, los desplazamientos relativos, tabla 5.13; se obtienen los desplazamientos de los nudos inferiores. Y el desplazamiento relativo es igual al desplazamiento del nudo menos el desplazamiento del nudo inferior.



Nudo	Desplazamiento del nudo (cm)	Nudo inferior	Desplazamiento del nudo inferior (cm)	Desplazamiento relativo (cm)
22	0.11	21	0.0	0.11
41	0.37	4	-0.01	0.38
65	0.75	49	0.26	0.38

Tabla 5.13 Desplazamientos relativos en dirección X

De acuerdo al artículo 184 fracción II del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, para considerar aceptables los desplazamientos horizontales, es necesario que éstos sean menores al valor de la altura del entrepiso entre 250, y éste resultado se observa en la tercer columna de la tabla 5.14:

Nivel	Altura (cm)	Altura/250
1	540	2.16
2	375	1.50
3	340	1.36

Tabla 5.14 Desplazamientos horizontales en sentido X

En la columna 2 de la tabla 5.15 se observa el valor permisible del desplazamiento en dirección X, en la columna 3 se aprecian los desplazamientos que se presentan en cada nivel:

Nivel	Δ_{hor_1}	Δ_{hor_2}	Cumple
1	2.16	0.11	Si
2	1.50	0.38	Si
3	1.36	0.38	Si

Tabla 5.15 Desplazamiento horizontal permisible en dirección X

Como se puede ver la magnitud del desplazamiento se encuentran por debajo de los permisibles.

5.3.3.2 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL EN DIRECCIÓN Z

El máximo desplazamiento horizontal por nivel, en dirección del eje Z se muestra en la tabla 5.16

Nivel	Nudo	Condición de carga	Desplazamiento (cm)
1	20	15	1.19
2	48	15	1.35
3	64	15	1.51

Tabla 5.16 Desplazamientos horizontales por nivel en dirección Z



Para calcular, los desplazamientos relativos, de la tabla 5.17 se obtienen los nudos inmediatos inferiores. Y el desplazamiento relativo es igual al desplazamiento del nudo menos el desplazamiento del nudo inmediato inferior; todos los desplazamientos están en centímetros.

Nudo	Desplazamiento del nudo	Nudo inferior	Desplazamiento del nudo inferior	Desplazamiento relativo
20	1.19	19	0	1.19
48	1.35	18	0.84	0.51
64	1.51	48	1.35	0.15

Tabla 5.17 Desplazamientos relativos en dirección Z

De acuerdo al Artículo 184 fracción II del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, para revisar los desplazamientos horizontales, es necesario que los desplazamientos sean menores al valor de la altura del entrepiso entre 250, y este resultado se observa en la tercer columna de la tabla 5.18, todas las alturas están expresadas en centímetros:

Nivel	Altura	Altura/250
1	540	2.16
2	375	1.50
3	340	1.36

Tabla 5.18 Desplazamientos en sentido Z

En la columna 1 de la tabla 5.19 se observa que el valor permisible de desplazamiento en Z, en la columna 3 se ve el valor del desplazamiento horizontal máximo presentado en cada nivel.

Nivel	Δ_{hor_1}	Δ_{hor_2}	Cumple
1	2.16	1.19	Si
2	1.50	0.51	Si
3	1.36	0.15	Si

Tabla 5.19 Desplazamiento permisible en sentido Z

Como se pudo observar los desplazamientos están dentro de los permisibles.

5.3.3.3 DESPLAZAMIENTO VERTICAL

Para revisar los desplazamientos verticales, se obtuvieron del STAAD V.21.1 los valores de los máximos desplazamientos verticales en las barras por niveles. Y se muestran en la tabla 5.20:



Nivel	Barra	Δ vertical (cm)
1	152	0.023
2	1857	0.058
3	1855	0.032

Tabla 5.20 Desplazamiento vertical por nivel

Con base en el Artículo 184 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, fracción I, se revisará el desplazamiento vertical. En ésta fracción se menciona, que el máximo desplazamiento vertical será igual a la longitud del claro en centímetros entre 240 más 0.5 cm. En la tabla 5.21 se presentan, las barras, y su longitud de claro así como la aplicación de la fracción I del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Nivel	Número de barra	Claro (cm)	(Claro)/240+0.5
1	152	583	2.93
2	1857	745	3.60
3	1855	745	3.60

Tabla 5.21 Desplazamiento límite vertical por nivel

Por último en la tabla 5.22 se comparan los valores de los desplazamientos límites verticales en el edificio de invitados especiales con los que se presentan en el mismo, todos los desplazamientos están en centímetros.

Nivel	Δ vert1	Δ vert2	Cumple
1	2.93	0.023	Si
2	3.60	0.058	Si
3	3.60	0.032	Si

5.23 Desplazamiento vertical límite y desplazamiento vertical presentado



CAPÍTULO 6

ANÁLISIS Y DISEÑO DE GRADAS NO PERMANENTES



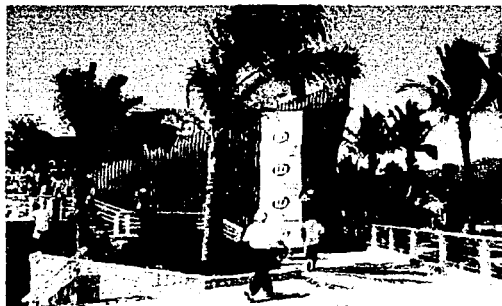
6. ANÁLISIS Y DISEÑO DE GRADAS NO PERMANENTES

Las gradas permanentes se encuentran ubicadas en los costados oriente, poniente y en el lado norte del estadio.

6.1 DESCRIPCIÓN DE LAS GRADAS NO PERMANENTES.

6.1.1 GRADA NORTE

Una grada en la zona norte, con longitud de 32 m, un ancho de 9.45 m. y una altura de 5.22 m. Sobre esta grada se colocó un sistema de asientos de plástico como se muestra en la figura 6.1. La sección típica esta formada por tubos cuya distancia es de 0.95 m de ancho con alturas variables de 1.62 m y 1.60 m. Con diez escalones de 0.74 m de ancho por 32 m de longitud, con un pasillo al frente de 1.45 m. En los costados se encuentran los barandales que además de servir de apoyo a los espectadores les brinda seguridad.



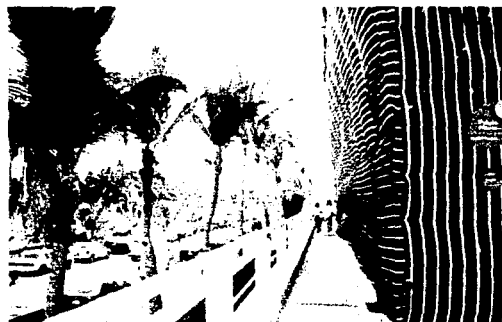
Fotografía 25.- Corte transversal grada no permanente norte.



Fotografía 26.- Grada no permanente norte



Fotografía 27 Grada norte no permanente



Fotografía 28.- Parte posterior grada norte no permanente.



Las fotografías 25 a 28 muestran la grada norte no permanente durante los días del evento.

Este sistema de tubos se encuentra apoyado en placas base desplantadas sobre el firme de concreto.

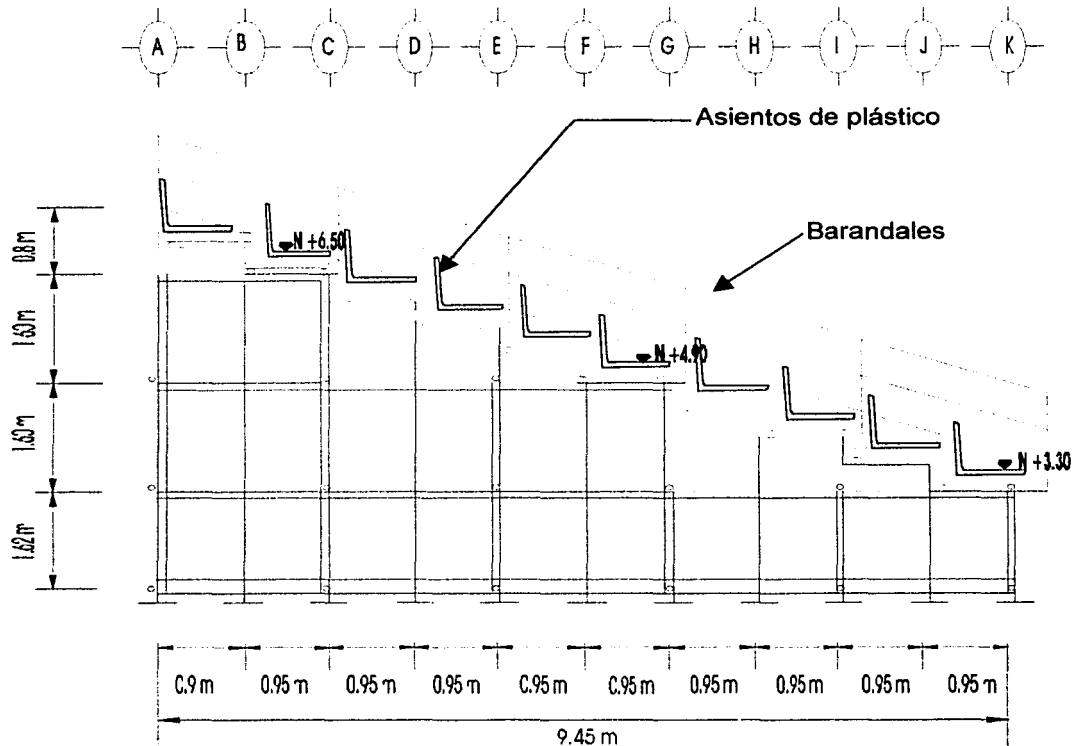


Figura 6.1 Corte transversal de las gradas norte



Como se puede deducir del corte mostrado en la figura 6.1, las configuraciones en planta a los niveles 3.30 m, 4.90 m y 5.22 m cambian para dar cabida a las tarimas que soportaran los asientos. Las gradas norte presentan el siguiente arreglo en planta figura 6.2

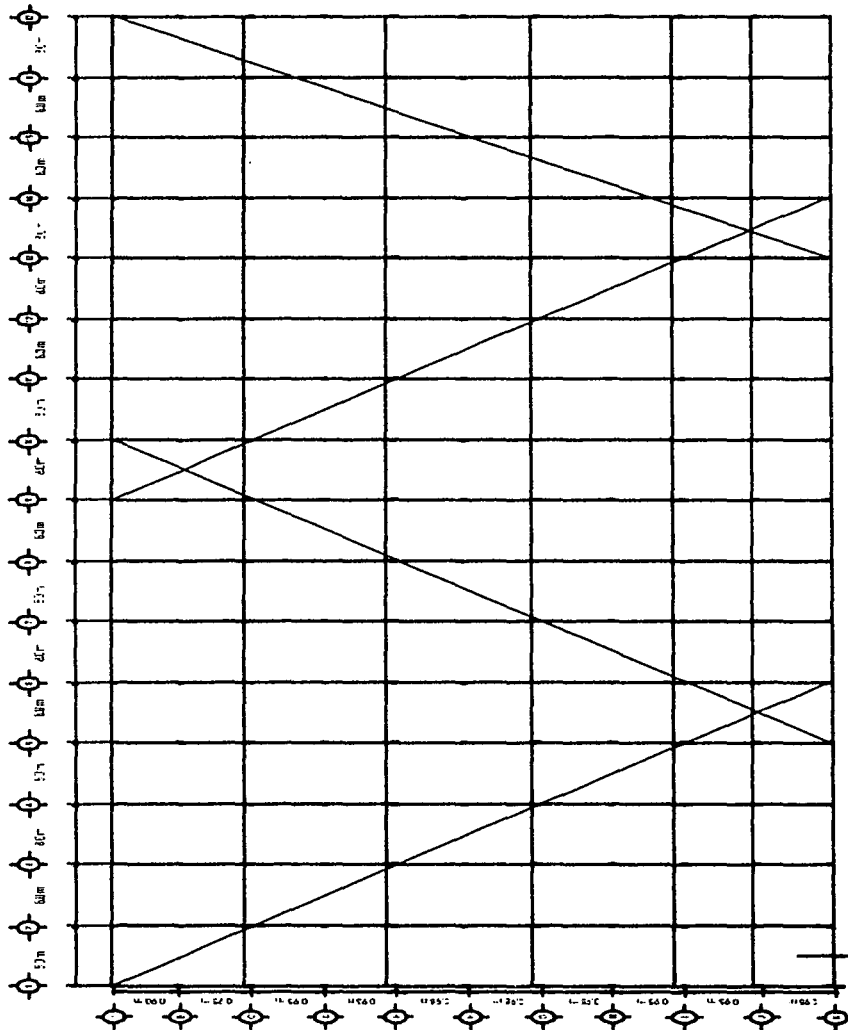


Figura 6.2 Vista en planta de las gradas norte N + 3.30

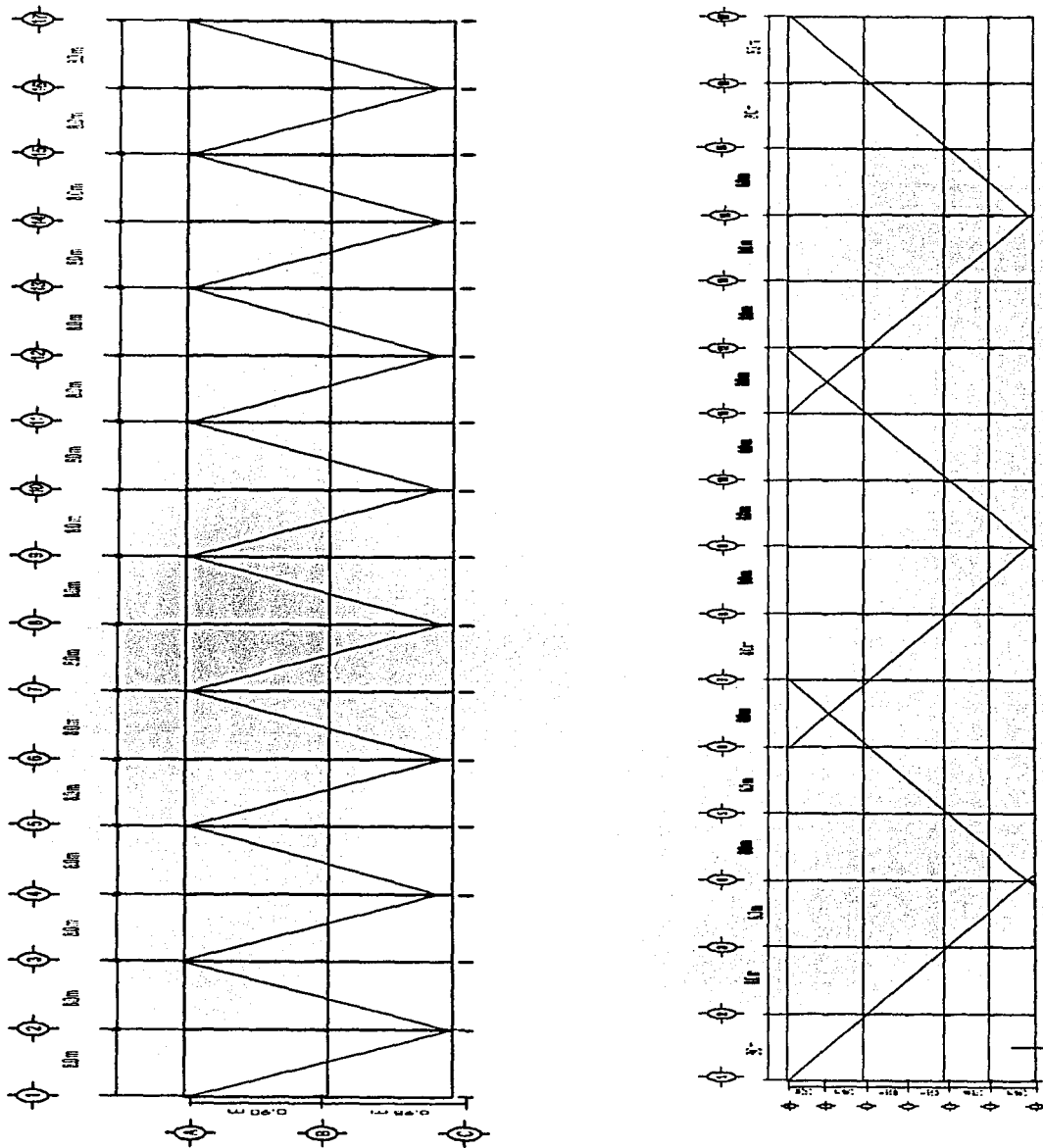


Figura 6.3 Vista en planta de la grada norte niveles N + 4.90 y N + 6.50



6.1.2 GRADAS ORIENTE Y PONIENTE

Las gradas oriente y poniente cuentan, ambas con diez escalones de 0.74 m de ancho por 46 m de longitud, completa con un pasillo al frente de 1.45 m tres escaleras interiores para acceso a pasillo.

La grada típica esta compuesta por sección de numerado, sobre esta grada se encuentran un arreglo de tarimas para uso del público, figura 6.4. Con una longitud de 46 m, y altura máxima de 5.22 m, con un ancho de 8.95 m. La sección típica esta formada por tubos cuya distancia es de 1.88 m de ancho con alturas variables de 1.20 m y 1.70 m. En la parte superior de cada montaje se encuentran los barandales que además de servir de apoyo a los espectadores les brinda seguridad.

Este sistema de tubos se encuentra apoyado en placas base colocadas sobre el firme de concreto.

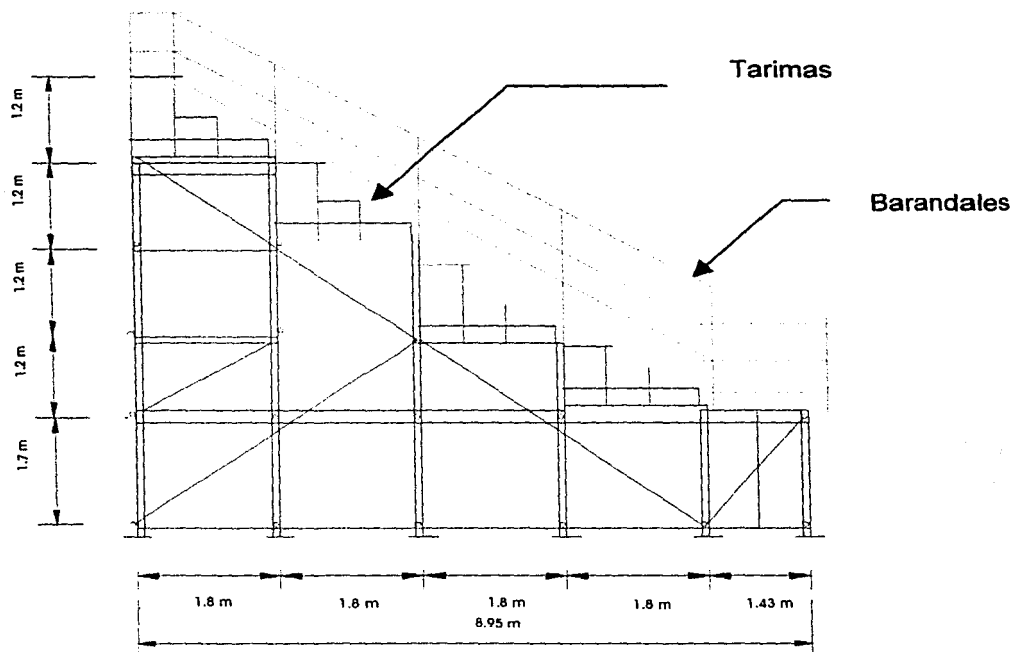


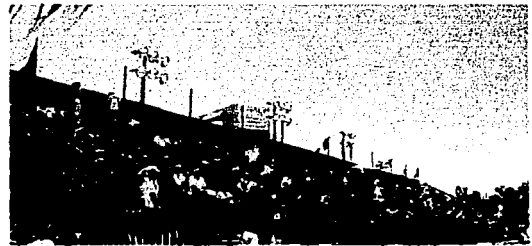
Figura 6.4 Vista en planta de la grada poniente y oriente



Las fotografías 29 a 31,33 y 34 muestran la grada oriente tubular que se empleó para el evento, mientras que la fotografía 32 muestra el acabado de las tarimas que se utilizan en las gradas no permanentes.



Fotografía 29.- Parte posterior de grada Oriente no permanente



Fotografía 30.- Grada oriente no permanente.



Fotografía 31.- Grada oriente no permanente Junto con palcos



Fotografía 32.- Tarimas empleadas en las gradas no permanentes



Fotografía 33.- Grada poniente no permanente



Fotografía 34.- Grada oriente no permanente



La figura 6.5 muestra el arreglo en planta de las gradas tubulares oriente – poniente al nivel N +4.90

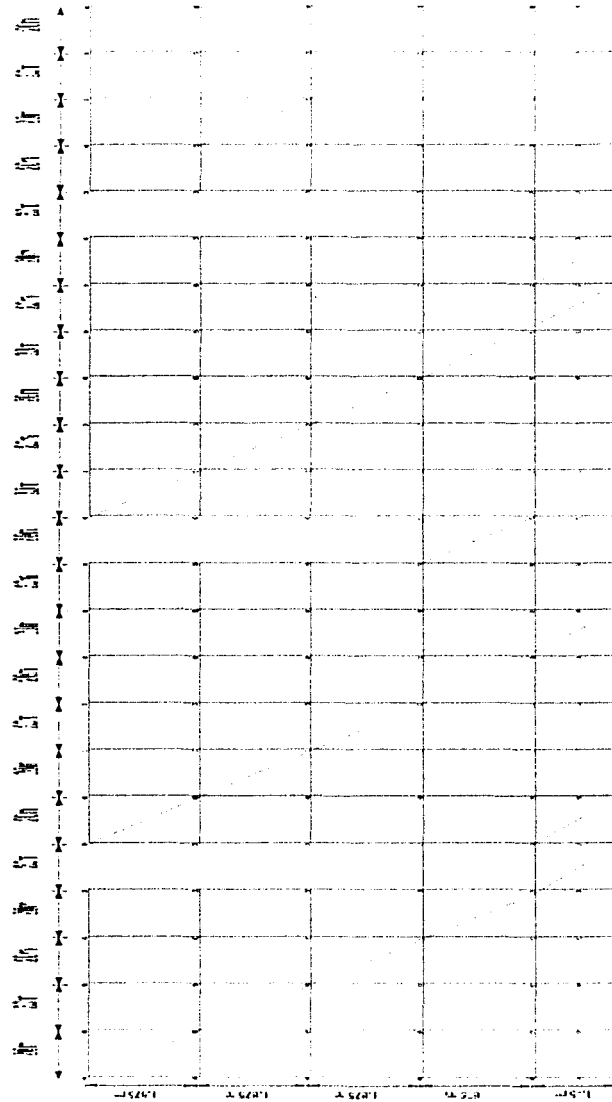


Figura 6.5 Vista en planta de la grada poniente y oriente



6.1.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LAS GRADAS NO PERMANENTES.

- ⇒ Tubo de alta resistencia de acero con diámetro exterior de 48.7 mm. y diámetro interior de 41.7 mm y 3.50mm de espesor, área = 4.97 cm^2 , radio de giro de 1.58 cm. Módulo de Sección de 5 cm^3 , esfuerzo de fluencia $f_y = 3800 \text{ kg / cm}^2$ y esfuerzo último $f_u = 5600 \text{ kg / cm}^2$.
- ⇒ Las juntas de tracción para la unión coaxial de tubos sujetos a esfuerzos de tensión, fueron de acero forjado, con resistencia a la tensión de 5,000kg/m. Las juntas ortogonales usadas para sus conexiones constaron de cuatro tornillos de cabeza hexagonal también de acero forjado.
- ⇒ Placas base planas de 1.4 Kg de peso, destinadas a asegurar el apoyo de los elementos tubulares verticales y repartir la carga axial al piso, clavadas a una ampliación de madera; ajustables con tornillos niveladores.
- ⇒ Junta Ortogonal (JORT) para fijar dos tubos en ángulo recto de acero forjado.
- ⇒ Las tarimas de madera se sujetaron a los elementos de soporte por medio de alambre recocido del número 20.

En la figura 6.6 puede observarse los elementos que se emplean para la elaboración de las gradas no permanentes

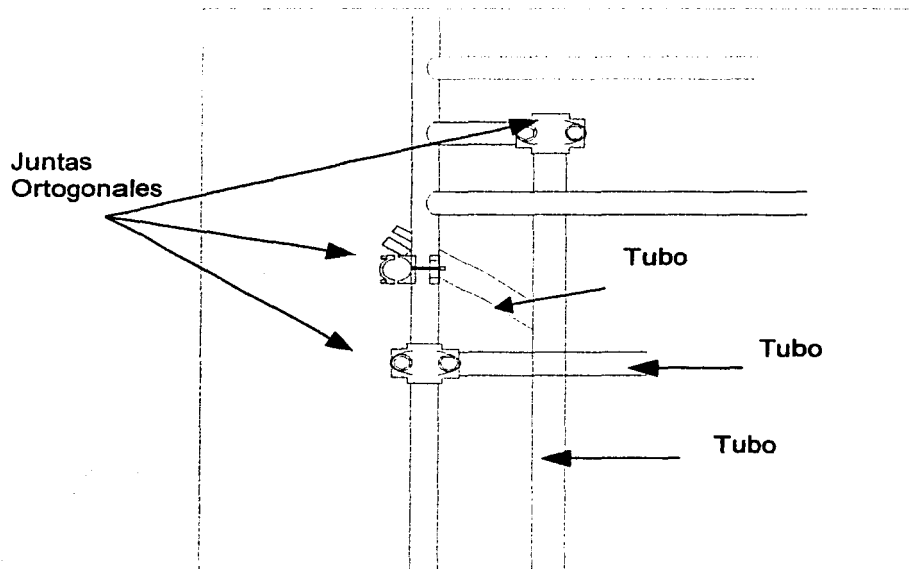


Figura 6.6 Detalle de los elementos que forman las gradas tubulares



6.2 ENSAYES PARA OBTENER LA RESISTENCIA DEL MATERIAL

Los materiales con los que se realizó el montaje de la estructura y sus juntas atornilladas, fueron ensayados en el laboratorio, encontrado un comportamiento satisfactorio.

6.2.1 CAPACIDAD DE CARGA DE LOS ELEMENTOS.

Cada uno de los elementos no excederá la relación de esbeltez límite, marcada por las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras en su Artículo 2.2.3 la cual será:

Relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} < 200$$

La relación diámetro / espesor de secciones circulares huecas no excederá de:

$$232,000/F_y$$

Según especificaciones para diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero para edificios del manual de construcciones de acero (IMCA) vol. 1 Secc. 1.5.1.4 inciso 7

$$235,000/F_y$$

Según Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas en su artículo 2.3.1 (Tabla 2.3.1)

$$\frac{232000}{2461} = 94.27$$

6

$$\frac{235000}{2461} = 95.47$$

$$\frac{\phi_{\text{exterior}}}{t} = \frac{48.7}{3.5} = 13.91$$

La cual cubre ambos lineamientos.



Se considera 3800 kg / cm^2 , lo cual fue corroborado por los resultados obtenidos en el laboratorio .

ϕ_{exte} = diámetro exterior del tubo (48.7mm)

t = espesor del tubo (3.5 mm)

6.2.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO EN TUBOS Y JUNTAS PROTECME¹

Con el objeto de reconocer mejor el comportamiento estructural del material tubular con el que serán fabricadas las gradas se realizaron pruebas de compresión en tres tubos de 30 cm. , de diámetro (con relación de esbeltez menor a 20) seleccionados de manera aleatoria en obra y de 2 juntas a fricción apretadas a distintos torques, para determinar su capacidad al deslizamiento , los ensayos se realizaron de acuerdo a la Norma Española UNE-76-503-91.

Los resultados del ensaye a compresión se observan en la tabla 6.1

No de ensaye	Carga Máxima a la fluencia (kg)	Esfuerzo de fluencia del material (kg/cm^2)
1	25170	5034
2	19020	3804
3	20250	4050

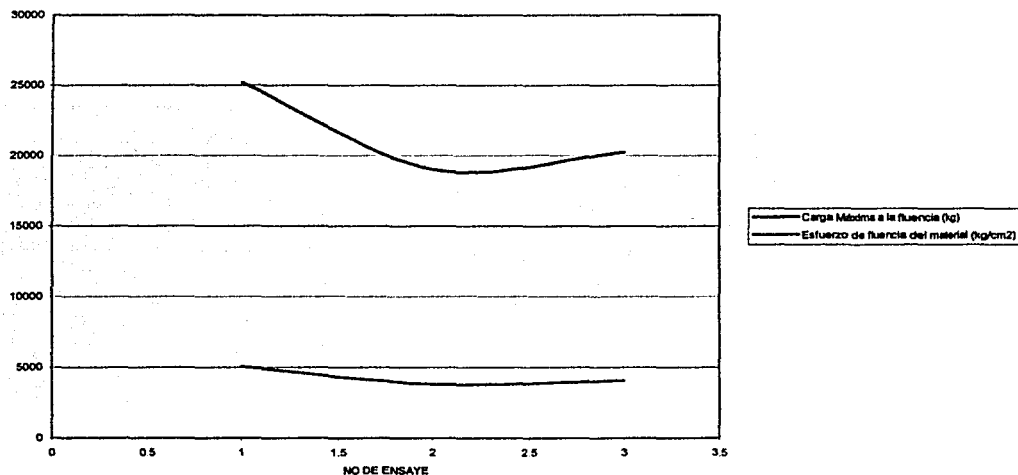
Tabla 6.1 Resultados de ensaye a compresión de tubos

En ellos se apreció una gran dispersión debido a los efectos del material ensayado, que incluso en uno de ellos tenía cierto grado de oxidación interior; no obstante en ningún caso se presento esfuerzo de fluencia menor al especificado por el fabricante, que es de $F_y = 38000 \text{ kg/cm}^2$. En la gráfica 6.1 se observa la representación de los resultados de la tabla 6.1

¹ PROTECME: Provedora Técnica Mexicana S.A. de C.V.



RESULTADOS DE ENSAYE A COMPRESIÓN



Gráfica 6.1 Resultados de ensayo a compresión.

Los resultados de los ensayos a deslizamiento se efectuaron usando un aparato de soporte a base de ángulos, de tal forma que dieran soporte al tubo vertical pero sin rigidez de sus extremos, los resultados obtenidos con distintos torques se resumen en la tabla 6.2 y se plasman gráficamente en la gráfica 6.2.

Carga (kg)	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
Deform (mm)	0.65	1.5	2.25	4.35	7.15					
TORQUE 15LbFT										
Deform (mm)	0.38	1.18	2.15	3.78	6.25	8.60				
TORQUE 25Lbft										
Deform (mm)	0.18	0.48	0.85	1.48	2.15	2.95	3.25	5.05	9.20	
TORQUE 35 Lbft										
Deform (mm)	0.22	0.55	1.00	1.55	2.00	2.65	3.50	4.75	7.95	
TORQUE 45 Lbft										
Deform (mm)	0.15	0.38	0.85	1.55	2.35	2.95	3.65	4.05	4.65	7.05
TORQUE 55 Lbft										

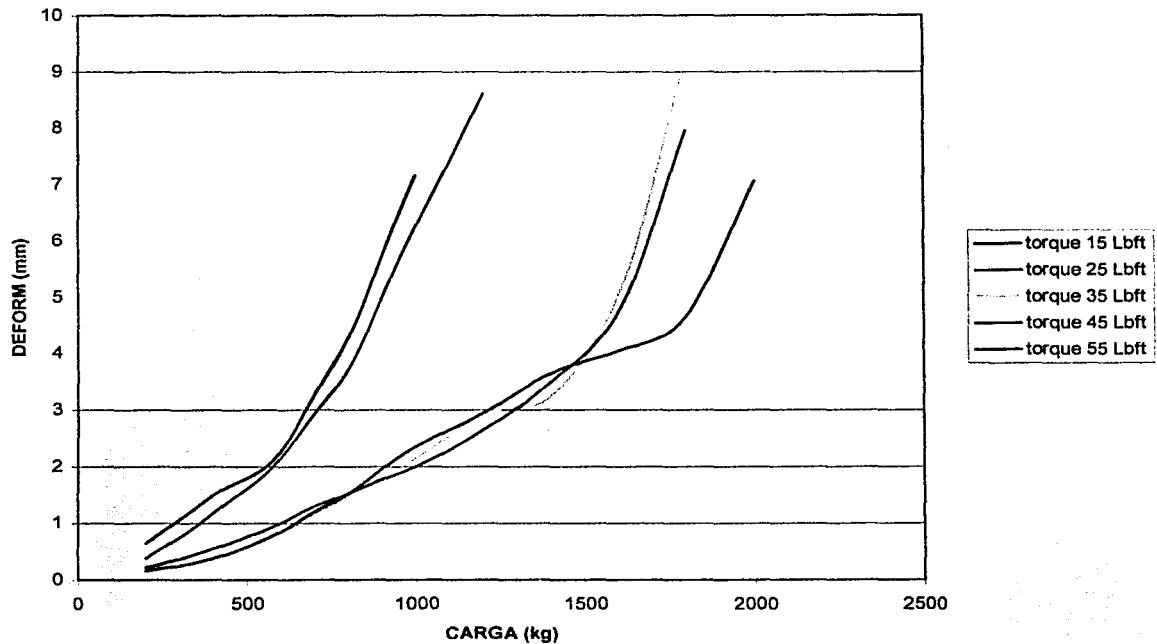
Tabla 6.2 Resultados de ensayos a deslizamiento

Como puede apreciarse en la gráfica 6.1 el torque entre 35 y 40 Lb*ft es el óptimo para este tipo de conector y su límite de trabajo sería de aproximadamente 1400 kg presentando deslizamientos del orden de 3 mm., y se tendría un 40% de resistencia



adicional asociado con deslizamientos mayores, del orden de 8mm., lo cual se puede considerar muy conservador.

RESULTADO DE LOS ENSAYES A DESLIZAMIENTO



Gráfica 6.2.- Resultado de ensayos a deslizamientos

6.3 APLICACIÓN DE CARGAS

6.3.1 GRADA NORTE

6.3.1.1 CARGA MUERTA

Existen dos longitudes entre las diagonales longitudinales, como puede verse en la figura 6.1, una de 0.90 m y otra de 0.95 m. A continuación se muestra la determinación de la carga muerta debido al entarimado de madera y de la estructura metálica, $\omega = 100 \text{ kg / m}^2$



Ancho = 0.90 m
Largo = 32 m
 $\omega = 100 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 34

$$P = (0.90 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 100 \text{ Kg / m}^2) = 2,880 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{2,880 \text{ Kg}}{34 \text{ nudos}} = 84.71$$

$W = 85 \text{ Kg}$

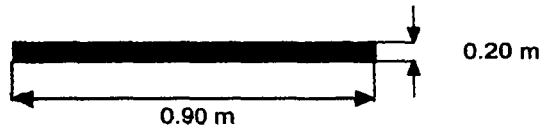


Figura 6.7.- Tarima

Ancho = 0.95 m
Largo = 32 m
 $\omega = 100 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 34

$$P = (0.95 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 100 \text{ Kg / m}^2) = 3,040 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{3,040 \text{ Kg}}{34 \text{ nudos}} = 89.41$$

$W = 90 \text{ Kg}$

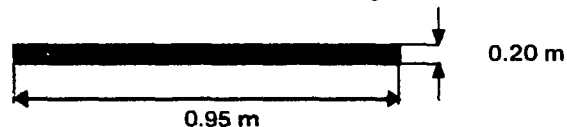


Figura 6.8.- Tarima

6.3.1.2 CARGA VIVA

Ancho = 0.90 m
Largo = 32 m
 $\omega = 450 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 34



$$P = (0.90 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 450 \text{ Kg} / \text{m}^2) = 12,960 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{12,960 \text{ Kg}}{34 \text{ nudos}} = 381.17$$

$$W = 385 \text{ Kg}$$

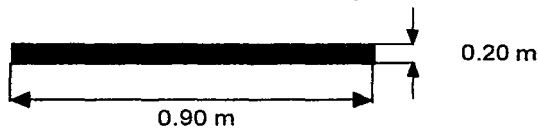


Figura 6.9.- Tarima

Ancho = 0.95 m
Largo = 32 m
 $\omega = 450 \text{ kg} / \text{m}^2$
Apoyos = 34

$$P = (0.95 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 450 \text{ Kg} / \text{m}^2) = 13,680 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{13,680 \text{ Kg}}{34 \text{ nudos}} = 402.35$$

$$W = 405 \text{ Kg}$$

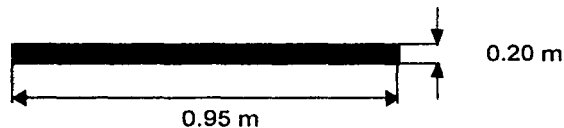


Figura 6.10.- Tarima



6.3.2 GRADA PONIENTE - ORIENTE

6.3.2.1 CARGA MUERTA

Existen dos longitudes entre las diagonales longitudinales, como puede verse en la figura 6.1, una de 0.90 m y otra de 0.95 m. A continuación se muestra la determinación de la carga muerta debido al entarimado de madera y de la estructura metálica, $\omega = 100 \text{ kg / m}^2$

Ancho = 0.625 m
Largo = 42 m
 $\omega = 100 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 48

$$P = (0.625 \text{ m} \times 42 \text{ m} \times 100 \text{ Kg / m}^2) = 2,625 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{2,880 \text{ Kg}}{48 \text{ nudos}} = 54.69$$

$$W = 55 \text{ Kg}$$

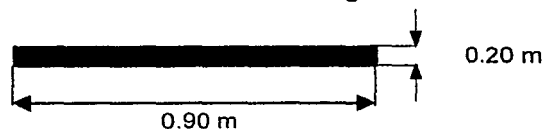


Figura 6.11 Tarima

Ancho = 0.7125 m
Largo = 42 m
 $\omega = 100 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 48

$$P = (0.7125 \text{ m} \times 42 \text{ m} \times 100 \text{ Kg / m}^2) = 2,992.5 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{2,992.5 \text{ Kg}}{48 \text{ nudos}} = 62.34$$

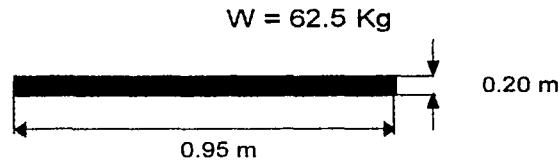


Figura 6.12.- Tarima

6.3.2.2 CARGA VIVA NIVEL +1.20

Ancho = 0.90 m
Largo = 32 m
 $\omega = 450 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 34

$$P = (0.90 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 450 \text{ Kg / m}^2) = 12,960 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{12,960 \text{ Kg}}{34 \text{ nudos}} = 381.17$$

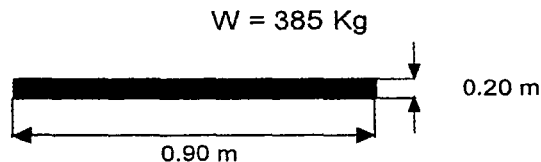


Figura 6.13.- Tarima

Ancho = 0.95 m
Largo = 32 m
 $\omega = 450 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 34

$$P = (0.95 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 450 \text{ Kg / m}^2) = 13,680 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{13,680 \text{ Kg}}{34 \text{ nudos}} = 402.35$$

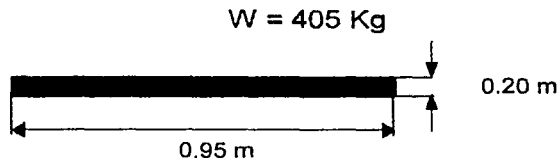


Figura 6.14.- Tarima

6.3.2.3 CARGA VIVA NIVEL +1.20

Ancho = 0.625 m
Largo = 42 m
 $\omega = 450 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 48

$$P = (0.625 \text{ m} \times 42 \text{ m} \times 450 \text{ Kg / m}^2) = 11,812.5 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{11,812.5 \text{ Kg}}{48 \text{ nudos}} = 246$$

$W = 385 \text{ Kg}$

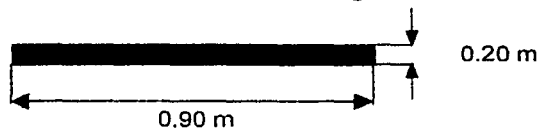


Figura 6.15.- Tarima

Ancho = 0.95 m
Largo = 32 m
 $\omega = 450 \text{ kg / m}^2$
Apoyos = 34

$$P = (0.95 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 450 \text{ Kg / m}^2) = 13,680 \text{ Kg}$$

La descarga en cada apoyo

$$\frac{P}{n} = \frac{13,680 \text{ Kg}}{34 \text{ nudos}} = 402.35$$

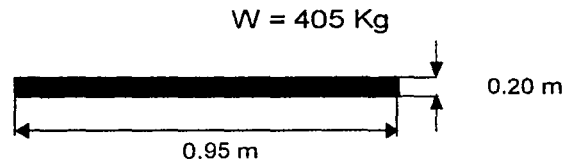


Figura 6.16.- Tarima

6.4 DIAGRAMA SIMPLIFICADO DE MASAS POR NIVELES

6.4.2 GRADA NORTE

Nivel	Área	W_a	P
1	$0.95 \times 32 = 30.4 \text{ m}^2$	450 kg / m^2	13,680 kg
2	$3.8 \times 32 = 121.6 \text{ m}^2$	450 kg / m^2	54,720 kg
3	$3.8 \times 32 = 121.6 \text{ m}^2$	450 kg / m^2	54,720 kg
4	$0.9 \times 32 = 28.8 \text{ m}^2$	$100+350 = 450 \text{ kg / m}^2$	12,960 kg

Tabla 6.3 Masas por nivel

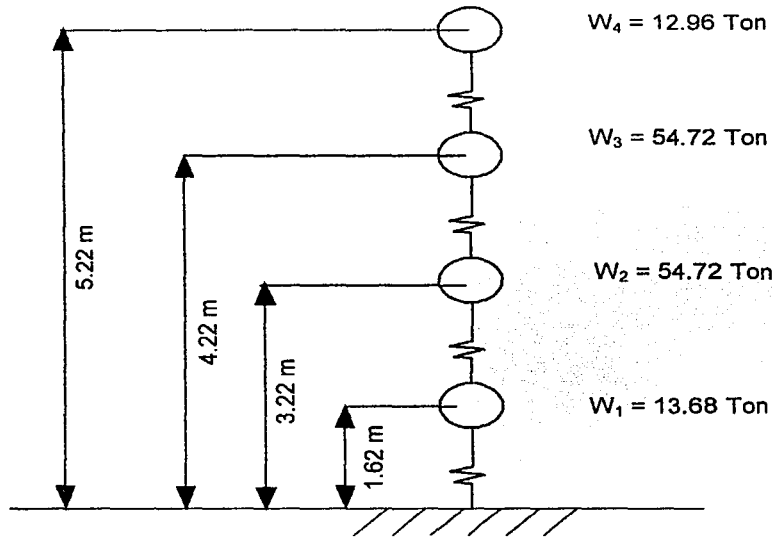


Figura 6.17.- Diagrama simplificado de masa por niveles grada norte



Nivel	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi (ton/m)	Fi (ton)	Nodos	Fi (ton)
4	5.22	12.96	67.65	5.85	34	0.172
3	4.42	54.72	241.86	20.90	153	0.137
2	3.22	54.72	176.20	15.23	221	0.069
1	1.62	13.68	22.16	1.92	187	0.010
	$\Sigma=$	136.08	507.87			

Tabla 6.4.- Fuerzas sísmicas por nivel

6.4.2 GRADAS ORIENTE – PONIENTE

Nivel	Área	Wa	P
1	$0.95 \times 32 = 30.4 \text{ m}^2$	450 kg / m^2	13,680 kg
2	$3.8 \times 32 = 121.6 \text{ m}^2$	450 kg / m^2	54,720 kg
3	$3.8 \times 32 = 121.6 \text{ m}^2$	450 kg / m^2	54,720 kg
4	$0.9 \times 32 = 28.8 \text{ m}^2$	$100+350 = 450 \text{ kg / m}^2$	12,960 kg

Tabla 6.5 Masas por nivel

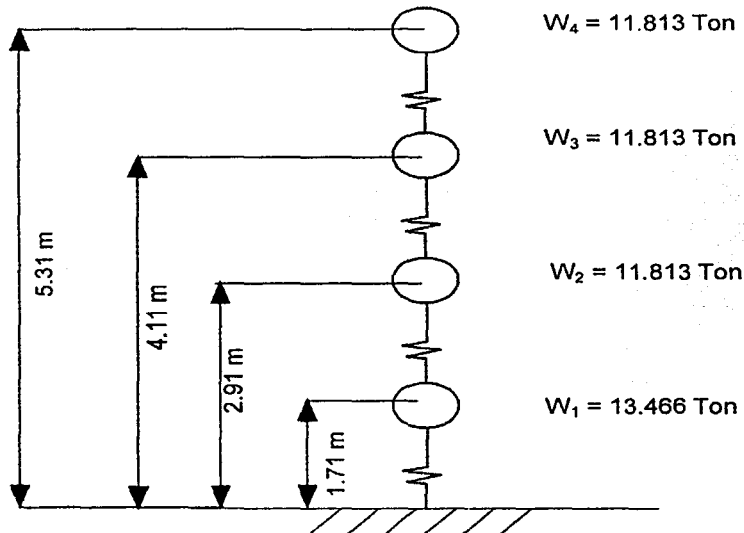


Figura 6.18. Diagrama simplificado de masa por niveles grada oriente-poniente



Nivel	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi (ton/m)	Fi (ton)	Nodos	Fi (ton)
4	5.31	11.813	62.73	5.88	48	0.122
3	4.11	11.813	48.55	4.55	72	0.063
2	2.91	11.813	34.38	3.22	96	0.034
1	1.71	13.466	23.03	2.16	144	0.015
	$\Sigma=$	48.91	168.68			

Tabla 6.6.- Fuerzas sísmicas por nivel

6.5 CORTES TIPO EN EJES

Se escogió como elemento de análisis la grada norte, debido a las limitaciones del ambiente gráfico del programa Staad-III v. 21.1 ya que las gradas oriente y poniente

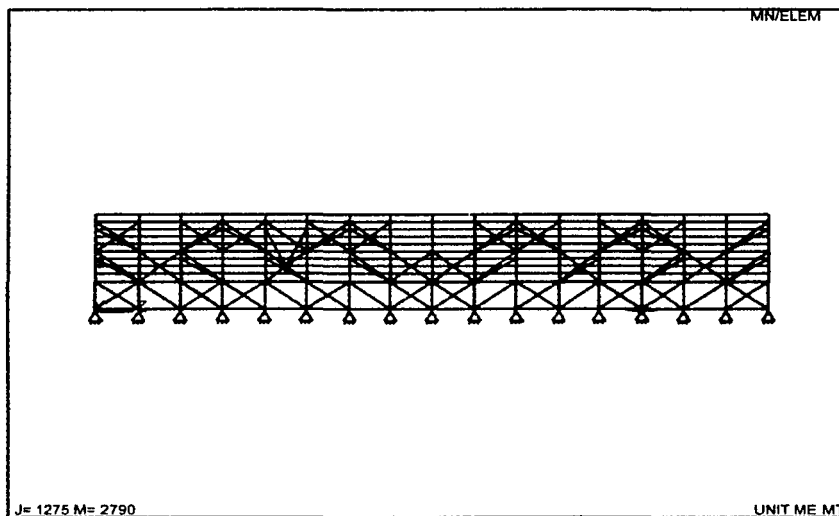


Figura 6.19 Corte transversal de grada norte.

presentan un mayor número de nodos. En la figura 6.19 se observa la representación en corte longitudinal de la configuración final de las gradas permanentes.

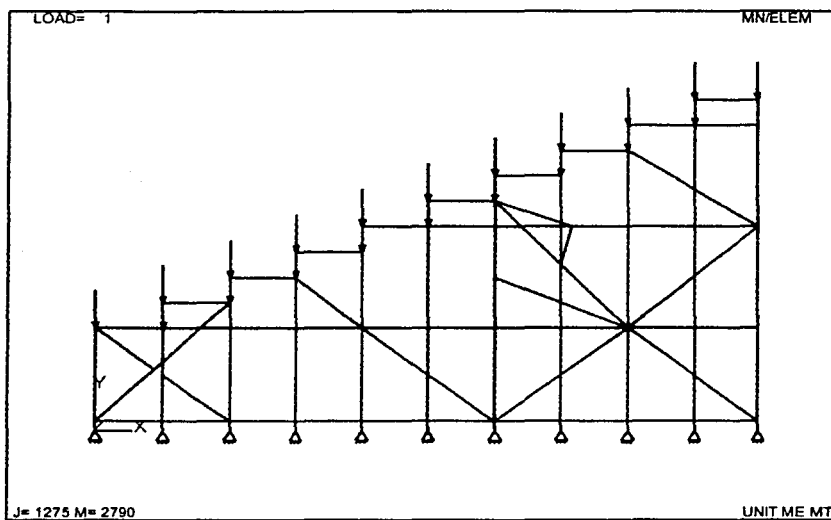


Figura 6.20 Corte transversal de grada norte

En la figura 6.20 se presenta un corte transversal de la distribución de las gradas, así como el lugar en donde se aplican las cargas.

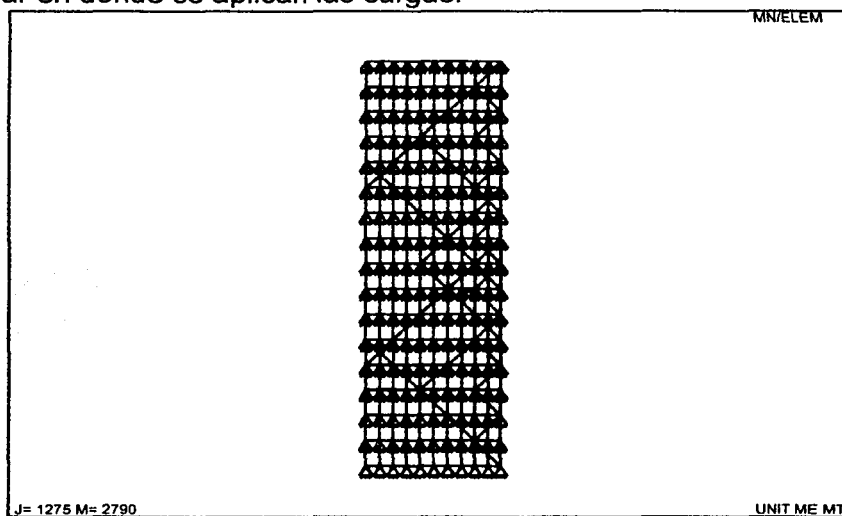


Figura 6.21 vista en planta de grada norte

En la figura 6.21 se observa la distribución en planta de las gradas norte.

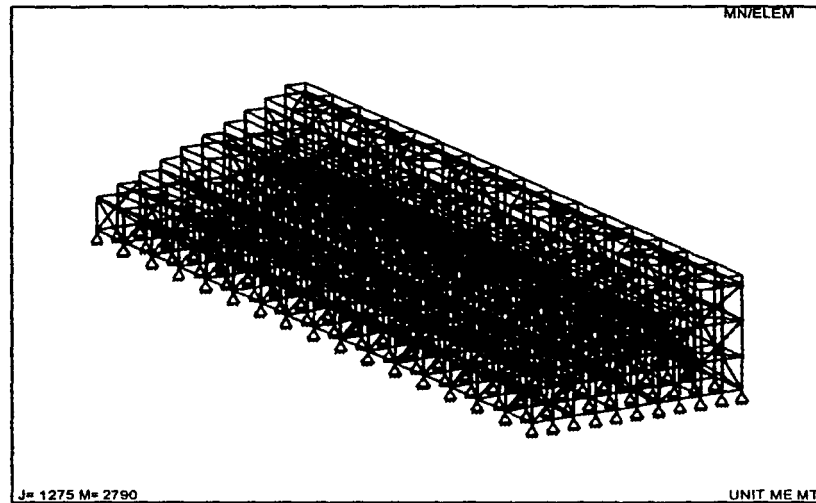


Figura 6.22 vista en planta de grada norte

En la figura 6.22 se observa la representación isométrica de la grada norte

6.6 REVISIÓN

El origen del sistema global que servirá para referenciar la grada no permanente norte, se aloja en la esquina que forman en la parte inferior de la grada el costado poniente y sur de la grada no permanente como se aprecia en la figura 6.23

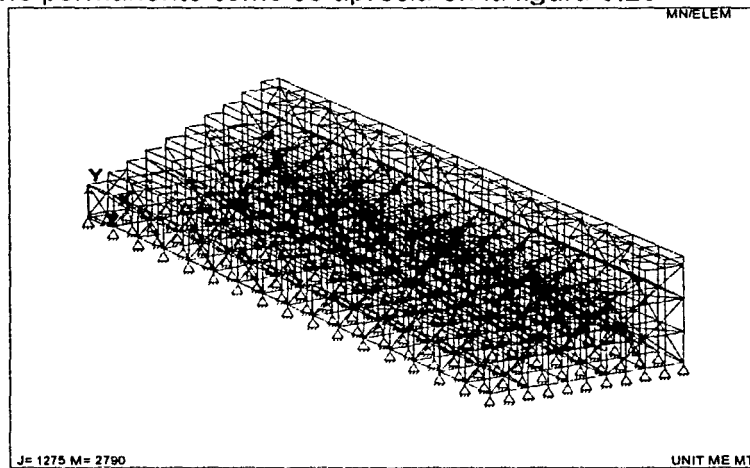


Figura 6.23 Ubicación del sistema de referencia en la grada norte no permanente.



A continuación se presentan los resultados más relevantes obtenidos de la ejecución del programa STAAD-III v. 21.1.

Las cargas máximas que se aplicaron son:

En el eje Y en las condiciones de carga "Load 1" que es la carga muerta y "Load 2", que representa la carga viva y se presenta el máximo en esta última, por lo que solamente se analiza esta condición, dado que el listado de resultado para esta condición presentan 584 renglones, solamente se presenta un extracto de 11 renglones, por lo que se tiene:

LOADING 2 CV

JOINT LOAD - UNIT MTON METE

COLUMNA 1	COLUMNA 2	COLUMNA 3	COLUMNA 4	COLUMNA 5	COLUMNA 6	COLUMNA 7
JOINT	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
705	0.00	-0.38	0.00	0.00	0.00	0.00
709	0.00	-0.38	0.00	0.00	0.00	0.00
177	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00
645	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00
660	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00
661	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00
698	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00
718	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00
720	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00
722	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00
724	0.00	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00

Las unidades de las columnas 2, 3 y 4 son Toneladas, mientras que en las columnas 5, 6 y 7 son en Toneladas-metro. La columna número 1 muestra el número de la junta en la cual se presenta el elemento mecánico. En la columna 2 se presenta la fuerza axial en dirección del eje X. En la columna 3 se presenta la fuerza axial en el eje Y, que en este caso resulta ser el máximo de todas las condiciones de carga en este sentido, y el valor es de 0.41 Ton, en dirección contraria al eje Y. En la columna 4 se presenta la fuerza axial en dirección del eje Z. En las columnas 5, 6 y 7 se tienen los momentos alrededor del eje X, Y y Z respectivamente.

En el eje X, en las condiciones de carga "Load 3" que representa un sismo en la dirección X y "Load 4", que representa un sismo en dirección contraria al eje X, en ambos casos arrojan el mismo valor del elemento mecánico, por lo que solamente se



presenta la condición "Load 4" para su análisis, dado que el listado de resultado para esta condición presentan 584 renglones, solamente se presenta un extracto de 11 renglones, por lo que se tiene:

LOADING 4 S-X

JOINT LOAD - UNIT MTON METE

COLUMNA 1	COLUMNA 2	COLUMNA 3	COLUMNA 4	COLUMNA 5	COLUMNA 6	COLUMNA 7
JOINT	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
705	-0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
709	-0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
698	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
707	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
718	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
720	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
722	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
724	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
726	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
735	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
736	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Las unidades de las columnas 2, 3 y 4 son Toneladas, mientras que en las columnas 5, 6 y 7 son en Toneladas-metro. La columna número 1 muestra el número de la junta en la cual se presenta el elemento mecánico. En la columna 2 se presenta la fuerza axial en dirección del eje X, que en este caso resulta ser el mayor y tiene un valor de 0.17 Ton en sentido contrario al eje X. En la columna 3 se presenta la fuerza axial en el eje Y. En la columna 4 se presenta la fuerza axial en dirección del eje Z. En las columnas 5, 6 y 7 se tienen los momentos alrededor del eje X, Y y Z respectivamente.

En el eje Z, en las condiciones de carga "Load 5" que representa un sismo en la dirección Z y "Load 6", que representa un sismo en dirección contraria al eje Z, en ambos casos arrojan el mismo valor del elemento mecánico, por lo que solamente se presenta la condición "Load 5" para su análisis, dado que el listado de resultado para esta condición presentan 594 renglones, solamente se presenta un extracto de 11 renglones, por lo que se tiene:



LOADING 5 SZ

JOINT LOAD - UNIT MTON METE

COLUMNA 1	COLUMNA 2	COLUMNA 3	COLUMNA 4	COLUMNA 5	COLUMNA 6	COLUMNA 7
JOINT	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM-Z
705	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00
709	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00
698	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
707	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
718	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
720	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
722	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
724	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
728	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
735	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00
736	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00

Las unidades de las columnas 2, 3 y 4 son Toneladas, mientras que en las columnas 5,6 y 7 son en Toneladas-metro. La columna número 1 muestra el número de la junta en la cual se presenta el elemento mecánico. En la columna 2 se presenta la fuerza axial en dirección del eje X. En la columna 3 se presenta la fuerza axial en el eje Y. En la columna 4 se presenta la fuerza axial en dirección del eje Z, que en este caso resulta ser el mayor y tiene un valor de 0.17 Ton en el mismo sentido al eje Z. En las columnas 5, 6 y 7 se tienen los momentos alrededor del eje X, Y y Z respectivamente.

6.6.1 ESFUERZOS MÁXIMOS PRESENTADOS

De los resultados de la corrida del programa, se extrajo que el máximo valor de esfuerzo actuando como tensión en los tubos es de 0.53 toneladas, y este se presenta en el elemento 383, bajo la condición de carga 8, se presenta el extracto de la corrida de STAAD-III v. 21.1 a continuación:

Col. ² 1	Col.2	Col. 3	Col. 4	Col. 5	Col.6	Col. 7	Col.8	Col.9
MEMBER	TABLE	RESULT/ CRITICAL COND/	RATIO/	LOADING/	FX	MY	MZ	LOCATION
381	ST TUB E	PASS AISC- H1-3	0.839	9	1.18 C	0.10	0.02	0.15
382	ST TUB E	PASS AISC- H1-3	0.288	8	0.74 C	0.00	0.04	0.15
383	ST TUB E	PASS AISC- H2-1	0.174	8	0.53 T	0.00	0.02	0.00
384	ST TUB E	PASS AISC- H1-3	0.997	9	1.19 C	0.13	0.02	0.15
385	ST TUB E	PASS AISC- H1-3	0.329	8	0.75 C	0.00	0.05	0.15

² Col.= Columna



La columna 1 indica el número de elemento, la columna número 2 las características en cuanto a material del elemento, la columna número 3 indica si el material pasó la condición de carga, la columna 5 indica la condición de carga bajo la que fue probado el sistema, que en este caso es la condición "Load 8", que es la suma de la carga muerta, más la carga viva afectada por un factor, más un sismo en dirección del eje "X" y más un sismo en dirección del eje "Z". En la columna número 6 se observa que el valor de la fuerza axial en este elemento es de 0.53 toneladas y el elemento 383 está trabajando a tensión. Las columnas 7 y 8 representan los momentos que se presentan alrededor de los ejes "Y" y "Z" respectivamente.

La ubicación del elemento 383 se presenta a continuación en el siguiente extracto del "Input" que se empleó para definir a los elementos en el programa Staad-III v. 21.1

Columna 10	Columna 11	Columna 12
381	412	135
382	413	388
383	126	387
384	414	126
385	415	387

En donde la columna 10 nos indica el número de elemento, la columna 11 el nodo inicial y la columna 12 el nodo final. Para el caso del elemento 383, comienza en el nodo o junta 126 y finaliza en la junta 387. Las coordenadas de cada una de estas juntas se presenta a continuación:

Columna 13	Columna 14	Columna 15	Columna 16
Joint	X	Y	Z
125	8.55	0.86	6.00
126	9.45	0.15	6.00
127	0.83	0.97	4.00
386	5.70	1.62	4.00
387	8.55	0.15	6.00
388	8.55	0.15	4.00

La columna 13 indica el número de junta, y las columnas 14, 15 y 16 indican las coordenadas en los ejes "X", "Y" y "Z", en metros de la junta con respecto al sistema de referencia mencionado en la figura 6.23.

En cuanto a los elementos que trabajan a compresión se tiene que el máximo valor de esfuerzo actuando en los tubos es de 3.10 toneladas, y este se presenta en el elemento



637, bajo la condición de carga 8 igual que en el caso anterior , se presenta el extracto de la corrida de STAAD-III v.21 a continuación:

Col. ³ . 17	Col.18	Col. 19		Col. 20	Col. 21	Col.22	Col. 23	Col.24	Col.25
MEMBER	TABLE	RESULT/	CRITICAL COND/	RATIO/	LOADING/	FX	MY	MZ	LOCATION
635	ST TUB E	PASS	AISC- H1-3	0.326	8	0.76 C	0.00	0.05	0.15
636	ST TUB E	PASS	AISC- H2-1	0.166	8	0.50 T	0.00	0.02	0.00
637	ST TUB E	PASS	AISC- H1-2	0.561	8	3.10 C	0.01	0.04	0.15
638	ST TUB E	PASS	AISC- H1-3	0.320	8	0.75 C	0.00	0.05	0.15
639	ST TUB E	PASS	AISC- H1-3	0.122	11	0.05 C	0.00	0.02	0.00

La columna 17 indica el número de elemento, la columna número 18 las características en cuanto a material del elemento, la columna número 19 indica si el material pasó la condición de carga, la columna 21 indica la condición de carga bajo la que fue probado el sistema, que en este caso es la condición "Load 8", que es la suma de la carga muerta, más la carga viva afectada por un factor, más un sismo en dirección del eje "X" y más un sismo en dirección del eje "Z". En la columna número 22 se observa que el valor de la fuerza axial en este elemento es de 3.10 toneladas y el elemento 637 está trabajando a compresión. Las columnas 23 y 24 representan los momentos que se presentan alrededor de los ejes "Y" y "Z" respectivamente.

La ubicación del elemento 637 se presenta a continuación en el siguiente extracto del "Input" que se empleó para definir a los elementos en el programa STAAD-III v. 21.1

Columna 26	Columna 27	Columna 28
635	519	285
636	36	284
637	520	36
638	521	284
639	265	167

En donde la columna 26 nos indica el número de elemento, la columna 27 el nodo inicial y la columna 28 el nodo final. Para el caso del elemento 637, comienza en el nodo 520 y finaliza en la junta 36. Las coordenadas de cada una de estas juntas se presenta a continuación:

³ Col.= Columna



Columna 29	Columna 30	Columna 31	Columna 32
Joint	X	Y	Z
519	8.55	0.00	24.00
520	9.45	0.00	26.00
521	8.55	0.00	26.00
35	8.55	0.87	26.00
36	9.45	0.15	26.00
37	0.84	0.97	24.00

La columna 29 indica el número de junta, y las columnas 30, 31 y 32 indican las coordenadas en los ejes "X" , "Y" y "Z" , en metros de la junta con respecto al sistema de referencia mencionado en la figura 6.23.

De acuerdo con el subcapítulo 6.2.2, en la tabla 6.1 se presentan los valores máximos que resisten los tubos a la fluencia, presentándose como valor límite 20.250 Toneladas, y en la corrida se presenta el valor de 3.10 Toneladas. Por lo que la fuerza axial actuante es de $3.1 \times 1.5 = 4.65$ ton, se puede concluir que la estructura cumple con los requisitos de seguridad.



CAPÍTULO 7
DISEÑO DE
INSTALACIONES SANITARIAS

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



7. DISEÑO DE INSTALACIONES SANITARIAS.

7.1 RETROSPECTIVA Y PUNTOS DE VISTA EMPLEADOS EN EL DISEÑO DE LAS INSTALACIONES SANITARIAS.

En todos los eventos de tenis que tuvieron lugar en las instalaciones del Club Alemán de México, se dependía de la empresa Sanirent S.A. de C.V. para dotar del servicio de sanitarios al evento. El empleo de éste servicio contaba con sus ventajas como el que el funcionamiento de los sanitarios no afectaba el buen desempeño del drenaje del Club Alemán de México, y con esto no se tenía que rediseñar la red ya existente, otra de las ventajas que presentaba era la facilidad de montaje y desmontaje del área de servicios, además de que en cada evento no se dependía de un área específica, ya que su sistema es modular y se puede repartir en varias áreas a la vez. El mantenimiento que requerían las unidades para su funcionamiento corre por cuenta de la empresa Sanirent S.A. de C.V., por lo que ellos mismos se encargaban del suministro de los insumos (papel higiénico, jabón para manos, crema, etc.) de las unidades. Una de las desventajas era la falta de estética dentro del evento, y en ocasiones el espacio reducido de las unidades. Se contempló la posibilidad de volver a contratar los servicios de esta empresa para el Abierto de Tenis 2001, debido a que ya se contaba con la experiencia de sus trabajos. Pero el transportar su servicio hasta el puerto de Acapulco encarecía mucho el presupuesto, además de que como se iban a colocar al aire libre, y por la temperatura y humedad del lugar (30°C) iba a resultar muy incómoda su utilización.

Además como el proyecto partiría de cero, bien podía diseñarse una red de alcantarillado que cumpliera con las especificaciones del evento.

Las áreas de sanitarios dentro del evento serían empleadas por el staff técnico, el público, jueces y en ocasiones esporádicas por los tenistas.

Por disposiciones de la ATP y WTA el evento debe de contar con servicios para personas discapacitadas, y es por eso que en este apartado se maneja el adaptar un baño para personas discapacitadas, el cual se ubicará en el edificio de invitados especiales.

Las aguas residuales se desalojarán a la red existente de aguas residuales y serán tratadas para riego. Se analizará la descarga bajo la estimación de asignar 1" cada 2 pies cúbicos de líquido cloral por minuto. Las aguas pluviales se descargan hacia la Playa Revolcadero. De los estudios del Hotel Princess se consideran para aguas pluviales una precipitación de: 100 mm/hora.



7.2 CÁLCULO DE LAS UNIDADES DE DESCARGA.

Para facilitar el análisis del caudal de los aparatos, se establecen unidades de descarga. U.D. (25 litros/minuto). La entrada principal al estadio (acceso de jugadores) se sacará al perímetro de la barda sur hasta encontrar la línea de A.P.). La entrada sur-oriental se conectará directo al registro de aguas pluviales existentes que se encuentra en el descanso de la escalera. La entrada nor-oriental y nor-occidental se conectará al interior de la cancha pasando por el interior del estadio.

Las escaleras de servicio se conectarán al interior del estadio por el túnel a descargar en las B.A.P.

Para obtener las unidades de descarga por mueble se recurre a la tabla 7.1 y 7.2. Además, en esta tabla se cuenta con la información necesaria para preparar la boca de desagüe que requieren los muebles sanitarios.

Tipo de mueble	U.D. por mueble	Diámetro mínimo de cespul (mm)
Grupo de baño con inodoro, lavabo y tina o regadera:		
Con inodoro de tanque	6	
Con inodoro de fluxometro	8	
Tina (con o sin regadera)	2	38
Bidet	3	38
Lavabo dental o escupid	1	32
Bebedero	½	25
Lavadora doméstica	2	38
Coladera de piso	1	50
Fregadero de cocina	2	38
Lavabo	1	32
Lavabo de cirujano	2	38
Regadera doméstica	2	50
Regaderas públicas	3	
Vertedero, hospital	3	38
Vertedero de servicio	2	50
Vertedero con fluxómetro	8	75
Mingitorio de pared	4	38
Mingitorio de fluxometro	8	38
Mingitorio corrido, c/75 cm	2	38
Inodoro de tanque	4	75
Inodoro de fluxometro	8	75

Tabla 7.1.- Diámetros mínimos de salida de muebles sanitarios y unidades de descarga de los mismos.¹

¹ Fuente: apuntes de la materia de Edificación.



Para muebles no incluidos en la lista anterior se debe recurrir a la tabla 7.2

Diámetro drenaje ó cespul (mm)	U.M.
32	1
38	2
50	3
65	4
75	5
100	6

Tabla 7.2.- Relación de diámetros de salida con unidades de descarga.²

Para flujo continuo: se aumentará una unidad mueble por cada 2 litros por minuto de flujo.

El resumen del cálculo para las bajadas de aguas residuales número 1 se presenta en la tabla 7.3. El cálculo se realizará identificando los muebles sanitarios que conforman el sistema, y se les asignará su correspondiente número de unidades de descarga que será afectado por el número de muebles que exista , para después obtener un total.

Mueble	Cantidad de muebles	Unidad de descarga por mueble	U.D. Total
W.C.	5	8	40
Lavabo	5	2	10
Tarja	5	2	10
Coladera de piso	5	1	5
Total			65

Tabla 7.3.- Bajada de aguas negras No. 1

Para conducir las aguas residuales se emplearán bajantes, cuya relación entre número de unidades de descarga y diámetros se presentan en la tabla 7.4

Número de unidades de descarga	Diámetro (mm)
2	32
4	38
10	50
50	75
240	100
960	150

Tabla 7.4 Relación entre diámetros con su capacidad de unidades de descarga.³

² Fuente: apuntes de la materia de edificación.

³ Fuente: apuntes de la materia de edificación.



Por lo tanto para las bajadas de aguas residuales No. 1 se emplea un diámetro de 100, cuya capacidad es de 240 U.D, como se puede ver de la tabla 7.4.

El cálculo de las bajadas de aguas residuales número 2 se presenta en la tabla 7.5.

Mueble	Cantidad de muebles	Unidad de descarga por mueble	U.D. Total
W.C.	4	8	32
Lavabo	4	2	8
Tarja	4	2	8
Coladera de piso	4	1	4
Total			52

Tabla 7.5.- Bajada de aguas negras No. 2

Por lo tanto, de acuerdo a la tabla 7.4 para las bajadas de aguas residuales No. 2 se emplea un diámetro de 100.

A continuación se obtiene en la tabla 7.6 el total de unidades de descarga para el sanitario público para hombres.

Mueble	Cantidad de muebles	Unidad de descarga por mueble	U.D. Total
W.C.	4	8	32
Lavabo	8	2	16
Mingitorio	5	8	40
Coladera de piso	2	1	2
Total			90

Tabla 7.6.-Sanitarios públicos para hombres

Por lo tanto para los sanitarios públicos para hombres, se emplea un diámetro de 150, de acuerdo a la tabla 7.4.

Con relación al sanitario para mujeres se muestran los resultados en la tabla 7.7

Mueble	Cantidad de muebles	Unidad de descarga por mueble	U.D. Total
W.C.	8	8	64
Lavabo	8	2	16
Coladera de piso	2	1	2
Total			82

Tabla 7.7.- Sanitarios para mujeres.

Por lo tanto para los sanitarios públicos para mujeres, se emplea un diámetro de 150, de acuerdo a la tabla 7.4.



Con respecto a la parte interna del área del torneo, refiriéndose a las áreas de vestidores, para el vestidor de mujeres se tienen las unidades de descarga que se muestran en la tabla 7.8.

Mueble	Cantidad de muebles	Unidad de descarga por mueble	U.D. Total
W.C.	2	8	16
Lavabo	1	2	2
Coladera de piso	1	1	1
Regadera	4	3	12
Total			32

Tabla 7.8 Unidades de Descarga de los vestidores mujeres

Por lo tanto para los vestidores para mujeres, se emplea un diámetro de 100, cuya capacidad es de 240 U.D, de acuerdo a la tabla 7.4.

Y para los vestidores de hombres se tiene la tabla 7.9.

Mueble	Cantidad de muebles	Unidad de descarga por mueble	U.D. Total
W.C.	1	8	8
Lavabo	1	2	2
Mingitorio	1	8	8
Coladera de piso	1	1	1
Regadera	5	3	15
Total			34

Tabla 7.9.- Unidades de Descarga para los vestidores de hombres.

Por lo tanto para los vestidores para hombres, se emplea un diámetro de 100, cuya capacidad es de 240 U.D, de acuerdo a la tabla 7.4.

Para obtener los diámetros del tubo del albañal a emplear, se recurrió a la información obtenida de las tablas 7.3, 7.5 a la 7.9 y se empleó la tabla 7.4 para dar el diámetro del tubo de acuerdo con su capacidad de unidades de descarga. El resumen se presenta en la tabla 7.10.



Registro Número	Capta U.D.	Desfogue U.D.	Diámetro de tubo (mm)	de	Capacidad de tubo en U.D.
1	97	97	150		620
2	0	97	150		620
3	90	90	150		620
4	97	187	150		620
5	0	187	150		620
6	0	187	150		620
7	67	67	150		620
8	18	18	150		620
9	67	85	150		620
10	205	290	150		620
11	0	290	150		620
12	10	300	150		620
13	0	300	150		620
14	0	300	150		620
15	0	300	150		620
16	82	82	150		620
17	300	382	150		620
18	0	382	150		620
19	82	82	150		620
20	0	82	150		620
21	0	82	150		620
22	0	82	150		620
23	82	164	150		620
24	0	164	150		620
25	90	90	150		620
26	164	254	150		620
27	0	254	150		620
28	382	636	200		1400
29	90	90	150		620

Tabla 7.10.- Diámetros de los albañales de los registros de acuerdo con sus Unidades de Descarga.

Para obtener las ramificaciones horizontales de muebles y bajadas se presenta la tabla 7.11.



	Número máximo	De unidad-mueble	Que puede conectarse	A:
Diámetro del tubo en pulgadas	Cualquier ramificación horizontal de mueble	Una bajada de 3 pisos o 3 intervalos	Más de 3 pisos	En altura
			Total por bajada	Total en un piso o intervalo
1 ½	3	4	8	2
2	6	10	24	6
2 ½	12	20	42	9
3	20 ²	30 ³	60 ³	16 ²
4	160	240	500	90
5	360	540	1100	200
6	620	960	1900	350
8	1400	2200	3600	600
10	2500	3800	5600	1000

Donde los subíndices significan:

2) No más de 2 w.c.

3) No más de 6 w.c.

Tabla 7.11.- Ramificaciones horizontales de muebles y bajadas.

Cada bajada (bajante) se dimensiona de acuerdo con la tabla anterior.

Derivaciones horizontales (ramificación) de la base de una bajada al drenaje del edificio son del mismo diámetro del drenaje del edificio y entonces este drenaje (del edificio) se calcula de acuerdo con su pendiente.

Bajadas de aguas pluviales

B.A.P. No. 1-----	22.00x7.50=165.00-----	100
B.A.P. No. 2-----	11.00x7.50= 82.50-----	100
B.A.P. No. 3-----	11.00x7.50= 82.50-----	100
B.A.P. No. 4-----	11.00x7.50= 82.50-----	100
B.A.P. No. 5-----	11.00x7.50= 82.50-----	100
B.A.P. No. 6-----	22.00x7.50=165.00-----	100
B.A.P. No. 7-----	22.00x7.50=165.00-----	100
B.A.P. No. 8-----	22.00x7.50=165.00-----	100
B.A.P. No. 9-----	11.00x7.50= 82.50-----	100
B.A.P. No. 10-----	11.00x7.50= 82.50-----	100
B.A.P. No. 11-----	11.00x7.50= 82.50-----	100
B.A.P. No. 12-----	11.00x7.50= 82.50-----	100



Para obtener la capacidad de bajadas de agua pluvial expresada en metros cuadrados de área de azotea se tiene la tabla 7.12

diámetro bajada en mm	intensidad media máxima anual para aguaceros de 5 minutos expresada en mm/hora				
	75	100	125	150	200
50	50	38	30	25	19
63	91	68	55	46	34
75	148	111	89	74	56
100	320	240	192	160	120
125	580	435	348	290	217
150	943	707	566	471	354
200	2030	1523	1218	1015	761

Tabla 7.12.- Capacidad de bajadas de agua pluvial en m² de área de azotea.

7.3 CONVERSIÓN DE BAJADAS PLUVIALES CIRCULARES EN CUADRADAS O RECTANGULARES

Diámetro real:

$$D = 1.3 \times \frac{(a \cdot b)^{0.625}}{(a + b)^{0.25}}$$

ecuaciones prácticas de equivalencia:

$$a \cdot b = D^2$$

$$b = D^2 / a$$

Con lo que respecta a la capacidad de desagüe de las aguas pluviales se tiene la tabla 7.13.



CAPÍTULO 7 DISEÑO DE INSTALACIONES SANITARIAS

Registro número	Capta aguas pluviales en m ²	Desfogue aguas pluviales en m ²	Litros por segundo	Diámetro de tubo	Capacidad de tubo en litros por segundo
1	165.00	165.00	4.58	150	15.2
2	0.00	165.00	4.58	150	15.2
3	236.50	401.50	11.52	150	15.2
4	236.50	638.00	17.72	200	33.0
5	236.50	874.50	24.27	200	33.0
6	236.50	1111.0	30.86	200	33.0
7	0.00	1111.0	30.86	200	33.0
8	165.00	1276.0	35.44	250	59.2
9	165.00	1441.0	40.02	250	

Tabla 6.13.- Desagüe de aguas pluviales



CAPÍTULO 8

PROCESO CONSTRUCTIVO

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



8. PROCESO CONSTRUCTIVO.

8.1 DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE CONSTRUCCIÓN.

Con la finalidad de no invadir el área del Hotel y viceversa, como primer punto se planeó el resolver el problema de la delimitación de áreas, ya que durante la ejecución de los trabajos, el Hotel Acapulco Princess permanecería dando su servicio como acostumbra, y se debía de prever que el área de trabajo quedara fuera del alcance de la vista de los huéspedes y trabajadores de servicio y mantenimiento del Hotel. Además por la clase de eventos que prescinde el Hotel, se debía tener especial cuidado en la zona de "La Hacienda", ya que esta seguiría siendo el área reservada para invitados especiales.

La delimitación del área de trabajo se presenta en la figura 8.1 En la fotografía 35 y 36 se observa la señalización preventiva par delimitar el área de trabajo.

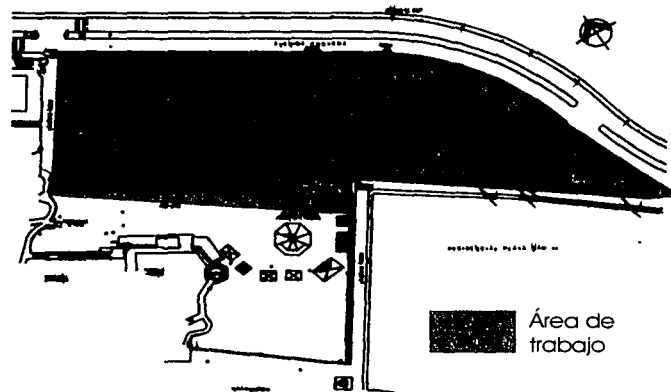


Figura 8.1.- Delimitación del área de trabajo.



Fotografía 35.- Señalización del área de trabajo



Fotografía 36.- Delimitación del área de trabajo

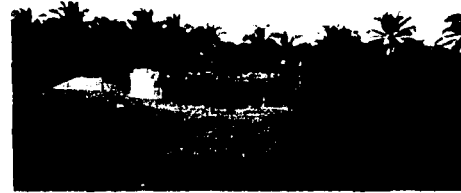


8.2 DESHIERBE Y LIMPIEZA DEL TERRENO.

El Hotel Acapulco Princess se encargó de suministrar el abastecimiento de agua potable para la zona de trabajo. mientras se continuó a limpiar el área del terreno, esto es, el quitar todas las hierbas y maleza que se encontraban en el lugar. Toda el área de trabajo se encontraba infestada de maleza y palmeras como se observa en las fotografías 37 y 38, las palmeras fueron numeradas y posteriormente reubicadas dentro de la misma zona del evento.



Fotografía 37.- Estado del terreno natural



Fotografía 38.- Presencia de maleza en la zona.

8.3 MURO PERIMETRAL Y EXCAVACIÓN PARA ALCANZAR NIVELES DE DESPALME.

El material que se retiraría de la excavación serviría para relleno de las plataformas. Las plataformas se pueden observar en la figura 8.2. Estas plataformas servirán para alojar las gradas no permanentes.

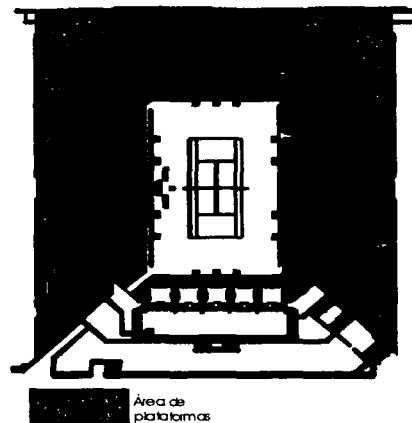


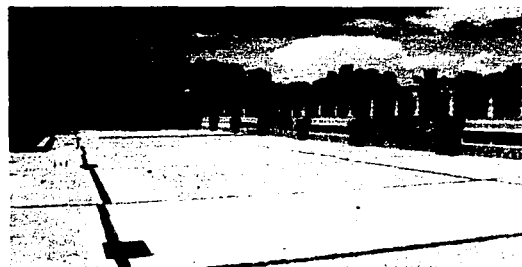
Figura 8.2. Ubicación de plataformas para alojar gradas no permanentes.



En las fotografías 39 y 40 se pueden observar estas plataformas ya terminadas.



Fotografía 39.- Área de plataformas



Fotografía 40.- Plataformas.

Para contener el material producto de las excavaciones, se decidió colocar un muro perimetral, el cual se observa en la figura 8.3. Al mismo tiempo que se realizó la limpieza del terreno, se comenzó a ejecutar la excavación del muro perimetral.

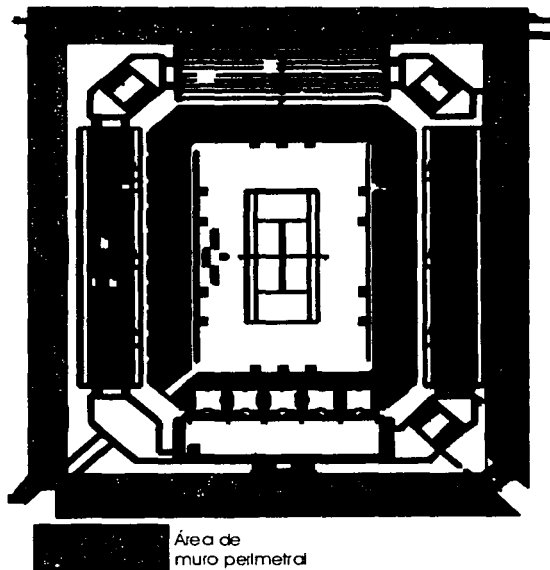


Figura 8.3. Ubicación de muro perimetral.

En la fotografía 41 y 42 se puede observar el comienzo en la zona poniente de la excavación del muro perimetral. Se decidió comenzar por esta parte del muro perimetral debido a que esta zona se encontraba con muy poca maleza y pocos accidentes topográficos, por lo que no era necesario el mejorar el terreno original. Además al empezar a trabajar en esta área no se entorpecían las labores de limpieza del terreno.



Fotografía 41.- Excavación de muro perimetral.



Fotografía 42.- Excavación muro perimetral

En la figura 8.4 se señala el lugar en el que se empezó a excavar el muro perimetral.

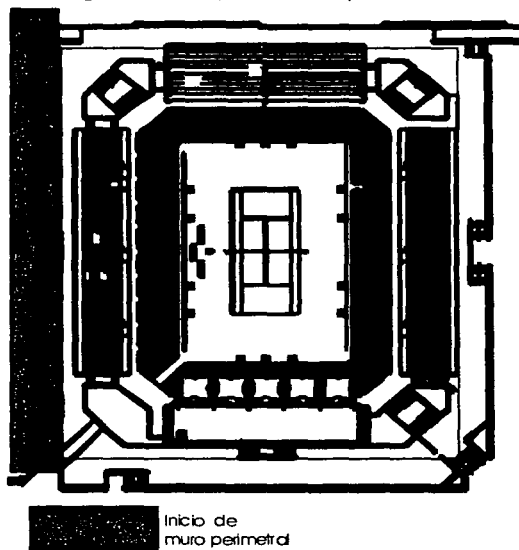


Figura 8.4.- Inicio de muro perimetral en su zona poniente.

Se terminó la limpieza del terreno de manera simultánea con la excavación en el lindero poniente, por lo que la máquina se trasladó a las cabecera sur para seguir excavando para alojar el muro perimetral de esta franja, dado que la cabecera norte ya contaba con un muro que servía para delimitar el lindero de las instalaciones del Hotel con la Avenida Costera. Al mismo tiempo que se inicia la excavación para el muro perimetral sur, la máquina D-10 comenzó a trabajar junto con la CASE-580, para alcanzar el nivel del estadio en la zona que comprende todo el estadio. La zona que sería excavada al



nivel de la cancha puede verse en la figura 8.5, y la maquinaria empleada para la excavación puede observarse en las fotografías 43,44 y 45.

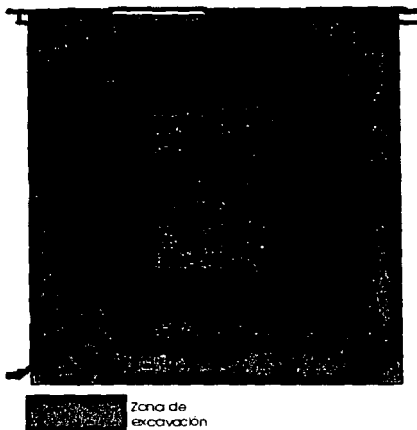


Figura 8.15.- Zona a excavar.



Fotografía 43.- Excavación de nivel de desplante.



Fotografía 44.- Movimiento de material



Fotografía 45.- Movimiento de material.

Con la excavación en el muro perimetral de la cabecera sur terminada, se prosiguió a construir el muro perimetral en la cabecera sur, mientras que de manera simultánea, la

maquina d-10 terminó su trabajo, por lo que la única máquina que sería utilizándose sería la case-580. Se empezó a trazar la cimentación sobre el terreno en el cual ya se había alcanzado el nivel de la cancha. El acceso de maquinaria y materiales era por la entrada de jugadores, este acceso puede verse en la figura 8.16.

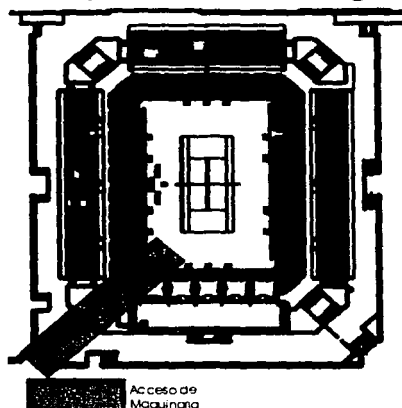


Figura 8.16.- Acceso de Maquinaria y materiales.

Se continuó con la excavación del muro perimetral en la zona oriente. Como el muro perimetral en la zona poniente se encontraba listo se empezó a retirar el material para alojar los cajones de cimentación de la grada poniente, dado que este material podía ya ser contenido gracias a que el muro perimetral ya se encontraba listo, y se comenzó a construir los muros interiores del estadio en la zona poniente. Los muros interiores se señalan en la figura 8.17.

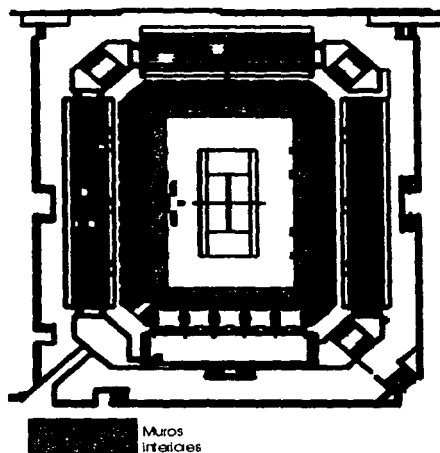


Figura 8.17 Muros interiores



Al terminar de excavar el muro perimetral en la zona oriente, se terminó de emplear ésta máquina, por lo que la única máquina que seguía utilizándose era la case-580 que se empleaba para mover el material para alojar los cajones de cimentación.

Una vez realizada la excavación en la zona de la grada poniente se trasladó la maquinaria a la esquina sur poniente, en donde se continuó retirando el material. Al mismo tiempo, era colocada la plantilla en la grada poniente, y se comenzó a construir el muro perimetral en la grada oriente. Es en esta etapa en la que se cambia el acceso de maquinaria y materiales ya que se cierra el acceso por la entrada de jugadores y se abre uno en la mitad de la grada oriente, este nuevo acceso se puede observar en la figura 8.18.

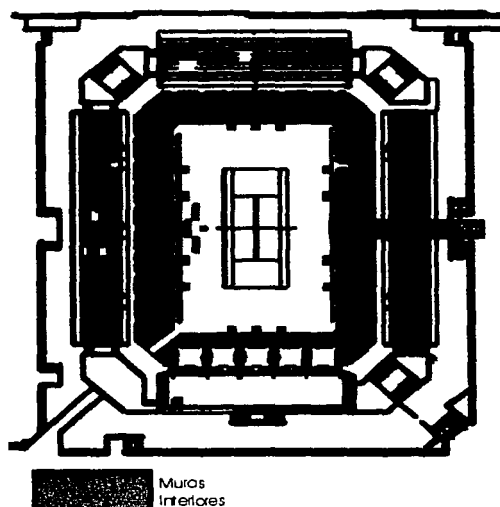


Figura 8.18.- Nuevo acceso a la zona de trabajos.

La case 580 ya había terminado la esquina sur poniente y prosiguió a continuar la excavación en la zona del edificio de invitados especiales, mientras que ya se encontraba cimbrada y lista para el colado la zona de cimentación de la grada poniente, además de que se empezó a construir los muros interiores de la esquina sur-poniente y de la grada sur.

Una vez colada la cimentación en la grada poniente, la maquinaria continuó excavando los cajones de cimentación en la esquina sur oriente, y se empezó a rellenar los cajones de cimentación, así como a colocar las instalaciones sanitarias. Se cimbró y habilitó el acero para la cimentación de la grada sur junto con la esquina sur-poniente.



Se continuó con la excavación de la cimentación en la grada oriente, incluyendo la esquina nor-oriente. Y se continuó el colado de la cimentación de la esquina sur-poniente y la cimentación de la grada sur. Se terminó de rellenar los cajones de cimentación de la grada poniente, y se procede a rellenar los cajones de cimentación de la esquina sur-poniente y parte de la grada sur. Además se comenzaron a fabricar las tabletas de la grada poniente. Y se comenzó a construir los muros, columnas y a colocar los largueros en la grada oriente que recibirían a las prefabricadas. Además es en esta etapa en la que el Hotel Princess comienza a retirar sus tanques de gas que estorbaban en la grada norte. Se comienza a colocar las planchas de la zona poniente. Se prepara para colar la cimentación de la esquina sur-oriente y parte de la grada sur.

Retirados los tanques de gas del Princess, se comienza con la excavación del muro perimetral en la zona norte. Y se comienza a excavar la cimentación en la esquina nor-poniente. Se realiza el colado de la cimentación en la esquina sur-oriente. Se fabrica in situ la esquina de graderías sur-poniente. Así como los elementos estructurales de la esquina sur-poniente. Se terminan las planchas de la grada poniente. Y se empiezan a colocar los prefabricados de la grada poniente. Se tiene lista para colar la grada oriente en su totalidad.

Se construye el muro perimetral de la cabecera norte. Se realiza la excavación de la grada norte y la esquina nor-oriente. Se realiza el colado de la cimentación de la grada oriente. Se termina el relleno de los cajones de cimentación de la zona sur y se continúa con el relleno de los cajones ubicados en la esquina sur-oriente y parte de la grada oriente. Se termina la colocación de los prefabricados en la grada oriente. Y se prepara la zona norte de la cimentación para su colado.

Se fabrica el muro interior de la zona norte. Se realiza el colado de la cimentación de la esquina nor-oriente. Así como el de la esquina nor-poniente. Se termina de rellenar los cajones de cimentación de la grada oriente. Se fabrican las columnas, largueros y muros de la cabecera sur. Se empieza a preparar la cimbra y acero para colar el primer nivel del edificio de invitados especiales.

Se realiza el colado de la cimentación de la grada norte, con lo que se termina el proceso de colado de cimentación. Se colocan las planchas de la esquina sur-poniente y la mitad de la zona sur. Se realiza el colado del primer nivel incluyendo losa de entrepiso del edificio de invitados especiales. Se termina de colocar los prefabricados en la grada sur. Y se realiza el relleno de la cimentación en la esquina nor-oriente. Se comienza a juntar las tabletas de la grada oriente y se comienza a dar el acabado final a las mismas.

Se termina el relleno de los cajones de cimentación en la esquina nor-poniente y grada norte. Se fabrican in situ las esquinas nor-oriente y sur-oriente. Se terminan de colocar las planchas de la grada sur.



Se colocan los elementos estructurales de la grada norte. Se empieza a dar el junteo y acabado a las tabletas de la esquina sur-poniente y grada sur. Se prepara para colar segundo nivel de edificio de invitados especiales. Se comienzan a colocar escaleras y accesos de grada poniente.

Se fabrica in situ la esquina nor-poniente. Se empiezan a colocar los prefabricados en la grada norte. Se terminan de colocar las planchas de la esquina sur-oriente. Se hace el colado de segundo nivel de edificio de invitados especiales. Se termina el junteo de prefabricados en la grada sur. Se terminan de colocar los accesos en grada poniente.

Se empiezan a colocar muros, largueros y columnas en grada oriente, así como se prepara para colar la azotea de edificio de invitados especiales. Se terminan de colocar los precolados en la grada norte. Se comienza a juntar las tabletas de la grada norte. Y se empiezan a colocar las planchas de la grada norte.

Se fabrica la azotea del edificio de invitados especiales. Se termina de fabricar muros, columnas y largueros de grada oriente. Se terminan de colocar planchas en grada norte junto con las esquinas de la zona norte. Se terminan los accesos de la grada sur. Se comienza a colocar los precolados de la grada oriente abarcando la zona de adentro del estadio hacia fuera.

Se terminan de colocar los prefabricados de la grada oriente, y se comienzan a colocar las planchas de la grada oriente, cerrándose el estadio.

Se termina de colocar las planchas de todo el estadio, se termina el junteo de tabletas y se prosigue a los acabados.



CONCLUSIONES

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



CONCLUSIONES

Al ser el primer estadio en la República Mexicana para alojar un evento tenístico de esta magnitud de ésta magnitud, la recopilación de información para su realización, se basó en una investigación de obras similares en otros países y de conocer las normas de infraestructura que fueron requeridas por organismo deportivo internacional.

Asimismo la investigación de anteriores ediciones del Abierto Mexicano de Tenis, dieron algunas soluciones para la asignación de áreas, su ubicación, determinar su funcionalidad y distinguir las necesidades fundamentales para que el evento se lleve a cabo.

El tipo de materiales utilizados en esta obra, fueron determinados por las condiciones existentes en el lugar, altas temperaturas así como exposición a un ambiente húmedo y salino, condujeron a la mínima utilización de acero y al contrario a edificar con concreto. Se tomó en cuenta que el mantenimiento que debería de exigir la obra debía de ser mínimo y proporcionado por el Hotel Princess.

La estructuración y dimensionamiento de las gradas debió contemplarse junto con un crecimiento del público para los años posteriores que está delimitado por etapas de acuerdo al monto que estas inversiones presentan.

La utilización del programa de análisis estructural llamado STAAD-III v.21.1 para obtener los elementos mecánicos de este proyecto, fue por el fácil manejo de su interfaz gráfica, la generación de la estructura, presentación de resultados de sus elementos mecánicos además de ser una herramienta poderosa para el análisis estructural.

La modelación, análisis y revisión de la infraestructura para el evento de tenis se dividió en elementos permanentes y elementos no permanentes. Debido a la forma en que las tabletas están conectadas en la estructura, el análisis tridimensional resulta demasiado extenso para los propósitos del presente trabajo, es por ello que se empleó un análisis plano. El edificio de invitados especiales se modeló de manera tridimensional así como las gradas no permanentes, oriente, poniente y norte, las cuales presentan un número considerable de datos, que rebasaban los límites de cálculo del equipo, más no del software, por lo que para su análisis la unidad básica fue la grada norte, y la grada oriente y poniente presentaban un patrón de módulos basado en la configuración de la grada norte.

Al no poseer el estado de Guerrero, un reglamento de construcciones, el diseño estructural se llevó a cabo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, auxiliado por sus Normas Técnicas Complementarias para Concreto.



Para el análisis sísmico, se tomaron los valores del Manual de Diseño Sísmico que publica la Comisión Federal de Electricidad, para la zona D lugar en donde se ubica el estadio de tenis.

La revisión estructural se llevó a cabo verificando el cumplimiento del estado límite de servicio y estado límite de falla. En el estado límite de servicio de acuerdo con el Artículo 184 inciso I y II del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se verificó que no sobrepasen los límites de las deformaciones máximas que los elementos estructurales presentarían; mientras que en el estado límite de resistencia, se verificó que no se sobrepase la resistencia de los elementos estructurales. Aunque es posible llegar a un estado en donde las secciones de los elementos y su resistencia sean las ideales, en este proyecto rigió la premura del tiempo conduciendo quizá a secciones no tan esbeltas pero si con la resistencia adecuada para afrontar las acciones que le iban a ser impuestas.

En cuanto al sistema de gradas no permanentes se verificó que los fuerzas máximas que se presentan se encuentran muy por debajo de los límites de resistencia de los materiales que fueron ensayados por el laboratorio.

El empleo de un sistema de gradas no permanentes, permitió que el costo total del evento se abatiera en esta etapa, es decir, al construir solamente la zona de palcos y dejar lista las plataformas cuya función en este momento es recibir al sistema de gradas no permanentes, y en un futuro alojar la gradería general de concreto, esto permite que en un periodo de operación decidido por el comité organizador, a través de la búsqueda de patrocinios selección de jugadores de tenis que atraigan un mayor número de espectadores, y del buen seguimiento de la mercadotecnia, se recupere la inversión que se hizo, y posteriormente se invierta en la ampliación de la infraestructura.

El estadio es una construcción muy particular, ya que solamente se ocupa al máximo sus instalaciones una semana una vez al año, por lo que, antes de preparar la ejecución del proyecto de la sustitución de gradas no permanentes a gradas permanentes, se debe buscar la utilización de las instalaciones actuales en otros eventos, para que de esta manera, el mantenimiento sea costeable.

Las áreas subterráneas del estadio que se encuentran ubicadas debajo de la zona de palcos, durante el evento son empleadas como oficinas para los equipos de apoyo del evento, como son encordadores, jueces, atajadores, etc., y durante el resto del año sirven como bodegas del mobiliario del evento, como sombrillas, camastros, refrigeradores, equipos de oficina.

El sistema sanitario del evento se pone en operación una vez al mes al año, y esta equipado con equipo electrónico, lo cual brinda un toque estético y funcional de vanguardia. Además al eliminar el servicio de sanitarios móviles rentados, se otorgará



un servicio con un mayor valor agregado a los espectadores y equipo técnico del evento, con lo que se conseguirá darle una mayor calidad al evento y con esto elevar su prestigio a nivel mundial.

El proceso constructivo fue diseñado con la premisa que dictaba el tiempo. Ya que el comienzo de los trabajos iniciaba a mediados del mes de octubre, debiendo concluir los mismos en el mes de diciembre, ya que la infraestructura del estadio debió de estar lista en el mes de enero, para que en ese mes se hicieran pruebas al sistema sanitario, eléctrico, de aire acondicionado, para adelantarse a posibles contratiempos que se pudieran presentar durante el evento. Por otro lado, las plataformas que reciben al sistema de gradas no permanentes, debían de estar listas a finales de diciembre y sin trabajadores en el área, ya que para erigir estas gradas requieren de 4 semanas de anticipación por lo que el trabajo de levantamiento de gradas no permanentes se llevará a cabo en el mes de enero; esto porque el evento inicia en la segunda semana de febrero que es cuando se realizan las rondas de clasificación, y decorar todo el estadio (colocar anuncios, publicidad, banderines), requiere de 2 semanas, por lo que gradas permanentes y no permanentes debían de estar listas en la última semana de enero, para permitir que en la primera mitad de marzo se decore toda el área del evento. Así que se pensó en optimizarlos trabajos para conseguir reducir tiempos, y cuidando que el monto destinada a cubrir el proyecto no se viera afectado. Se logró establecer una gran coordinación de los trabajos, logrando avances muy considerables e importantes.

Otro de los aspectos que fueron trascendentales en el proyecto fue el hecho de que durante el periodo de ejecución del proyecto, el Hotel Acapulco Princess, seguiría prestando servicio de manera normal, lo que establecía que tanto personal de ejecución de proyecto y personal de servicio del Hotel Acapulco Princess, no deberían de interferir mutuamente en los trabajos, además de que la gente al frente del proyecto debería de procurar el no ocasionar molestias a los usuarios del Hotel Acapulco Princess. Por todo esto podemos decir que una de las partes con una mayor responsabilidad del proyecto se alojaba en la buena ejecución de los trabajos, esto siempre y cuando el departamento de análisis y diseño facilitaría la ejecución de los trabajos al arrojar secciones y armados no demasiados complicados de elaborar, procurando que los elementos no presentarán una gran variedad en cuanto a especificaciones y tipos. Además recurrió a un sistema de tabletas prefabricadas porque esto permitía elaborar las tabletas al mismo tiempo que se colaban las columnas ya que de otra manera, si se colaban las tabletas "in situ", se debía esperar a que el concreto de las columnas alcanzara una resistencia suficiente para poder elaborar la obra falsa de las tabletas.

Las gradas de esquina se colaron "in situ" para brindarle continuidad a la estructura.



Existieron muchos factores que fueron decisivos al momento de ejecutar el proyecto, pero al final, se logro cumplir con el diseño y ejecución del proyecto dentro del tiempo establecido.

En algunos elementos estructurales encontramos que se hayan un poco sobrados y podemos decir que esto responde a la premura de tiempo con que se trabajó.



BIBLIOGRAFÍA

CANO ESCALANTE GERARDO ARMANDO
CRUZ ARIAS GILBERTO



BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Apuntes de Diseño Estructural
Oscar de Buen, Francisco Pablo Galán, et al.
Facultad de Ingeniería
Ciudad Universitaria, 1995

- 2.- Diseño Estructural
Roberto Meli Piralla
Segunda Edición
México D.F.
LIMUSA, 2001

- 3.-Diseño de Estructuras de Acero
Oscar de Buen López de Heredia
México D.F.
Fundación ICA, 2000

- 4.- Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas
Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
Series del Instituto de Ingeniería No. ES-2
Ciudad Universitaria, 1991

- 5.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Oscar González Cuevas, Francisco Robles
Tercera Edición
México D.F.
LIMUSA, 1999

- 6.- Diseño Sísmico de Edificios
Roberto Meli, Enrique Bazán
Cuarta Edición
México D.F.
LIMUSA,2001



7.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Departamento del Distrito Federal
México D.F.
Agosto 1993

8.- Normas Técnicas Complementarias para Construcción
Departamento del Distrito Federal
México D.F.
Agosto 1993

9.- Sponsorship Manual
International Tennis Federation
Londres, 1999

10.- Asociación de Tenistas Profesionales
www.atptour.com

11.- Asociación de Tenis de los Estados Unidos
www.usta.com

12.- Abierto Mexicano de Tenis 2001
www.abiertomextenis.com.mx