

Escuela Politécnica del Ejército



Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

“CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN COLISEO PARA EL COLEGIO JUAN DE SALINAS” TOMO II

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

RODRIGO DANIEL ARÉVALO LUNA

HÉCTOR ANÍBAL OÑA CUJÍ

SANGOLQUÍ - ECUADOR

AGOSTO DEL 2011

MEMORIA TÉCNICA DEL CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

COLISEO PARA EL COLEGIO JUAN DE SALINAS

1.- ANTECEDENTES.-

Se requiere realizar el diseño estructural del coliseo para el colegio Juan de Salinas, para lo cual se cuenta con la planificación arquitectónica del proyecto. Para iniciar el análisis de diseño es necesaria de normativa, regularización y estudios respectivos, con este fin, se procedió a la recopilación de toda la información necesaria de igual manera se procedió a realizar el correspondiente estudio de suelos en el sitio donde se ejecutara dicho proyecto.

2.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.-

El proyecto consiste básicamente en una edificación de coliseo deportivo cerrado, la misma que respeta una figura ovoidea enmarcada en una construcción mixta ya que cuenta con elementos de hormigón para toda la sustentación y elementos de acero para la cubierta de la estructura. El área total de la edificación de hormigón es de 2298 m², mientras que el área plana de la estructura de cubierta llega a 2581m².

Estructuralmente se ha definido una disposición uniforme de pórticos de hormigón armado en ejes ovoides contemplando para este caso en el sentido longitudinal 2 ejes internos de diferente radio y altura, existiendo un tercer eje longitudinal el cual presenta una variación de altura en sus elementos verticales (columnas) encontrándose las de mayor altura en los polos o extremos más alejados entre sí, dicha altura es considerable por lo cual se han colocados elementos de arrastramiento entre cabezas de columna, por otra parte para el

sentido transversal se cuenta con una geometría idéntica de pórticos en la cual existe variación de alturas en los elementos verticales y los elementos inclinados arriostran las cabezas de columnas en los ejes interno y medio llegando a una altura de 6.30m. en el eje exterior, dichos elementos inclinados sirven a la vez como soporte para el graderío cumpliendo la función de viga perimetral. Para el caso de la estructura de acero se utilizó cerchas metálicas de diferente altura y longitud pero respetándose en todas un arco de circunferencia uniforme, la sección transversal de la misma cuenta con 3 elementos tubulares de acero, los cuales describen un triángulo isósceles. En el sentido transversal de la estructura metálica existen cerchas tubulares de arrastramiento planas colocadas verticalmente a lo largo de toda la estructura, en lo que refiere a sistemas de apoyo se emplearon placas de anclaje cuadradas sujetadas por canastillas pre instaladas en las cabezas de columnas conformadas por ejes de transmisión tipo "L". De igual manera se cuenta con diagonales elaboradas con varilla lisa, las que cumplen la función de brindar un mayor arrastramiento transversal a la estructura. Para el caso de la cubierta se utilizó como material soportante correas G colocadas perpendicularmente al punto de aplicación de las mismas, contando de igual manera con separadores de correas colocados a $1/3$ de la luz de la correa. La cubierta en si se encuentra conformada por un panel metálico estillpanel AR200 tipo sándwich del tipo.

3.- MODELOS ESTRUCTURALES.-

El modelo de análisis para la estructura de hormigón armado se basó en una estructura espacial, formada por cuatro sectores, debido a la gran magnitud de la estructura, los que se encuentran conformados por pórticos irregulares, como se muestra en las siguientes figuras.

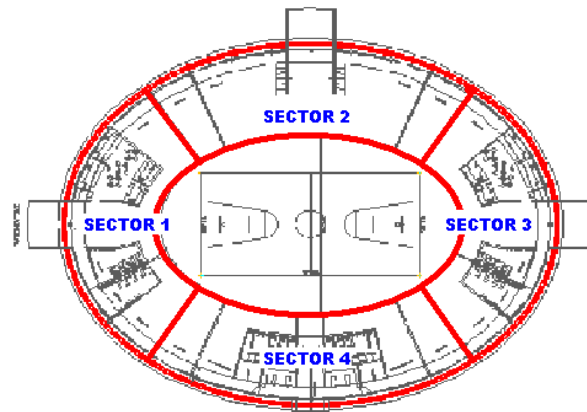


Fig. 1 (Sectores de análisis)

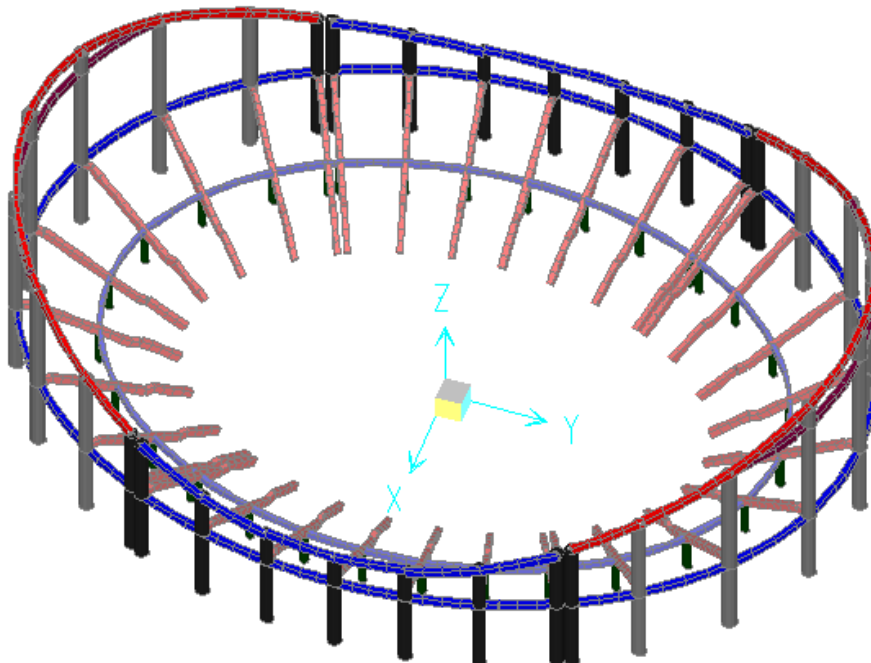


Fig. 2 (Modelo matemático estructura de hormigón armado)

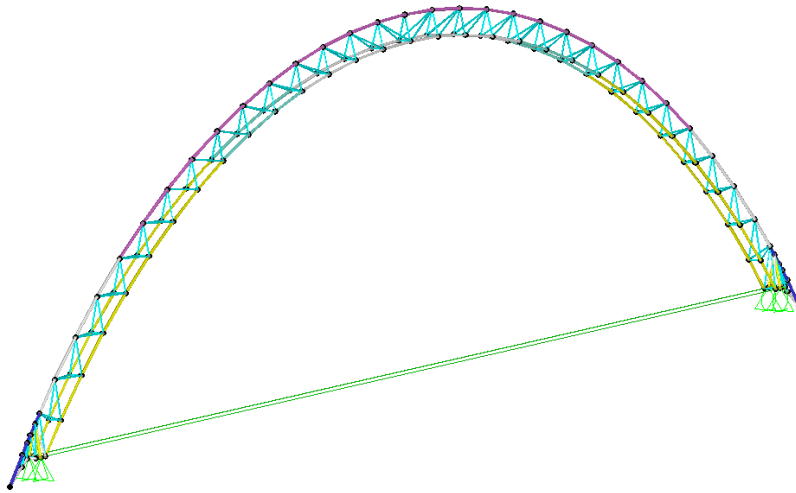


Fig. 3 (Modelo matemático para cerchas de acero)

Para el cálculo del graderío se lo considero como losa orto poligonal cuyo criterio de análisis fue basado en losas unidireccionales.

Por otra parte el diseño de la estructura para la cubierta, se la realizo por separado para cada uno de los casos de cerchas, tomado en cuenta todas las acciones que intervienen tales como cargas vivas, muerta, efectos del viento, fuerzas sísmicas, y la carga debida al peso propio de la estructura.

Para el diseño de las cimentaciones se consideraron todas las recomendaciones del estudio de suelos y se adoptó como solución el uso de plintos aislados en la mayoría de estas, mientras que para el caso de las juntas de construcción se emplearon plintos combinados.

4.- CRITERIOS GENERALES DE CÁLCULO Y DISEÑO.-

4.1 CÓDIGOS CONSIDERADOS.-

En el caso de los elementos de hormigón armado se utilizaron las recomendaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción, y como código alternativo las disposiciones del American Concrete Institute, en las secciones y capítulos aplicables.

Para el diseño de las estructuras metálicas se utilizaron las normas y reglamentaciones del código del American Iron and Steel Institute (AISI), en lo referente al diseño de perfiles conformados en frío y para los perfiles laminados en caliente lo especificado en el código del American Institute of Steel Construction (AISC), con base en el método ASD. Los procesos de soldadura están regulados por las recomendaciones de la American Welding Society (AWS). Cuando se requieran procesos de galvanizado se considerarán las recomendaciones de la norma ASTM-A153.

4.2 MATERIALES UTILIZADOS

Para los materiales se consideraron las siguientes especificaciones:

4.2.1 ESTRUCTURA METÁLICA:

Para las placas que forman las columnas tubulares, vigas armadas tipo I, placas de apoyo y de unión, y en general todos los elementos metálicos se utilizarán planchas de acero laminadas en caliente ASTM A-36 con un límite de fluencia mayor o igual a 2530 Kg/cm².

Para la canastilla de anclaje, se utilizó ejes de transmisión roscados en el extremo superior, de $F_y \geq 3500$ kg/cm². En el caso de utilizarse varilla lisa su F_y será mayor o igual a 2400 Kg/cm².

En el caso de los perfiles conformados en frío como G y U, serán de acero A-36 de $F_y \geq 2530 \text{ Kg/cm}^2$.

Todos los perfiles angulares que se requirieran y que se indiquen en los planos, serán laminados en caliente y de acero A-36 de $F_y \geq 2530 \text{ Kg/cm}^2$.

Se consideró que los elementos estructurales se fabriquen y se suelden entre sí cumpliendo con las normas y especificaciones de la American Welding Society (AWS), y con los detalles de disposición indicados en los planos, así como lo reglamentado en la norma ASTM A3-73, utilizando electrodos E90xx para unir perfiles laminados y conformados en frío o planchas laminadas en caliente, con espesores mayores o iguales al de los perfiles a soldarse.

Las estructuras metálicas en general se pintarán con una capa de pintura anticorrosiva, y una de esmalte, debiéndose reparar las fallas que se producen por transporte y montaje, en el sitio de la obra.

4.2.2 HORMIGÓN ARMADO:

Los materiales utilizados para la estructura de hormigón armado responden a las exigencias de las normas ACI-318 y al Código Ecuatoriano de la Construcción.

Para el caso de los replantillos, se utilizará hormigón simple de $F'_c=180 \text{ kg/cm}^2$; para hormigón estructural en cimentaciones, cadenas y columnas vigas y graderío $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Cuando se requiere modificar la resistencia especificada de 280 Kg/cm^2 . se contará con la aprobación del fiscalizador del proyecto.

El cemento será Tipo Portland conforme a las Especificaciones C-150 A.S.T.M. Tipo 1; otros tipos y/o clases serán permitidos solamente bajo la aprobación por escrito de la Fiscalización.

Los agregados, que actúan, como llenantes en la mezcla, estarán formados por partículas limpias, resistentes, libres de materias orgánicas o químicas, arcillas, materias vegetales o cualquier otro elemento que altere la calidad o adherencia de la pasta de cemento.

Las arenas o áridos finos estarán constituidas por partículas redondas o angulosas bien limpias, libres de impurezas y deberán cumplir con los límites de graduación establecidas para el análisis del tamiz normalizado.

El agua utilizada en el hormigón será razonablemente clara y libre de aceite, ácidos, azúcar, sal, sustancias orgánicas y otras impurezas.

Se permitirá la utilización de aditivos, que tengan una aprobación previa por escrito por parte de la Fiscalización. Cuando se emplean éstos productos, no se deberá considerar que ellos reemplazan una porción del contenido mínimo de cemento especificado y serán añadidos en la cantidad y manera recomendada por el fabricante.

Las proporciones de áridos, cemento y agua serán tales que produzcan una mezcla que opera fácilmente en la esquinas y ángulos del encofrado y alrededor de las varillas corrugadas. Estas proporciones serán verificadas para obtener la consistencia especificada y para obtener una muestra plástica, suave, densa y homogénea.

Durante la construcción, la Fiscalización ordenará la toma de muestras de hormigón para comprobar la resistencia a la compresión especificada en los planos.

Se considera como resultado de un ensayo de compresión el promedio de 2 cilindros de la misma muestra ensayados a los 28 días.

La armadura de refuerzo en los elementos de hormigón armado será de un límite de fluencia de 4200 kg/cm².

4.2.3 TOLERANCIAS DE FABRICACIÓN.-

Además de las tolerancias indicadas en las normas AISC, ASTM, AWS deberán respetarse las que se indican a continuación:

Longitud de elementos cepillados en los extremos + 1mm.

Se definen como elementos cepillados los que han sido tratados con cepillos, fresas, sierras frías, esmeriles u otros equipos para tener rugosidades inferiores a 0.01 mm.

Longitud de elementos no cepillados:

Longitud $L \leq 9.0$ m. ± 1.5 mm.

Longitud $L > 9.0$ m. ± 3.0 mm.

Flecha de columnas y elementos en compresión de longitud L: $L/1000$

Flecha de otros elementos de longitud L: $L/500$

Contraflechas cuando se especifican:

Longitud $L \leq 15.0$ m. -0, + 13mm

Longitud $L \geq 15.0$ m. -0, +13mm + 1(L-15)mm

Los elementos entregados por las acerías con contraflecha natural, igual o superior al 75% de la teórica, pueden usarse en el estado en que se reciban.

En las vigas en que no se especifica contraflecha deben fabricarse en forma tal que la contraflecha resultante quede hacia arriba.

4.2.4 TOLERANCIAS DE MONTAJE.-

Las tolerancias de montaje se refieren a los ejes y puntos de trabajo de los elementos estructurales, que se definen como sigue:

- En elementos no horizontales el punto de trabajo es el centro de la pieza en cada extremo.
- En elementos horizontales es el centro del ala superior en cada extremo.
- Se pueden indicar en los planos otros puntos de trabajo que deben basarse en las definiciones anteriores.
- El eje de un elemento es la línea recta que une los puntos de trabajo.

Las tolerancias principales son las siguientes:

Placas de apoyo: vertical 3mm.

Verticalidad de columnas y otros elementos verticales de longitud L: L/500.

Columnas de fachada, pisos de 1 a 20, hacia la línea de fachada 25mm.

Vigas, ala superior, vertical hacia arriba, 5mm. vertical hacia abajo, 8mm.

Voladizos de longitud L, flecha extrema: L/500.

La tolerancia en elementos como dinteles, muros, soleras y similares, que tienen por objeto apoyar elementos no estructurales, debe ser especificada por los proveedores de dichos elementos. Si es necesario se pueden usar conexiones ajustables. La tolerancia de estas conexiones es la siguiente: vertical 10mm., horizontal 10mm., extremos de elementos yuxtapuestos 5mm.

4.2.5 RECOMENDACIONES GENERALES SOBRE SOLDADURAS.-

La fabricación y montaje de todos los elementos estructurales determinados en los planos, deberán cumplir en términos generales con las especificaciones de la norma AWS, en lo referente a la unión de perfiles con soldadura y en particular de acuerdo a lo siguiente:

UNIÓNCERCHAS – PLACA DE APOYO.-

Lateralmente la cercha se soldará a la placa de apoyo con cordón, utilizando electrodos de la serie E 90xx.

UNIONES ENTRE ELEMENTOS.-

Los elementos de una misma especie se unirán mediante cordones corridos de soldadura procurando biselar previamente los extremos a unirse.

5.- CARGAS DE DISEÑO.-

El cálculo ha sido ejecutado bajo solicitaciones estáticas debidas a carga muerta, sobrecarga, acciones del viento y fuerzas sísmicas.

Las cargas de diseño consideradas en el cálculo estructural fueron las siguientes:

5.1.- RESUMEN DE CARGAS.-

TIPO	INCLUYE	
VIVA	Permanente o por Emergencia	
MUERTA	Peso propio, Cargas permanentes	
VIENTO	Factores climáticos	
MARCADOR ELECTRÓNICO	Especificaciones Fabricante	
TIPO	VALOR	OBSERVACIONES
VIVA	60 Kg/m ²	CEC 2001
MUERTA	20 Kg/m ²	CEC 2001
VIENTO	100 Km/h	Experiencia de Campo
MARCADOR ELECTRÓNICO	100 Kg	Especificaciones Fabricante

5.2.- CARGAS SÍSMICAS:

Las cargas sísmicas son evaluadas de acuerdo a las recomendaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC.

Para este caso específico se obtienen los valores:

Los valores de Z , R e I , son tomados de las tablas propuestas en el CEC 2001, en la parte 1 de Requisitos Generales de Diseño.

$$V = \frac{Z.I.C}{R.\Phi_p \Phi_e} . W \quad (2.1)$$

Dónde:

Z: factor de zona sísmica = 0.4

I: tipo de uso, destino e importancia de la estructura= 1.3

C: representa la forma del espectro de respuesta elástico = 1.47

R: factor de reducción de respuesta estructural= 7

Φ_p : coeficiente de configuración en planta = 0.9

Φ_e : coeficiente de configuración en elevación = 0.9

$$V = 0.135W$$

5.3.- FUERZAS DE VIENTO

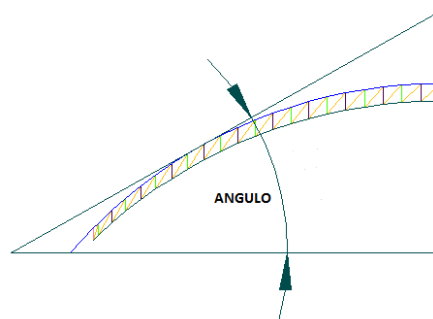
V=100 km/h

$\alpha = 29^\circ$

Anchos Cooperantes

A= 5.133m

B= 1.76m



$$P_o = \frac{V^2}{16} = \frac{\left(100 * \frac{1000}{3600}\right)^2}{16} = 48.22 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$W_{x_{barlo.}} = P_o [1,2.Sen (\alpha) - 0,4] = 48.22 [1,2.Sen (29) - 0,4] = 8.766 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$W_{x_{barlo.}} = 8.76 \times A \times B = 8.76 \times 5.133 \times 1.76 \text{]} = 79.19 \text{ Kg}$$

$$W_{x_{sotav.}} = P_o [1,2.Sen (-\alpha) - 0,4] = 48.22 [1,2.Sen (-29) - 0,4] = - 47.346 \text{ kg}$$

$$W_{x_{barlo.}} = -47.346 \times A \times B = -47.346 \times 5.133 \times 1.76 \text{]} = -427.73 \text{ Kg}$$

A continuación se presenta la tabla de cargas de viento aplicadas para cada correa en función del ángulo de aplicación de la carga.

Tabla 1 Cargas en Nudos

CARGAS EN NUDOS					
NUDO	ANGULO DE ROTACION DE CORREA EN NUDO	ANGULO DE ROTACION DE CORREA EN NUDO	SEPARACION ENTRE CERCHAS	ANCHO COOP.	WIND
	°	°	m	m	kg
1	-48	48	5,13	0,6	73,04
77	-47	47	5,13	1,17	138,33
80	-45	45	5,13	1,76	195,41
82	-41	41	5,13	1,76	168,72
83	-38	38	5,13	1,76	147,60
84	-35	35	5,13	1,76	125,60
85	-32	32	5,13	1,76	102,78
86	-29	29	5,13	1,76	79,19
87	-26	26	5,13	1,76	54,91
88	-23	23	5,13	1,76	30,01
89	-20	20	5,13	1,76	4,54
90	-17	17	5,13	1,76	-21,41
91	-14	14	5,13	1,76	-47,79
92	-11	11	5,13	1,76	-74,51
93	-8	8	5,13	1,76	-101,51
94	-5	5	5,13	1,76	-128,70
95	-2	2	5,13	1,76	-156,02
96	0	0	5,13	1,76	-174,27
115	2	-2	5,13	1,76	-192,51
114	5	-5	5,13	1,76	-219,83
113	8	-8	5,13	1,76	-247,03
112	11	-11	5,13	1,76	-274,02
111	14	-14	5,13	1,76	-300,75
110	17	-17	5,13	1,76	-327,12
109	20	-20	5,13	1,76	-353,08
108	23	-23	5,13	1,76	-378,54
107	26	-26	5,13	1,76	-403,45
106	29	-29	5,13	1,76	-427,73
105	32	-32	5,13	1,76	-451,31
104	35	-35	5,13	1,76	-474,14
103	38	-38	5,13	1,76	-496,14
102	41	-41	5,13	1,76	-517,26
100	45	-45	5,13	1,76	-543,95
97	47	-47	5,13	1,17	-370,03
47	48	-48	5,13	0,6	-191,86

6.- COMBINACIONES DE CARGAS.-

En razón que el cálculo y diseño se realizó cumpliendo con lo reglamentado en el ACI y Código Ecuatoriano de la Construcción para la estructura en hormigón armado, y en la AISI y la AISC, para las estructuras metálicas, se han definido los siguientes estados diferentes de carga:

D: Carga muerta
L: Carga viva
E: Sismo
W: Viento

Para determinar la condición más crítica de diseño en cada uno de los elementos, se utilizaron las siguientes combinaciones de carga:

ESTRUCTURA EN HORMIGÓN ARMADO:

- 1.- $1.4 D + 1.7 L$
- 2.- $0.75(1.4D+1.7L \pm 1.87E)$
- 3.- $0.9D+1.43E$
- 4.- $0.75(1.4D+1.7L \pm 1.7W)$
- 5.- $0.9D \pm 1.3W$

ESTRUCTURAS METÁLICAS:

- 1.- $D + L$
- 2.- $0.75 (D + L \pm E)$
- 3.- $0.75 (D \pm E)$
- 4.- $0.75 (D + L \pm W)$
- 5.- $0.75 (D \pm W)$

Se entiende que los efectos sísmicos y de viento se evalúan para los dos sentidos de principales de cálculo y por lo tanto se consideran como estados diferentes.

Con las combinaciones de carga mencionadas se cubren todas las posibilidades de sollicitación, procediéndose a diseñar todos y cada uno de los elementos que conforman las estructuras con los mayores valores arrojados por las antedichas combinaciones.

7.- RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO.-

Los resultados de los estudios de ingeniería se indican claramente en los planos estructurales.

El comportamiento de vigas, columnas, etc., ante las solicitaciones verticales, de viento y sísmicas, han sido estudiadas en atención a las constantes geométricas de los mismos y a la necesidad de controlar las deformaciones transversales y verticales.

Respecto de las deformaciones, para el caso de las cerchas, se verificó que la deformación máxima producida, bajo la acción de la carga vertical total, no exceda del valor $L/360$, donde L es la longitud apoyada de las cerchas.

En el caso de las columnas, su sección final fue determinada por esfuerzos máximos, deformaciones laterales totales, momentos máximos, modos de vibración, derivas de piso, y relación viga columna

En los siguientes gráficos se indican resultados representativos de los estudios de ingeniería:

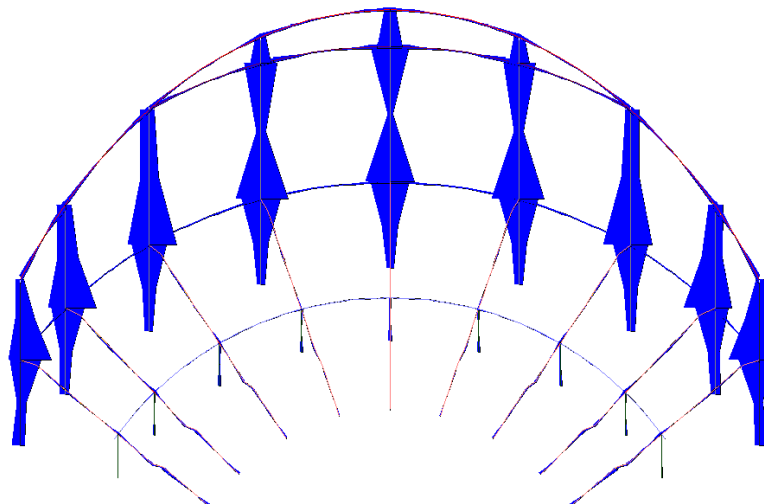


Fig. 4 RESULTADOS DEL DISEÑO SECTOR 1

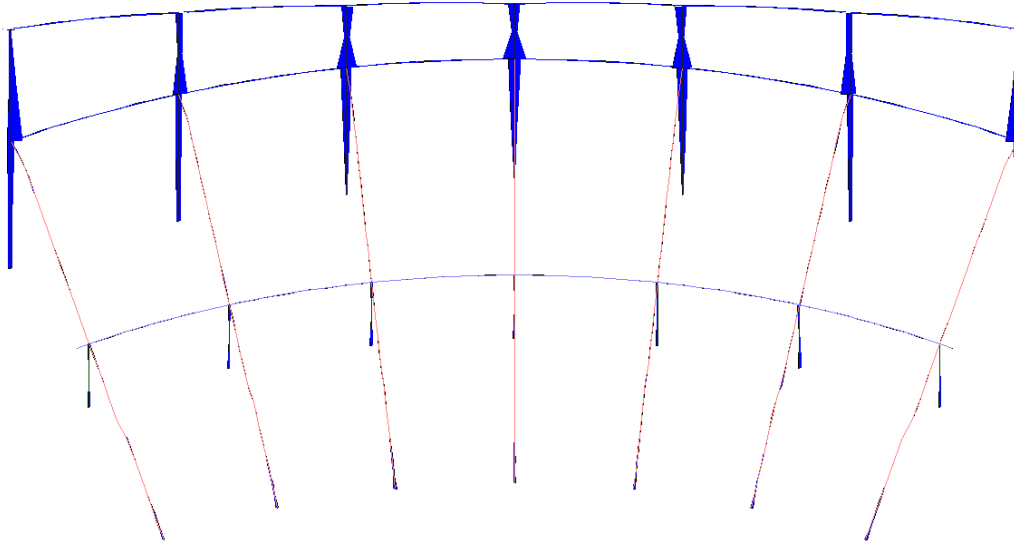


Fig. 5 RESULTADOS DEL DISEÑO SECTOR 2

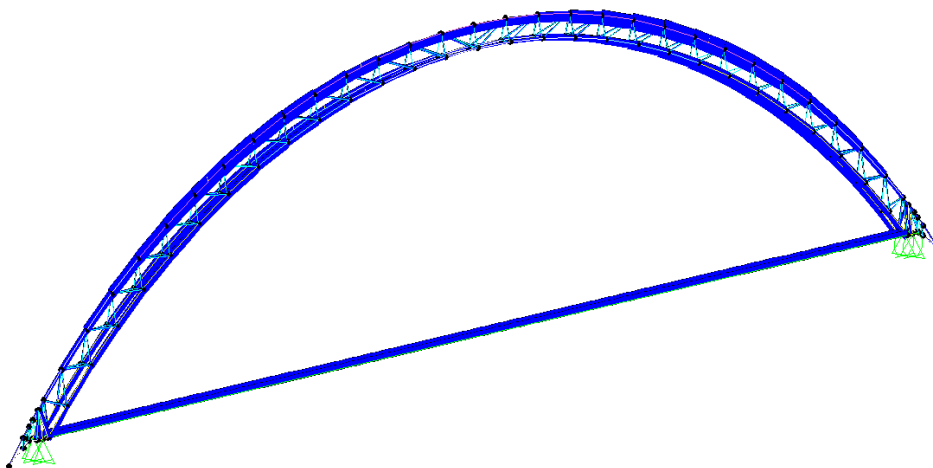


Fig. 6 RESULTADOS CERCHA CENTRAL ESTRUCTURA METÁLICA

8.- PLACAS DE APOYO DE COLUMNAS.-

Las placas de apoyo y los pernos de anclaje de las columnas metálicas fueron diseñados considerando las acciones que se producen en los sitios de unión de estos elementos con los de hormigón. Las dimensiones indicadas se establecieron en base condiciones físicas de instalación y a criterios de diseño.

9.- CIMENTACIONES.-

Para el diseño de las cimentaciones se consideraron las recomendaciones que se incluye en el estudio de suelos, es base a siguiente tabla.

TABLA 2 Estudio de suelos

PERFORACIÓN No. 1		N.F. = 1.60m
PROF. m	Qa. T/m ²	OBSERVACIONES
0.0 - 1.0	25	Relleno, formado de materiales de construcción.
1.0 - 2.0	5	Limo arenoso,
2.0 - 3.0	33	Limo arenoso,
3.0 - 4.0	24	Arena
4.0 - 5.0	26	Arena
5.0 - 6.0	33	Arena
PERFORACIÓN No. 2		N.F. = 1.70m
PROF. m	Qa. T/m ²	OBSERVACIONES
0.0 - 1.0	45	Relleno, formado de materiales de construcción.
1.0 - 2.0	9	Limo arenoso,
2.0 - 3.0	34	Limo arenoso,
3.0 - 4.0	35	Arena Limosa
4.0 - 5.0	33	Arena Limosa
5.0 - 6.0	39	Arena Limosa
PERFORACIÓN No. 3		N.F. = 1.65m
PROF. m	Qa. T/m ²	OBSERVACIONES
0.0 - 1.0	24	Relleno, formado de materiales de construcción.
1.0 - 2.0	9	Limo arenoso,
2.0 - 3.0	32	Limo arenoso,
3.0 - 4.0	28	Arena
4.0 - 5.0	31	Arena
5.0 - 6.0	35	Arena
PERFORACIÓN No. 4		N.F. = 1.70m
PROF. m	Qa. T/m ²	OBSERVACIONES
0.0 - 1.0	35	Relleno, formado de materiales de construcción.
1.0 - 2.0	7	Limo arenoso,
2.0 - 3.0	39	Limo arenoso,
3.0 - 4.0	35	Arena Limosa
4.0 - 5.0	31	Arena Limosa
5.0 - 6.0	37	Arena Limosa

Los cuales recomiendan que el nivel óptimo de cimentación sea a los 3.00mts. el mismo que posee un esfuerzo admisible mayor a 33 T/M2.

Las cargas que se aplicaron fueron las reacciones que se producen en los pies de las columnas, para los diferentes estados de carga.

Con los efectos últimos determinados para momentos flectores y cortantes se procedió a determinar las armaduras de refuerzo que se requieren para las vigas de cimentación. Estas armaduras son las que se indican en los planos estructurales.

10.- CHEQUEOS

a. Modos de vibración

A continuación se revisan los primeros 6 modos de vibración, basados en el CEC 2001, Primera edición, Editorial Buldingcode General DesignSpecification ítem 6.11.5.2.

NÚMEROS DE MODOS: el requerimiento que se utilicen en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

TABLA 3 Modos de vibración Sap2000.

Caso/combo	Periodo	RX	RY	RZ
	Seg.			
MODAL	0.414519	4.415E-10	0.052619	9.602E-08
MODAL	0.311731	0.138615	9.312E-11	1.867E-10
MODAL	0.299013	3.92E-11	7.101E-09	0.429996
MODAL	0.280298	7.577E-07	1.741E-11	1.209E-09
MODAL	0.218995	0.002227	1.115E-08	4.561E-10
MODAL	0.214326	1.154E-10	0.121329	0.000002514
MODAL	0.210363	8.085E-14	0.000006929	0.101886
MODAL	0.184357	4.851E-08	1.459E-09	3.086E-09
MODAL	0.181195	1.903E-13	0.006604	9.831E-09
MODAL	0.168098	0.002389	2.556E-08	1.25E-10
MODAL	0.159767	7.54E-11	9.816E-07	0.00473
MODAL	0.15643	6.848E-10	0.000063	0.00012

	RX	RY	RZ
Suma (R)	0.1432318	0.180622956	0.536734625
1	3.082E-07	29.13195597	1.78897E-05
2	96.776688	5.15549E-08	3.47844E-08
3	2.737E-08	3.93139E-06	80.11333349
4	0.000529	9.63886E-09	2.25251E-07
5	1.5548222	6.17308E-06	8.49768E-08
6	8.057E-08	67.17252486	0.000468388

El primer modo de vibración está analizado en sentido **Y**, debido a que este llega al 29.13% se le adiciona el 6to modo para de esta manera cumplir llegando al 96.3%.

El segundo modo esta analizado en sentido **X** llegando al 96.77%, ambos modos están considerados en traslación, cumpliendo los requerimientos del CEC 2001.

b. Derivas de piso

El análisis de la deriva máxima de piso se la ha realizado en base al espectro propuesto por el CEC ítem 6.8.2.2, se realizará un chequeo tanto en sentido X como en sentido Y.

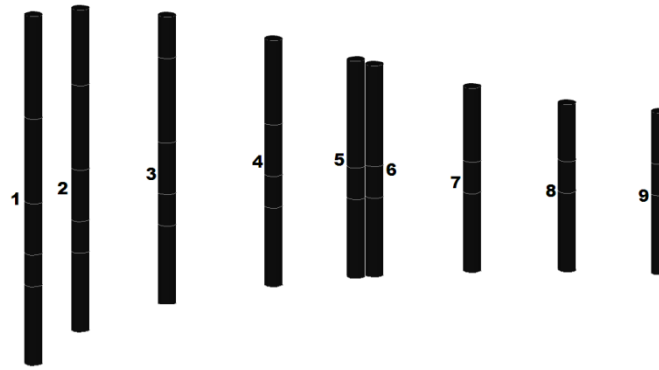


Figura 7 Numeración de columnas para análisis de derivas.

Generalidades: Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamiento Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas (Δ_E), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso realizando un análisis elástico de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico, como se especifica en la sección correspondiente de este código. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos transversales y torsionales, y los efectos P- Δ . Adicionalmente en el caso de pórticos con estructuras metálicas, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

Δ_M no puede superar los valores establecidos en la tabla 8 del CEC 2001, Primera edición, Editorial Buildingcode General Design Specification.

“TABLA 8. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso”¹

Estructuras de	Δ_M máximos	Δ_M máximos (%)
Hormigón, estructuras metálicas y de madera	0.020	2.00%
De mampostería	0.010	1.00%

TABLA 4 Derivas de piso sismo X

COLUMNA	JUNTA	U1	U2	U3	L	DERIVA	CHEQUEO
		m	m	m	m	%	
1	1138	0.012618	-2.281E-08	9.184E-08			
					5.86	0.62098976	O.K.
	1231	0.008979	3.533E-08	5.2E-08			
					4.82	0.9840249	O.K.
	1229	0.004236	7.509E-08	5.419E-10			
					2.93	0.82491468	O.K.
	1228	0.001819	6.728E-08	6.752E-10			
					1.8	0.50222222	O.K.
	1239	0.000915	4.424E-08	4.823E-10			
				4.5	0.20333333	O.K.	
	1238	0	0	0			

¹CEC 2001, Primera edición, Editorial Buildingcode General DesignSpecification ítem 6.8.2.2 PAG. 32

COLUMNA	JUNTA	U1	U2	U3	L	DERIVA	CHEQUEO
		m	m	m	m	%	
2	926	0.012585	0.000435	-6.235E-06			
					4.32	0.83148148	O.K.
	1281	0.008993	-0.000168	-9.059E-06			
					4.82	1.0126556	O.K.
	1280	0.004112	-0.000431	-0.00001			
					2.93	0.81399317	O.K.
	1279	0.001727	-0.000388	-0.000011			
					1.8	0.48277778	O.K.
	1283	0.000858	-0.000266	-7.745E-06			
				4.5	0.19066667	O.K.	
	1282	0	0	0			
3	911	0.011863	0.000644	-0.000014			
					2.38	1.09705882	O.K.
	1264	0.009252	0.000124	-0.000015			
					4.82	1.11078838	O.K.
	1263	0.003898	-0.000658	-0.000017			
					2.93	0.821843	O.K.
	1262	0.00149	-0.000722	-0.000018			
					1.8	0.44444444	O.K.
	1270	0.00069	-0.00052	-0.000013			
				4.5	0.15333333	O.K.	
	1269	0	0	0			
4	903	0.009633	0.000463	-0.000038			
					4.82	1.24564315	O.K.
	1261	0.003629	-0.000823	-0.000034			
					2.93	0.8440273	O.K.
	1260	0.001156	-0.000991	-0.00003			
					1.8	0.39	O.K.
	1268	0.000454	-0.000743	-0.000021			
				4.5	0	O.K.	
	1268	0.000454	-0.000743	-0.000021			

COLUMNA	JUNTA	U1	U2	U3	L	DERIVA	CHEQUEO
		m	m	m	m	%	
5	917	0.007651	-0.000824	-0.000024			
					5.55	1.12594595	O.K.
	1258	0.000847	-0.001163	-0.000029			
					2.93	0.21569966	O.K.
	1266	0.000215	-0.000823	-0.000021			
					1.8	0.11944444	O.K.
	1265	0	0	0			
6	894	0.007147	-0.000412	-0.000027			
					5.75	1.10991304	O.K.
	1255	0.000765	-0.000082	-0.000024			
					1.8	0.34611111	O.K.
	1254	0.000142	-0.000028	-0.000017			
					4.5	0.03155556	O.K.
	1253	0	0	0			
7	884	0.004524	-0.00037	-0.000038			
					4.22	0.90734597	O.K.
	1278	0.000695	-0.000078	-0.000034			
					1.8	0.31222222	O.K.
	1277	0.000133	-0.000036	-0.000024			
					4.5	0.02955556	O.K.
	1276	0	0	0			
8	873	0.002843	-0.000233	-0.000039			
					3.26	0.67699387	O.K.
	1275	0.000636	-0.000048	-0.000035			
					1.8	0.26611111	O.K.
	1274	0.000157	-0.000012	-0.000025			
					4.5	0.03488889	O.K.
	1273	0	0	0			
9	862	0.002374	1.207E-06	-0.000037			
					2.93	0.60136519	O.K.
	1256	0.000612	4.243E-07	-0.000033			
					1.8	0.24777778	O.K.
	1272	0.000166	1.656E-07	-0.000024			
					4.5	0.03688889	O.K.
	1271	0	0	0			

Como se puede observar las derivas en el caso X cumplen satisfactoriamente, en todos los análisis. Siendo la máxima la que se presenta en el primer tramo de la columna 4, con 1.245%.

TABLA 5 Derivas de piso sismo Y

COLUMNA	JUNTA	U1	U2	U3	L	DERIVA	CHEQUEO
		m	m	m	m	%	
1	1138	-3.032E-08	0.012196	-0.000058			
					5.86	0.78959044	O.K.
	1231	1.622E-08	0.007569	-0.000054			
					4.82	0.97634855	O.K.
	1229	2.868E-08	0.002863	-0.000048			
					2.93	0.71774744	O.K.
	1228	1.22E-08	0.00076	-0.000044			
					1.8	0.29777778	O.K.
	1239	-3.697E-09	0.000224	-0.000031			
				4.5	0.04977778	O.K.	
	1238	0	0	0			
2	926	0.000271	0.011879	-0.000055			
					4.32	0.91921296	O.K.
	1281	0.000075	0.007908	-0.000051			
					4.82	1.02489627	O.K.
	1280	-0.000083	0.002968	-0.000045			
					2.93	0.73412969	O.K.
	1279	-0.0001	0.000817	-0.000041			
					1.8	0.31111111	O.K.
	1283	-0.000067	0.000257	-0.000029			
				4.5	0.05711111	O.K.	
	1282	0	0	0			

COLUMNA	JUNTA	U1	U2	U3	L	DERIVA	CHEQUEO
		m	m	m	m	%	
3	911	0.000752	0.010856	-0.000046			
					2.38	1.03193277	O.K.
	1264	0.000377	0.0084	-0.000044			
					4.82	1.0879668	O.K.
	1263	-0.000054	0.003156	-0.000039			
					2.93	0.76075085	O.K.
	1262	-0.000145	0.000927	-0.000034			
					1.8	0.33722222	O.K.
	1270	-0.000109	0.00032	-0.000025			
				4.5	0.07111111	O.K.	
	1269	0	0	0			
4	903	0.000904	0.008921	-0.00000312			
					4.82	1.15497925	O.K.
	1261	0.000127	0.003354	-6.865E-06			
					2.93	0.77713311	O.K.
	1260	-0.000089	0.001077	-0.000012			
					1.8	0.35722222	O.K.
	1268	-0.000101	0.000434	-8.609E-06			
				4.5	0	O.K.	
	1268	-0.000101	0.000434	-8.609E-06			
5	917	0.000464	0.007796	-0.000011			
					5.55	1.18648649	O.K.
	1258	0.000065	0.001211	-7.882E-06			
					2.93	0.25290102	O.K.
	1266	0.000022	0.00047	-0.00000563			
					1.8	0.26111111	O.K.
	1265	0	0	0			
6	894	0.000213	0.007769	-0.000028			
					5.75	1.06069565	O.K.
	1255	-0.00094	0.00167	-0.000025			
					1.8	0.49	O.K.
	1254	-0.000721	0.000788	-0.000018			
					4.5	0.17511111	O.K.
	1253	0	0	0			

COLUMNA	JUNTA	U1	U2	U3	L	DERIVA	CHEQUEO
		m	m	m	m	%	
7	884	-0.000046	0.00639	-0.00002			
					4.22	1.08388626	O.K.
	1278	-0.000505	0.001816	-0.000016			
					1.8	0.516111111	O.K.
	1277	-0.000416	0.000887	-0.000012			
					4.5	0.197111111	O.K.
	1276	0	0	0			
8	873	-0.000093	0.00557	-9.197E-06			
					3.26	1.13435583	O.K.
	1275	-0.000212	0.001872	-8.225E-06			
					1.8	0.56055556	O.K.
	1274	-0.000174	0.000863	-5.875E-06			
					4.5	0.19177778	O.K.
	1273	0	0	0			
9	862	-9.617E-07	0.004696	-1.322E-09			
					2.93	0.96177474	O.K.
	1256	-5.103E-07	0.001878	-3.066E-09			
					1.8	0.52222222	O.K.
	1272	-2.846E-07	0.000938	-2.19E-09			
					4.5	0.20844444	O.K.
	1271	0	0	0			

De igual manera en sentido Y cumple todas las derivas, siendo para este caso el primer tramo de la columna número 5 la más desfavorable, con 1.186%.

c. DESPLAZAMIENTO EN CERCHAS

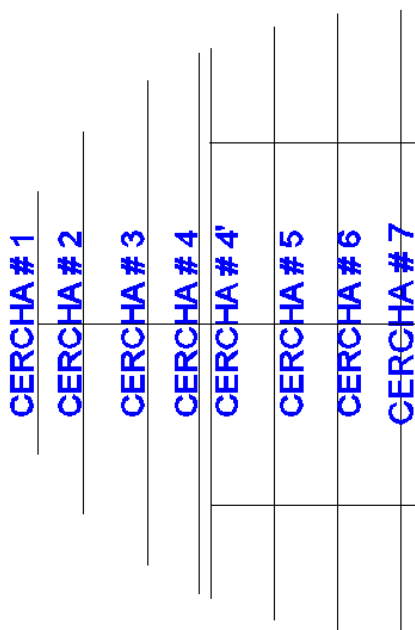


Figura 8 Numeración de cerchas para el análisis.

Para el análisis de resultados obtenidos del modelo matemático, para deformaciones, se realizó las comparaciones tomando como norma el CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (CEC 2001, Primera edición) Capítulo 7, tabla 7(a) la cual especifica que la máxima deformación admisible para elementos sometidos a carga viva solamente no deberá ser mayor que $L/360$.

Las deflexiones por la envolvente en estructuras de acero se limitan a ciertos valores máximos, algunas de las razones para limitar las deflexiones son las siguientes:

- Deflexiones excesivas pueden dañar los materiales soportados sobre los elementos deformados.
- La arquitectura de la estructura se puede ver afectada.

- La presencia de deformaciones excesivas a la vista de los usuarios hace que esta estructura sea poco efectiva desde el punto de vista de seguridad.

Para nuestro caso, la deflexión máxima está determinada por la expresión:

$$\Delta = L/360$$

Tabla 6 Desplazamientos permisibles en cerchas

CERCHA	DEFLEXIÓN (cm)
7	13.19
6	13.01
5	12.44
4'	11.43
4	11.18
3	9.83
2	7.01
1	3.9

Entonces para nuestro modelo la deflexión máxima en la cercha número 7, por la envolvente será igual a 0.1319m, es decir 13cm.

Tabla 7 Resumen de desplazamientos reales en cerchas

CERCHA	DEFLEXIÓN (cm)
7	5.88
6	5.65
5	5.40
4'	5.48
4	5.21
3	4.97
2	4.02
1	1.43

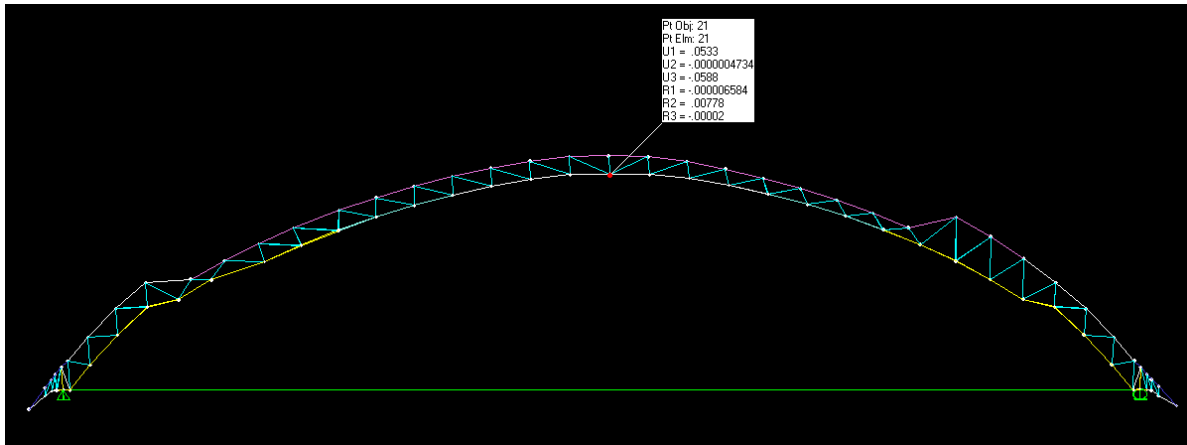


Figura 9 Deformación en cercha central programa SAP2000.

TABLA 8 Resumen de elementos de Hormigón

ELEMENTO	UBICACIÓN		DIMENSIONES cm		
			A	B	h
PLINTOS	EXTERIORES	SECTORES 1 y 3	2,25	2,25	0,45
		SECTORES 2 y 4	1,9	1,9	0,45
		COMBINADOS	1,6	2,6	0,45
	MEDIOS	SECTORES 1 al 4	1,4	1,4	0,4
		COMBINADOS	1,1	2	0,4
	INTERNOS	SECTORES 1 al 4	1,2	1,2	0,3
		COMBINADOS	0,7	1,3	0,3
			DIÁMETRO	ALTURA	
COLUMNAS	EXTERIORES	SECTORES 1 y 3	1,1		variable
		SECTORES 2 y 4	1		variable
	MEDIOS		0,6		3.15
	INTERNOS		0,4		0
		IDEN.	BASE		ALTURA
VIGAS	MEDIOS	A y B	0,3	0,5	0,5
	EXTERIORES	C, D y E	0,4	0,6	0,6
		RIOSTRA 1 y 2	0,4	0,6	0,6
	TRANSVERSAL	I	0,4	0,6	0,6
			ESPESOR		
GRADERÍO	PERIMETRAL		0,15		