

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

SITUACIÓN DEL HORMIGÓN ARMADO EN EL MEDIO Y RESPALDO TEÓRICO.

1.1 Recopilación de información.....	2
1.1.1 Nivel de servicio del hormigón armado.....	3
1.1.2 Utilización de códigos.....	4
1.1.3 Principales problemas con el hormigón.....	6
1.1.4 Otras consideraciones.....	6
1.2 Fundamento teórico del hormigón armado.....	7
1.2.1 Materiales.....	7
1.2.1.1 Hormigón.....	7
1.2.1.2 Acero.....	8
1.2.2 Ecuaciones de equilibrio.....	8
1.2.3 Detalles de armado.....	10
1.2.4 Cortante.....	11

CAPÍTULO 2

GEOMETRÍA Y CARGAS DEL MODELO DEL BLOQUE CENTRAL DEL AUDITORIO.

2.1 Geometría.....	13
--------------------	----

2.1.1 Disposición de vigas y columnas del bloque central.....	14
2.1.1.1 Modificatorios arquitectónicos.....	17
2.2 Análisis de cargas aplicadas a la estructura.....	19
2.2.1 Carga viva.....	20
2.2.2 Carga muerta.....	20
2.2.3 Carga sísmicas.....	22
2.2.3.1 Análisis estático.....	22
2.3 Predimensionamiento de vigas y columnas.....	24
2.3.1 Predimensionamiento de columnas.....	24
2.3.2. Predimensionamiento de vigas.....	26

CAPÍTULO 3

MODELO DE HORMIGÓN ARMADO APLICADO A LA COMPUTACIÓN.

3.1 Modelo en Etabs.....	31
3.1.1 Geometría.....	31
3.1.2 Secciones.....	31
3.1.3 Materiales.....	31
3.1.4 Losas.....	32
3.1.5 Efecto P- Δ	32
3.1.6 Otras consideraciones.....	32
3.2 Análisis del modelo.....	32
3.2.1 Secciones.....	36
3.2.2 Control de derivas de piso.....	39
3.2.3 Modos de vibración.....	41

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

4.1 Análisis estático.....	45
4.2 Análisis estático en función de los modos de vibración.....	46
4.3 Análisis dinámico.....	48
4.3.1 Análisis modal.....	48
4.3.2 Factor de ajuste.....	51
4.2.2 Historia en el tiempo.....	53

CAPÍTULO 5

DISEÑO.

5.1 Vigas.....	55
5.1.1 Detalles de refuerzo.....	58
5.1.2 Cortante.....	62
5.2 Columnas.....	69
5.2.1 Estribos en columnas.....	73
5.3 Vigas de cimentación.....	76
5.4 Diseño de nudos viga - columna.....	79
5.4.1 Control del cortante horizontal.....	80
5.4.2 Deterioro de adherencia en los nudos.....	82
5.4.3 Longitud de desarrollo.....	83
5.4.4 Ejemplo de cálculo.....	83
5.3 Losas.....	87

5.3.1 Chequeo de aceros superiores.....	88
5.3.2 Chequeo de aceros inferiores.....	89

CAPÍTULO 6

TEMA DE INVESTIGACIÓN.

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL BLOQUE CENTRAL DEL NUEVO AUDITORIO DE LA ESPE UTILIZANDO VARIOS MODELOS PARA EL CÁLCULO DE ZAPATAS AISLADAS.

6.1 Introducción.....	93
6.2 Métodos y materiales.....	97
6.3 Resultados.....	102

CAPÍTULO 7

PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

7.1 Especificaciones técnicas.....	109
7.1.1 Generalidades.....	109
7.1.2 Composición del hormigón.....	110
7.1.3. Diseño de los hormigones.....	110
7.1.4. Materiales para hormigón.....	112
7.1.5. Armadura de refuerzo.....	114
7.1.6. Dosificación, mezclado y colocación del hormigón.....	116
7.1.7. Control de dosificación, resistencia y trabajabilidad.....	117
7.1.8. Condiciones previas a la colocación del hormigón.....	118
7.1.9. Juntas de construcción.....	120
7.1.10. Desencofrado.....	120
7.1.11. Curado del hormigón.....	121

7.1.12. Protección contra daños mecánicos.....	121
7.1.13. Impermeabilizaciones.....	122
7.1.14. Recomendaciones especiales sismorresistentes.....	123
7.2 Presupuesto.....	125

CAPÍTULO 8

RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.

8.1 Conclusiones.....	129
8.1 Recomendaciones.....	131
Bibliografía.....	132

CAPÍTULO 1

SITUACIÓN DEL HORMIGÓN ARMADO EN EL MEDIO

Y

RESPALDO TEÓRICO

RESUMEN

En el presente capítulo se describen los problemas más relevantes que se tienen con los principales materiales de construcción como también con la utilización de códigos para la ejecución del proyecto.

El diseño de estructuras con hormigón armado tiene un fundamento teórico muy extenso; sin embargo se presentan las ecuaciones y conceptos básicos para el desarrollo del diseño estructural.

1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.

La recopilación de información ha consistido en encuestas y entrevistas realizadas a varios docentes y profesionales involucrados en el campo de la construcción, como en el diseño de estructuras de hormigón armado y la construcción de las mismas.

Las preguntas que se plantearon en la encuesta se presentan a continuación:

- ¿De acuerdo a su experiencia considera factible usar hormigones de alta resistencia? ¿Por qué? En los proyectos en los que usted ha formado parte; ¿cuál o cuáles han sido las resistencias del hormigón armado con las que ha diseñado o construido?
- Está de acuerdo con las ecuaciones para cargas sísmicas del Código Ecuatoriano de la Construcción, especialmente con el factor R? ¿Qué alternativas propondría usted?
- En un proyecto en el que sea factible utilizar hormigón armado o estructura metálica, ¿cuál utiliza o utilizaría? ¿Por qué?
- El hormigón armado está conformado por: agregados gruesos, agregados finos, agua, cemento y varillas de acero; ¿durante la construcción con cuál de estos materiales ha tenido problemas? ¿Por qué?
- ¿Cuáles son los proyectos que usted considera más importantes en los que ha participado? ¿en donde están ubicados?
- ¿Cree usted que las nuevas tecnologías y materiales tales como paredes portantes, estructuras sostenidas por cables, fibra de carbono, podrían a

mediano o largo plazo reemplazar la forma tradicional de construir en hormigón armado?

El objetivo de las preguntas en las encuestas, fue el de tener una idea sobre los problemas constructivos y de diseño que generalmente se presentan en los proyectos estructurales.

1.1.1 Nivel de servicio del hormigón armado.

Tradicionalmente el Ecuador ha empleado el hormigón armado como el sistema constructivo más factible y viable para su desarrollo. La resistencia comúnmente utilizada en el medio ha sido de 210 kg/cm^2 ; resistencia mínima para construcciones importantes como edificios, viviendas, etc. Pero ¿se ha tenido un riguroso control de calidad sobre las resistencias utilizadas?; si bien es cierto que la utilización de hormigones de 210 kg/cm^2 es masiva, no cabe duda que por los métodos tradicionales de fabricación es complejo obtener dicha resistencia, entonces queda abierta la pregunta ¿que porcentaje de las construcciones cumplen con las resistencias utilizadas en el diseño?

El Nuevo Auditorio de la ESPE como muchas otras edificaciones en diferentes ciudades del país requieren no solo un estricto control de calidad en sus materiales, sino también en sus sistemas constructivos para que lo calculado en el diseño se acerque lo mas posible a la realidad.

Para el diseño del auditorio se utilizó un hormigón con una resistencia de 280 kg/cm^2 ; entonces se plantea la pregunta: ¿en nuestro medio es factible utilizar hormigones con altas resistencias?, ¿Califica un hormigón de 280 kg/cm^2 como un

hormigón de alta resistencia? El principal problema de utilizar hormigones de alta resistencia en zonas sísmicas es que la falla del hormigón es demasiado abrupta, es decir, su ductilidad es muy baja. Nuestro país está dentro de zonas sísmicas considerables, por lo que queda prácticamente negado el uso de hormigones de alta resistencia. Internacionalmente se catalogan a los hormigones mayores a 630 kg/cm^2 como hormigones de alta resistencia. En el país difícilmente se ha llegado a tener hormigones con resistencias mayores a la mencionada, principalmente debido a la baja calidad del agregado grueso. Es por esto que, en nuestro medio se podría considerar a un hormigón con una resistencia mayor a 420 o 490 kg/cm^2 como hormigón de alta resistencia; entonces a un hormigón de 280 kg/cm^2 no se lo considera de alta resistencia.

1.1.2 Utilización de códigos.

El capítulo 1 del CEC2000 habla sobre el diseño sísmico de las estructuras y en capítulos posteriores da a conocer las combinaciones para los diferentes estados de carga:

1. Carga muerta (CM).
2. Carga viva (CV).
3. Carga por sismo (S).

El factor R (Coeficiente de reducción de respuesta estructural) estipulado por el CEC2000 para estructuras con vigas descolgadas es de 10, controversialmente discutido por varios diseñadores. El factor R utilizado para el diseño del auditorio es de 10 debido a que el CEC2000 fue desarrollado a partir del ACI318-99, y en el modelo desarrollado

en ETABS se utilizó el código ACI318-99 que utiliza la siguiente combinación de cargas:

$$1.05CM + 1.28CV \pm 1.40S \quad (1.1)$$

La versión del ACI318-02 utiliza la siguiente combinación de cargas:

$$1.2CM + 1.6CV \pm 1S \quad (1.2)$$

Para este código sería erróneo utilizar un factor R igual a 10 porque claramente se puede ver la diferencia entre las dos ecuaciones por lo que se plantea un factor para cambiar el factor R del ACI318-99 al ACI318-02, la ecuación se la presenta a continuación:

$$R_{nuevo} = \frac{R_{anterior}}{1.4} \quad (1.3)$$

Haciendo la división del factor R (factor R = 10 con el ACI318-99) para 1.4 se obtiene un nuevo valor de R igual a 7.14, entonces en el caso de utilizar el ACI318-02 se tendría que utilizar valores de R similares a 7.14 para que exista una coherencia matemática entre el un código y el otro. Es por esto que las dos ecuaciones son diferentes; en la ecuación 1.1 el sismo ya es multiplicado por un factor de mayoración mientras que el factor de mayoración en la ecuación 1.2 es de 1 pero con un valor de R menor al de la ecuación 1.1.

1.1.3 Principales problemas con el hormigón.

Cuando el país empezó a utilizar al hormigón como material fundamental para las construcciones, existieron un sinnúmero de problemas que en la actualidad han sido resueltos. Si bien es cierto que existe una buena experiencia del medio con respecto al hormigón armado, se continúan presentando problemas al momento de ensayar los materiales que forman parte del hormigón. Conformándose por cuatro materiales principales, se sabe que el cemento y las varillas de acero generalmente no presentan problemas porque se fabrican bajo estrictos controles de calidad. Mientras que el agregado grueso y fino se lo extrae de canteras sin hacer ensayos rigurosos ni pruebas de sus propiedades mecánicas. En el caso de que existan canteras que realicen ensayos de los materiales extraídos, el problema está en que la roca que sirve para la extracción de agregados no es de buena calidad, y por ende los agregados gruesos y finos no cumplen con todos los parámetros establecidos por el INEN.

Generalmente en la fabricación del hormigón no se tiene problemas con el agua, siempre y cuando el agua utilizada sea potable y no tenga elementos nocivos para la reacción química del hormigón. Citando la frase: “el agua que sirve para beber sirve para el hormigón”, se puede tener un alto grado de confianza al utilizar el agua potable disponible en el medio.

1.1.4 Otras consideraciones.

La mejor experiencia que tiene el país es la de construir y utilizar como material fundamental al hormigón armado, teniendo en cuenta que existen otras alternativas como la utilización de estructuras metálicas. Estas dos opciones son factibles y viables

para el diseño y construcción de estructuras, siempre y cuando se utilicen adecuadamente los códigos que estipulan el buen desempeño de cada estructura. Las ventajas y desventajas entre el un sistema y el otro son varias, pero cabe resaltar que el país importa en su totalidad el acero que utiliza para la construcción.

La utilización de fibras de carbono, paredes portantes, como otros elementos para el diseño y construcción son totalmente válidas, pero tardará algún tiempo para que las nuevas tecnologías entren a competir seriamente con la utilización del hormigón armado debido a que la mano de obra del país tiene bastante experiencia con el material mencionado, además que los costos del hormigón armado son comparativamente mas bajos que las nuevas tecnologías.

1.2 FUNDAMENTO TEÓRICO DEL HORMIGÓN ARMADO.

1.2.1 Materiales.

Los materiales a utilizarse en el proyecto son: hormigones con una resistencia de 280 Kg/cm^2 y un acero con un límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

1.2.1.1 Hormigón.

El hormigón es el resultado de la mezcla de agregados gruesos, finos, cemento y agua. La resistencia del hormigón dependerá de las diferentes proporciones de los

cuatro componentes; siempre y cuando se tenga la seguridad que los materiales utilizados para formar el hormigón sean de buena calidad.

El hormigón tiene diversas propiedades físico-químicas, que por medio de varios parámetros se puede categorizar al hormigón de buena o mala calidad. El indicador más importante y representativo de un hormigón es su resistencia. Por medio de este parámetro se diseña cualquier elemento estructural.

1.2.1.2 Acero.

El acero que generalmente se utiliza para el diseño tiene una fluencia de 4200 kg/cm² y no se lo puede soldar para los empalmes, estribos, etc. Razón por la cual para las diferentes necesidades de uniones entre varillas se utiliza alambre de amarre debidamente especificado en los códigos.

1.2.2 Ecuaciones de equilibrio.

El hormigón armado es el conjunto del hormigón mas acero; a continuación se presenta el modelo de Whitney, para determinar el momento último y la relación de hormigón – acero o cuantía.

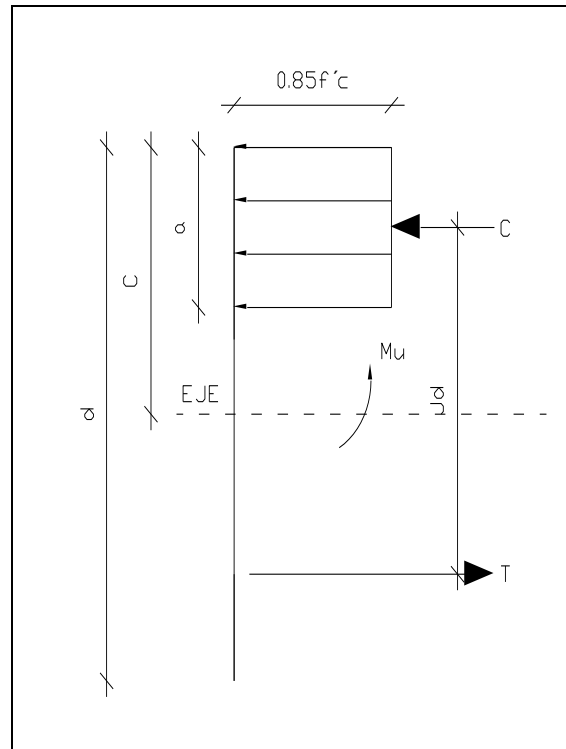


Figura 1.1: Modelo para el bloque de compresión del hormigón por Whitney.

$$\sum F = 0$$

$$C = T$$

$$a * 0.85f'c * b = As * fy \quad (1.4)$$

b = profundidad

$$Mu = C * jd = T * jd \quad (1.5)$$

$$Mu = \phi * T * (d - \frac{a}{2}) = \phi * As * fy * (d - \frac{a}{2}) \quad (1.6)$$

$$\rho = \frac{As}{b * d} \quad (1.7)$$

Reemplazando la ecuación 1.7 en la ecuación 1.4 se obtiene la ecuación 1.8

$$a = \frac{d * fy * \rho}{0.85f'c} \quad (1.8)$$

Luego con la ecuación 1.8 y 1.6 reemplazando se obtiene la ecuación 1.9

$$M_u = \phi * \rho * b * d^2 * f_y * \left(1 - \frac{\rho * f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (1.9)$$

Con la ecuación 1.9 se puede obtener la cuantía despejando ρ .

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} * \left(1 - \left(1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2} \right)^{1/2} \right) \quad (1.10)$$

1.2.3 Detalles de armado.

El detalle de armado para las diversas barras de acero (varillas) que conforman el diseño de hormigón armado requiere un análisis detallado para salvaguardar la seguridad de la estructura.

Tanto el CEC2000 como el ACI318-02 proveen normas para las longitudes de desarrollo, adherencia y anclaje. El capítulo 7 del ACI presenta los requisitos y normativas para los detalles de armado; a continuación se presentan los temas a ser considerados para el diseño de hormigón armado de la estructura.

- Ganchos normales especificados en el artículo 7.1.
- Diámetros mínimos de doblado especificado en el artículo 7.2.
- Colocación de la armadura especificada en el artículo 7.5.
- Límites para la separación de la armadura especificada en el artículo 7.6.

Todos los detalles de armado estipulados por los códigos son imprescindibles para el diseño pero constructivamente el detalle más importante es la tolerancia para la

colocación de armadura porque de este dependerá la profundidad efectiva del elemento, es decir, d.

1.2.4 Cortante.

El cortante en los diferentes elementos estructurales se define como la fuerza que actúa perpendicularmente al sentido del elemento.

El requisito básico de resistencia al corte es:

Resistencia al corte de diseño \geq Resistencia al corte requerida

Que se traduce en

$$\phi V_n \geq V_u \quad (1.11)$$

Donde ϕ es el factor de reducción de la resistencia, estipulado por el código como 0.75

La resistencia nominal al corte (V_n) es la sumatoria de: $V_c + V_s$, en donde V_c es la resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón y V_s es la resistencia nominal al corte proporcionado por la armadura de corte.

CAPÍTULO 2

**GEOMETRÍA Y CARGAS DEL MODELO DEL BLOQUE
CENTRAL DEL AUDITORIO**

RESUMEN

En el presente capítulo se pone a conocimiento la demanda arquitectónica del proyecto y por medio de esta se analizan las cargas aplicadas a la estructura para luego hacer un predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales.

2.1 GEOMETRÍA.

Desde el año 2004 se presentaron en la ESPE los planos arquitectónicos para la construcción de un nuevo Auditorio para la Institución. Esta nueva estructura tiene un área aproximada de 5000 m², e incluye una serie de servicios, junto con el espacio suficiente para albergar un área abierta de 1800 m². Estos planos han sido elaborados por el Departamento de Desarrollo Físico y, a pesar, de que aún no se ha entregado el proyecto definitivo, servirán de base para que el Departamento de Ingeniería Civil elabore una propuesta de diseño, que debido a su gran extensión y complejidad, se enfocará en uno de sus bloques estructurales; el bloque central.

En la figura 2.1 y 2.2 se presentan los planos del Nuevo Auditorio de la ESPE.

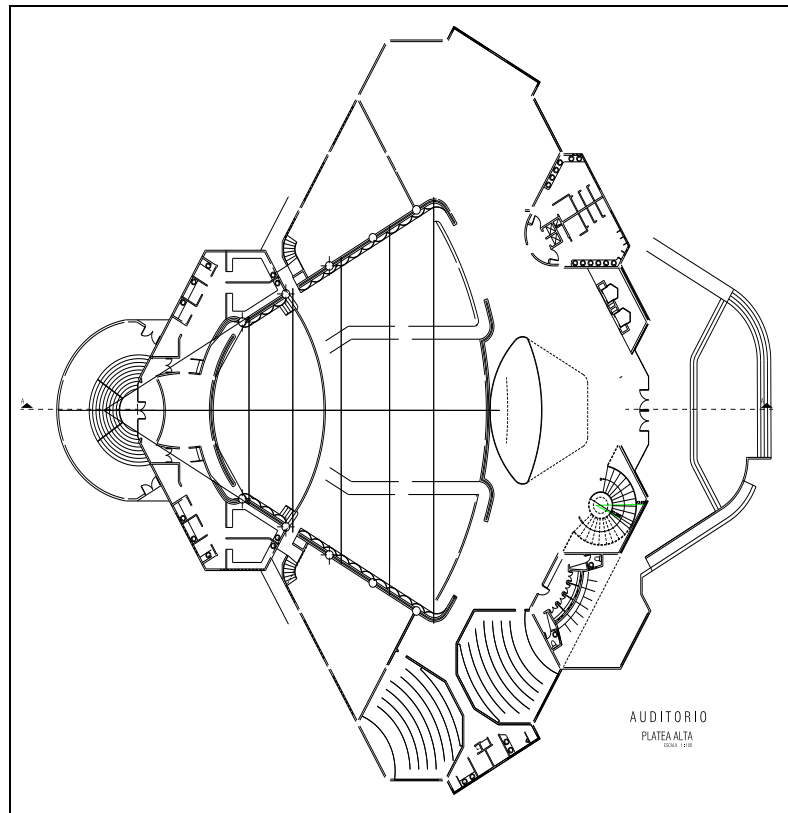


Figura 2.1: Platea alta (vista en planta).
Fuente: Planos arquitectónicos existentes en el CEINCI.



Figura 2.2: Platea Baja (vista en planta).
Fuente: Planos arquitectónicos existentes en el CEINCI.

2.1.1 Disposición de vigas y columnas del bloque central.

Previamente definida la arquitectura del nuevo auditorio de la ESPE, estructuralmente se analizó y se tomó la decisión de dividir al auditorio en cuatro bloques principales: ala norte, ala sur, bloque central y el escenario; esto se lo hizo porque en la bibliografía y la experiencia con varias construcciones recomienda que las estructuras en forma de “U” se las separe en bloques estructurales. En la figura 2.3 se presenta la ubicación del bloque central en el plano arquitectónico.

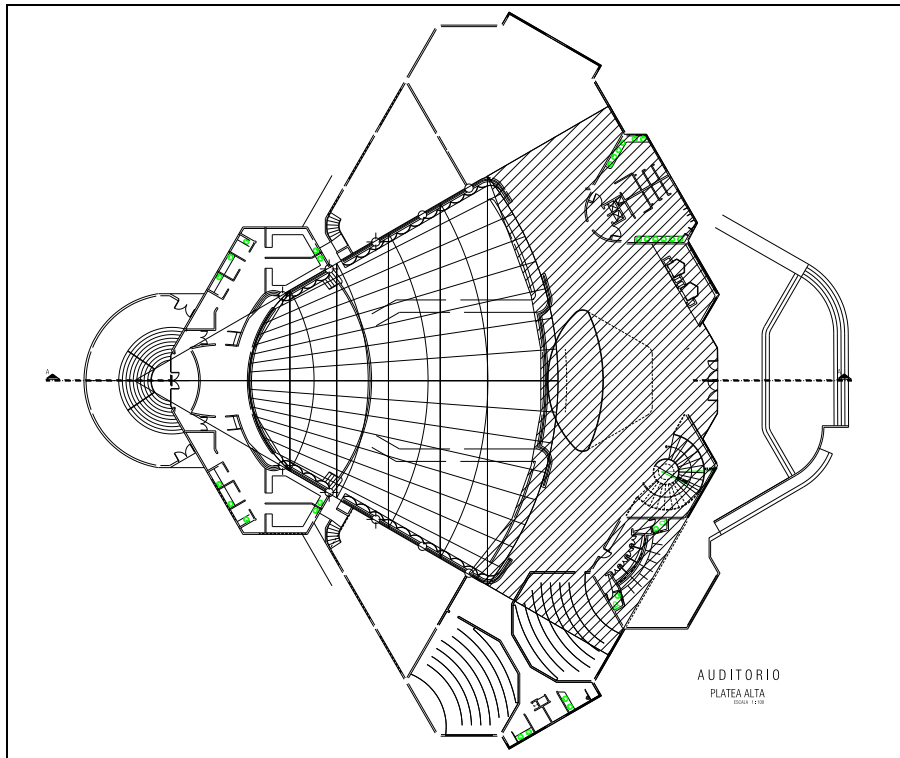


Figura 2.3: Bloque central (área sombreada).
Fuente: Planos arquitectónicos existentes en el CEINCI.

El bloque presenta dos aberturas de losa: una abertura grande en la platea alta y una pequeña en la platea baja, por lo que complica la disposición de vigas y columnas. Debido a esta demanda arquitectónica se planteó la disposición de ejes radiales.

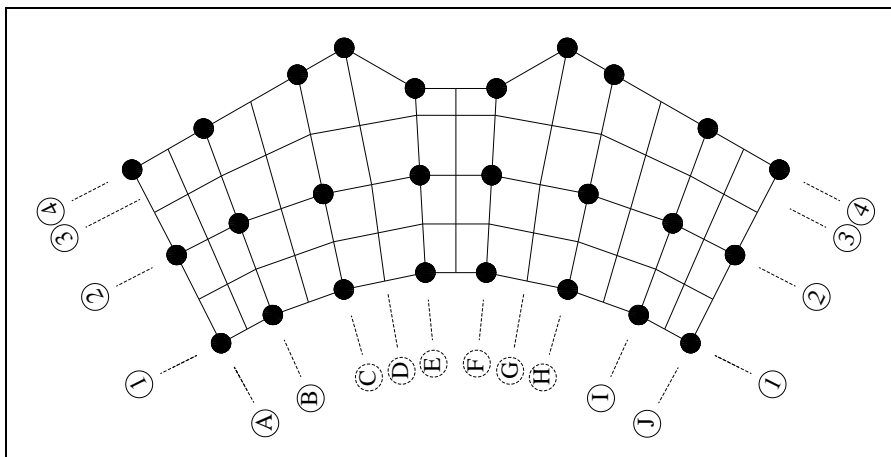


Figura 2.4: Vigas y columnas de la cubierta.
Fuente: Autor 2007.

La figura 2.4 describe un esquema general de vigas y columnas para la cubierta. La disposición de vigas y columnas es radial, y las columnas están planteadas de tal manera que la estructura sea estable y factible para su diseño. En la estructura existen vigas principales y vigas secundarias; la razón de las vigas secundarias es la de reducir

el espesor de la losa, debido que por ejemplo la viga del eje H entre el eje 2 y 4 tiene una longitud de 9 metros y perpendicularmente una longitud de 8 metros, con estas luces se tendría que diseñar una losa maciza muy gruesa, que para nuestro medio encarecería demasiado a la estructura.

Para la platea alta y baja se planteó la misma disposición de vigas y columnas, introduciendo las respectivas aberturas de losa que demanda el plano arquitectónico.

En las figuras 2.5 y 2.6 se presenta un esquema de vigas y columnas para la platea alta y baja.

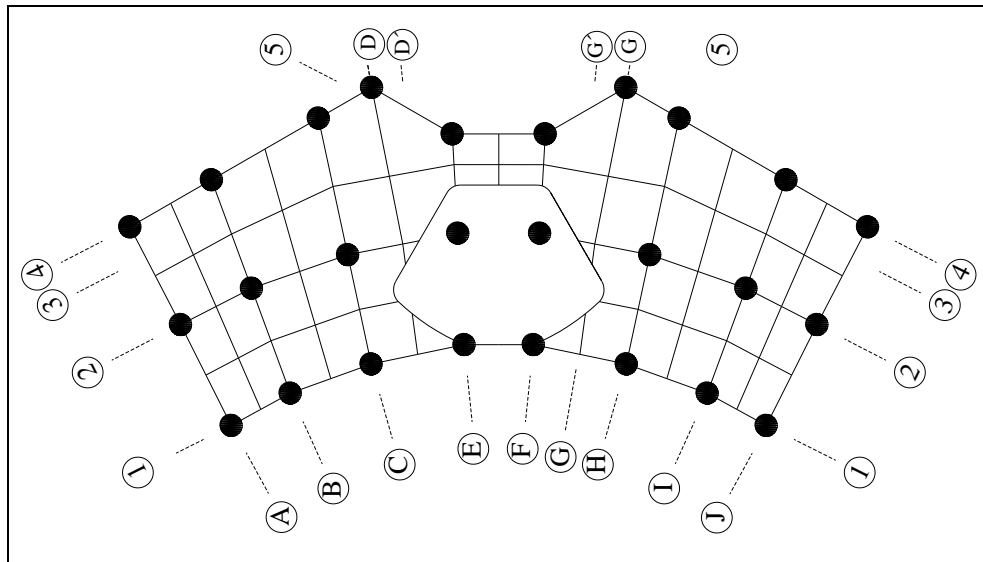


Figura 2.5: Vigas y columnas para platea alta.
Fuente: Autor 2007.

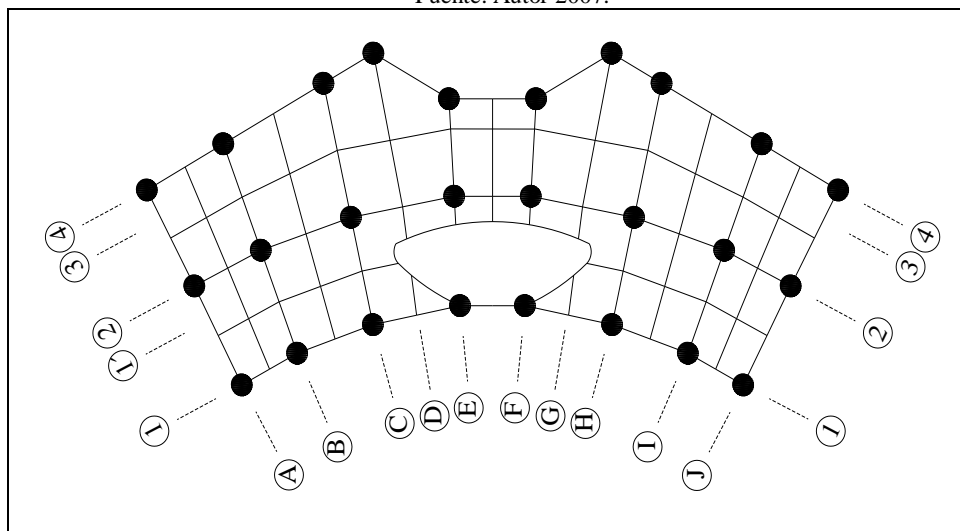


Figura 2.6: Vigas y columnas para platea baja.
Fuente: Autor 2007.

En el plano arquitectónico del bloque central se considera una galería con volados de 7.5m de longitud. En la figura 2.7 se presenta una vista lateral de una viga en volado.

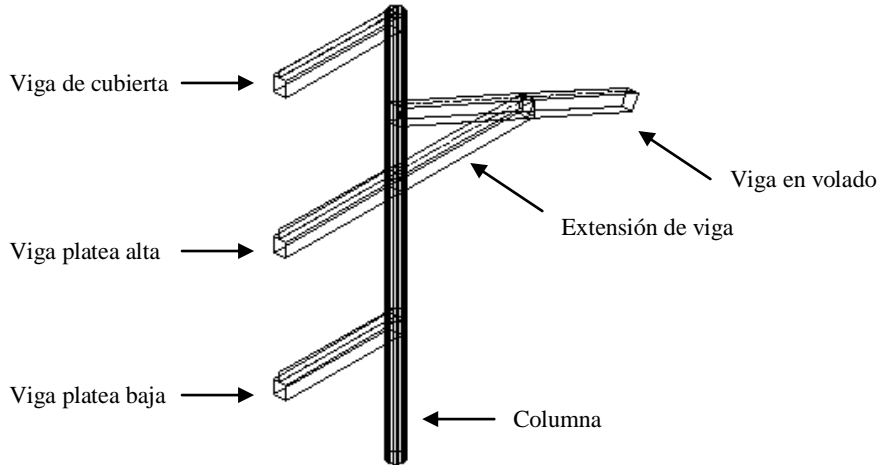


Figura 2.7: Vista lateral de las vigas en volado.
Fuente: Autor 2007.

2.1.1.1 Modificatorios arquitectónicos.

En el numeral 2.1.1 se definió la disposición de vigas y columnas para que la estructura sea estable pero sobretodo para que sea calculable y pueda funcionar, es decir, que los peraltes de las vigas y diámetros de columnas sean razonablemente manejables. Con el plano arquitectónico original era imposible determinar una disposición de vigas simétricas, esta es la razón por la cual se pensó en hacer pequeños cambios arquitectónicos para tener una estructura lo más simétrica posible.

Los cambios arquitectónicos están presentes en el baño del la platea alta y baja, porque por ese ambiente se tiene la columna 4-B mostrada en la figura 2.8.

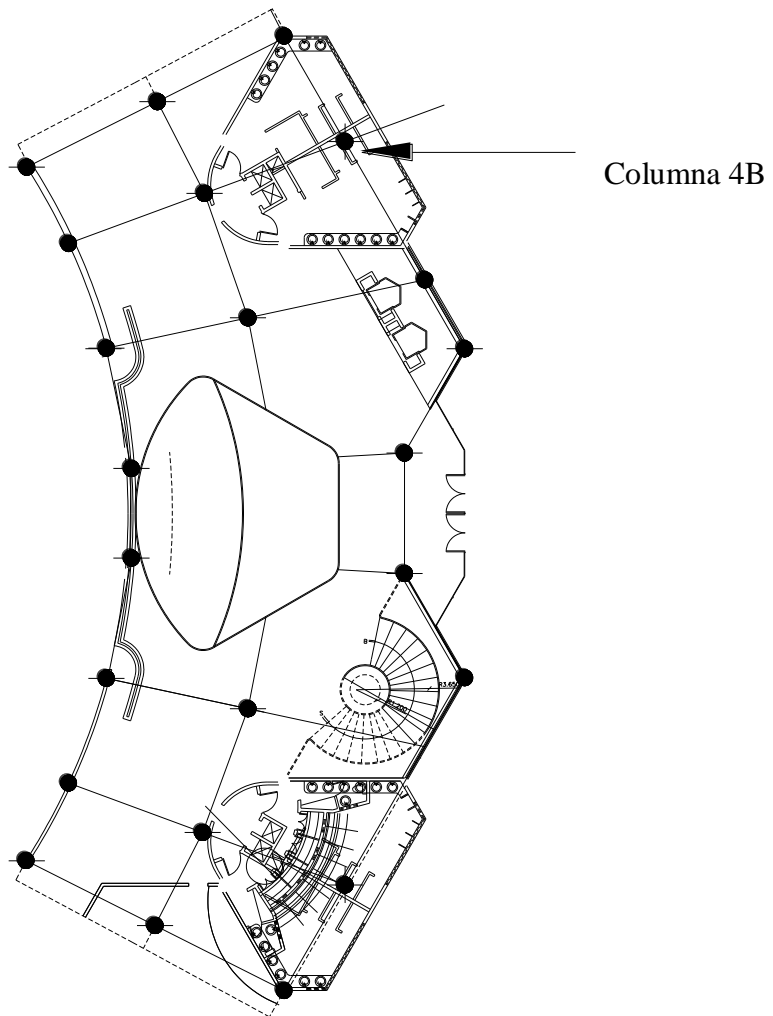


Figura 2.8: Vista en planta de la ubicación de la columna 4B.
Fuente: Autor 2007.

En el sector de la gradas se cruzó una viga principal. Esta viga es la viga del eje G entre el eje 2 y 4 ilustrado en la figura 2.9 y las vigas secundarias que confluyen a esta y en los ascensores porque necesariamente se tiene en ese sector la columna D-4.

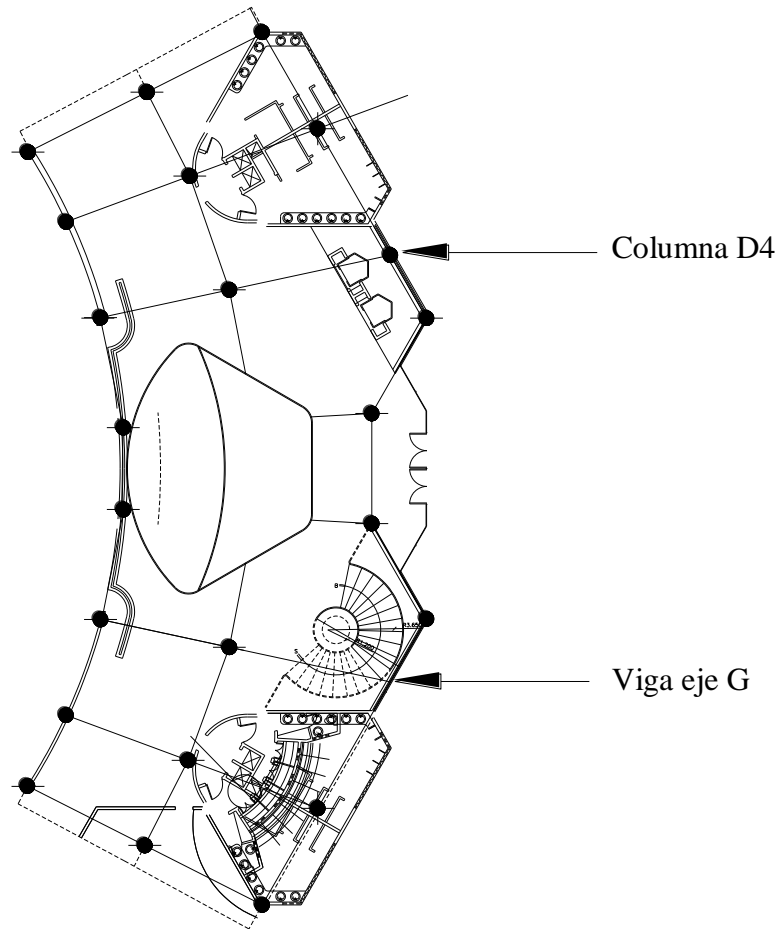


Figura 2.9: Vista en planta de la ubicación de la columna D4 y de la viga del eje G que atraviesa las gradas.
Fuente: Autor 2007.

Estos cambios no tienen mayor incidencia en la concepción arquitectónica de la edificación porque la geometría básica no se la cambió.

2.2 ANÁLISIS DE CARGAS APLICADAS A LA ESTRUCTURA.

A continuación se presentan las cargas utilizadas en la estructura.

2.2.1 Carga Viva.

En el código ACI se estipula y se presentan las cargas vivas para los diferentes usos de las edificaciones. Para el bloque central del auditorio se utilizaron las siguientes cargas vivas:

- Para la losa de cubierta inaccesible 0.1 T/m^2 .
- Para la platea alta y baja 0.3 T/m^2 .
- Para la galería 0.6 T/m^2 .
- Para las bodegas que se encuentran debajo de las losas inclinadas de la galería 0.2 T/m^2 .

2.2.2 Carga Muerta.

Para las trayectorias de cargas de las losas, es decir, si son unidireccionales o bidireccionales se utilizó la relación 2.1

$$\frac{Luz_larga}{Luz_corta} < 2 \quad (2.1)$$

En donde se determinó que todos los paneles de las losas son bidireccionales porque cumplen con esta relación, sin embargo existen unos pocos paneles que no, pero se los asume como bidireccionales para que todos los sistema de losa tengan la misma

trayectoria de cargas. De igual forma se calculó el espesor de la losa alivianada. Para esto se utilizó la ecuación 2.2

$$h = \frac{ln}{30 + 3\beta} \tag{2.2}$$

En donde:

ln = luz libre en la dirección larga, medida entre caras de vigas de apoyo.

β = luz libre mayor / luz libre menor de la losa.

El resultado matemático de la ecuación 2.2 para el panel D-E y a mitad del eje 4-4, considerado crítico por sus dimensiones es de 13cm, lo que equivale a una losa de alivianada de 20cm, pero por seguridad se hacen los cálculos considerando una losa de 25cm que mediante un cálculo de inercias equivale a una losa maciza de 18cm de espesor.

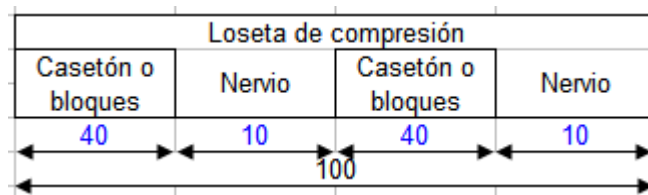


Figura 2.10: Losa de 25cm de espesor.
Fuente: Autor 2007.

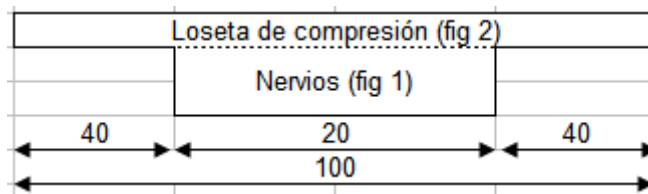


Figura 2.11: Equivalencia geométrica de losa de 25cm.
Fuente: Autor 2007.

Se presenta en la tabla 2.1 el cálculo para la equivalencia de inercias de una losa de alivianada de 25cm a una maciza utilizando la figura 2.9.

Tabla 2.1: Cálculo de equivalencia de inercias.

Figura	b	h	A_i	Y_i	$Y_i^2 A_i$	$d_i = y_{cg} - y_i$	$A_i^3 d_i^2$	Iner c fig.	H. equiv
1	20	20	400	10	4000	6.94	19290.12	13333.33	18.06
2	100	5	500	22.5	11250	-5.56	15432.10	1041.67	
Sumatoria			900		15250		34722.222	14375	
			$Y_{cg} =$	16.94		Inercia =	49097.222	cm ⁴	

A continuación se presenta la tabla 2.2 donde se muestra el cálculo de la carga muerta de la losa por m².

Tabla 2.2: Cálculo de la carga muerta de la losa por metro cuadrado.

Elementos	En metros			γ (T/m ³)	T/m ²
Loseta de compresión	1.0	1.0	0.05	2.4	0.120
Nervios	3.6	0.1	0.2	2.4	0.173
Bloques de alivianamiento	8 bloques de (20x15x40)				0.096
P.p. vigas (20%)					0.467
Enlucido masillado	1.0	1.0	0.04	2.2	0.088
Recubrimiento piso	1.0	1.0	0.02	2.2	0.044
Paredes					0.200
Columnas					0.100
Σ (c.m.) =					0.899

2.2.3 Carga Sísmicas.

Se realizarán tres análisis para las cargas sísmicas de la estructura.

- Análisis estático.
- Análisis estático en función de los modos de vibración.
- Análisis dinámico.

A continuación se presenta el análisis estático de la estructura y en los capítulos posteriores se presenta el resto de análisis.

2.2.3.1 Análisis estático.

Para el análisis estático se toma en consideración el análisis del coeficiente sísmico para el cálculo del cortante basal, en donde el CEC2000 estipula la fórmula 2.3.

$$CS = \frac{Z * I * C}{R * \phi_p * \phi_e} \quad (2.3)$$

En donde el factor Z es de 0.4 porque la edificación esta ubicada en la Provincia de Pichincha, el factor I es de 1.3 porque se la califica como estructura de ocupación especial. El cálculo del factor C se lo presenta a continuación por medio de la fórmula 2.4.

$$C = 1.25 * \frac{S^S}{T} \quad (2.4)$$

El tipo de suelo para la estructura es S2 en donde S es igual a 1.2, y el C máximo es igual a 3; para el periodo de vibración se utiliza la fórmula 2.5.

$$T = 0.08(hm)^{3/4} \quad (2.5)$$

En donde la altura total de la edificación es de 12.2m, dando como resultado un periodo de 0.52seg. Reemplazando T y S en la fórmula 2.4 se obtiene el valor C igual a 2.98.

Para el cálculo de la estructura se utiliza el código ACI318-99 en donde la combinación de la fórmula 2.6 es:

$$0.75(1.4CM + 1.7CV \pm 1.87S) \quad (2.6)$$

Los factores de irregularidades en planta como en elevación se los ha considerado y analizado, obteniendo 0.9 por irregularidad en planta y 1 por elevación.

Efectuando la multiplicación y división de los seis factores se obtuvo el valor de 0.172, pero en los primeros análisis de los periodos de vibración de la estructura se obtuvieron valores mayores a 0.52 segundos. Los resultados de los periodos de

vibración se los analiza en capítulos posteriores, como también el análisis modal espectral.

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS.

Para el predimensionamiento de vigas y columnas se utilizan ecuaciones básicas para estimar los diferentes valores geométricos de vigas y columnas. Sin embargo en capítulos posteriores mediante los diferentes análisis y chequeos de la estructura se analiza que el predimensionamiento funciona porque no toma en cuenta factores como derivas de piso aparte que la estructura tiene irregularidades en planta considerables. Con esto no se concluye que sea innecesario un predimensionamiento para las vigas y columnas del proyecto.

2.3.1 Predimensionamiento de columnas.

Para el predimensionamiento se utilizó la resistencia máxima de diseño por carga axial. A continuación se presenta la deducción correspondiente partiendo de la ecuación 2.7.

$$Pu = 0.85 * \phi * Po_n = 0.85 * \phi * [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * fy] \quad (2.7)$$

En donde para columnas con estribos, ϕ es igual a 0.75, y partiendo que no existe acero se tiene la ecuación 2.8.

$$Pu = 0.85 * 0.75 * [0.85 * f'c * A_g] \quad (2.8)$$

Despejando A_g se obtiene la ecuación 2.9.

$$A_g = \frac{Pu}{0.542 * f'c} \quad (2.9)$$

Estipulado por el ACI318-99 se tiene ecuación 2.10.

$$Pu = 1.4CM + 1.7CV \approx 1.5P \Rightarrow P = cm + cv \quad (2.10)$$

Por sismo se incrementa el 30%, entonces la ecuación 2.11 es:

$$A_g = \frac{1.5 * 1.3 * P * 1000}{0.542 * f'c} = 3590 * P / f'c \quad (2.11)$$

Utilizando un f'c de 280 kg/cm² se obtiene la ecuación 2.12.

$$A_g \approx 12.82 * P \quad (2.12)$$

Utilizando la fórmula 2.12, y según la geometría y cargas se obtiene la tabla 2.3.

Tabla 2.3: Cálculo de los diámetros de columnas.

Eje	Áreas cooperantes		B1= A.coop x 1	B2= A.coop x # pisos	P= B1 x w2 + B2 x w1	Ag=12.82*P	Diámetro (cm)	
	Cubierta	Plateas					calculada	Adoptada
1-A	7.60	7.60	7.60	15.21	23.27	298.33	19.49	35
2-A	18.68	18.68	18.68	37.35	57.17	732.87	30.55	35
4-A	11.30	11.30	11.30	22.59	34.58	504.82	25.35	35
1-B	19.08	19.08	19.08	38.17	58.41	852.85	32.95	35
2-B	42.93	42.93	42.93	85.86	131.40	1918.46	49.42	50
4-B	27.14	27.14	27.14	54.27	83.06	1212.65	39.29	40
1-C	22.42	22.42	22.42	44.85	68.64	1002.13	35.72	35
2-C	98.02	56.14	98.02	112.28	208.98	3051.14	62.33	60
4-C	26.33	26.33	26.33	52.65	80.58	1176.44	38.70	40
4-D	10.61	10.61	10.61	21.22	32.47	474.06	24.57	35
1-E	20.53	4.07	20.53	8.13	27.05	394.96	22.42	35
3-E	26.19	26.19	26.19	52.38	80.16	1170.30	38.60	40
2-E (PB)	42.90	33.46	42.90	33.46	74.42	1086.52	37.19	40

En donde w1 y w2 son la sumatoria de la carga muerta mas carga viva; w1 para la platea alta o baja y w2 para la cubierta. Los diámetros mínimos adoptados son de

35cm porque el CEC2000 especifica que la sección mínima de un elemento estructural en una zona sísmica, es de 900cm^2 .

2.3.2.- Predimensionamiento de vigas.

Se establece la combinación para cargas últimas; a continuación se presentan los resultados:

1,4CM+1,7CV	→	Losas de cubierta =	1.43	T/m ²
		Losas del primer y segundo piso =	1.77	T/m ²

Tomando en cuenta un predimensionamiento de vigas; se utilizarán los momentos estipulados por el código para el prediseño de vigas, empezando por la obtención del R_u . A continuación se presenta la tabla 2.4

Tabla 2.4: Cálculo de R_u .

$f'c =$	280	Kg/cm ²
$f_y =$	4200	Kg/cm ²
$\beta_1 =$	0.85	
$\rho_b =$	0.0283	
$\rho =$	0.0142	
$w =$	0.2125	
$R_u =$	52.04	Kg/cm ²

Tomando en cuenta la convención de la figura 2.12.

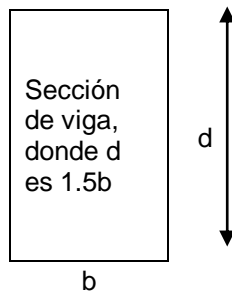
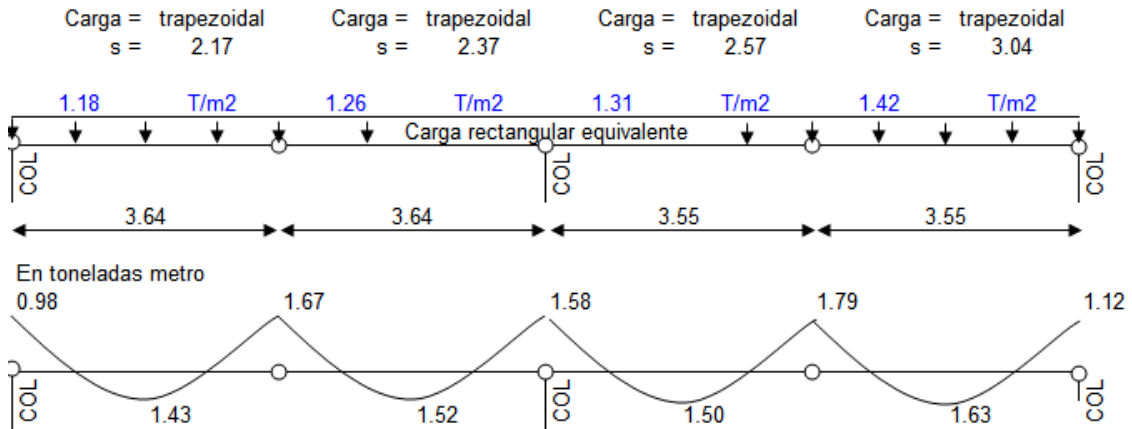


Figura 2.12: Convención para predimensionamiento de vigas.

Considerando las luces críticas se tiene para las vigas de cubierta

Viga del eje A

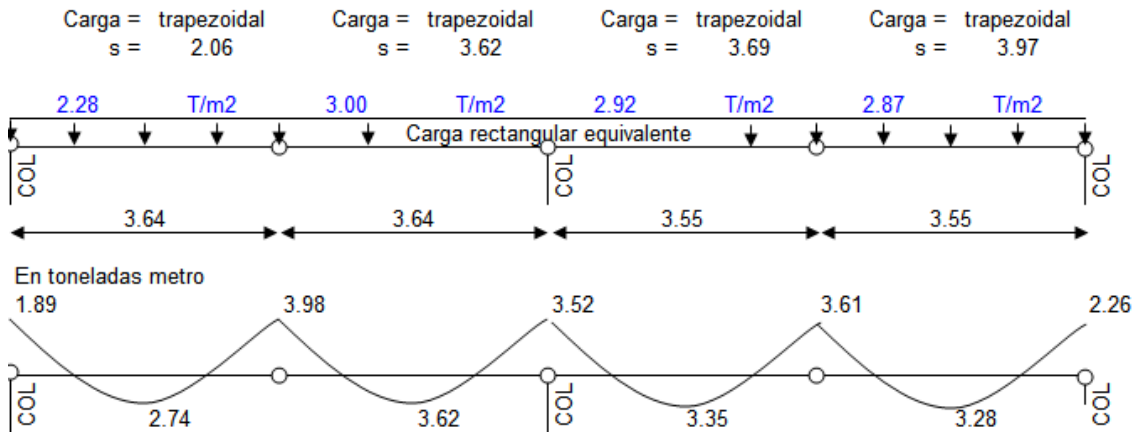


M. maximo a lo largo de todo el vano = 1.79 multiplicando por 1.3 a causa de sismo= 2.59

$$Mu = Ru * b * d^2 = Ru * b * (1.5b)^2 = 1.5 * Ru * b^3$$

- b = 25 cm
- b(asumido)= 25 cm
- H = 27 cm
- H(asumido) = 30 cm

Viga del eje C

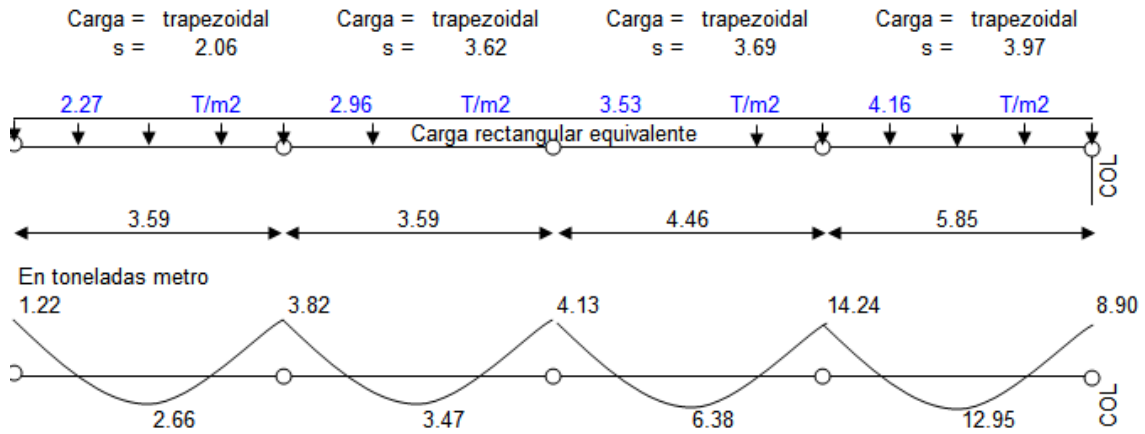


M. maximo a lo largo de todo el vano = 3.98 multiplicando por 1.3 a causa de sismo= 5.75

$$Mu = Ru * b * d^2 = Ru * b * (1.5b)^2 = 1.5 * Ru * b^3$$

- b = 25 cm
- b(asumido)= 25 cm
- H = 33 cm
- H(asumido) = 35 cm

Viga del eje D



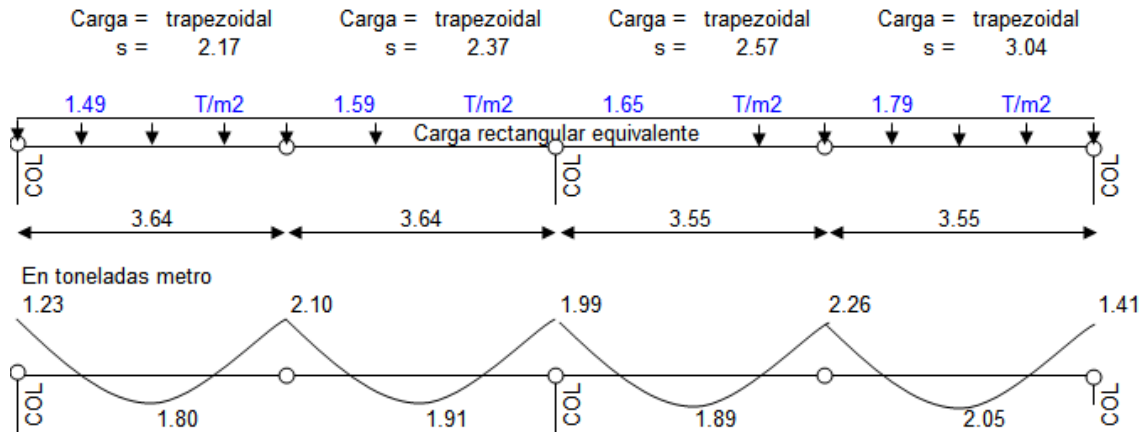
M. maximo a lo largo de todo el vano = 14.24 multiplicando por 1.3 a causa de sismo= 20.57

$$Mu = Ru * b * d^2 = Ru * b * (1.5b)^2 = 1.5 * Ru * b^3$$

- b = 30 cm
- b(asumido)= 30 cm
- H = 49 cm
- H(asumido) = 50 cm

Para las vigas de la platea alta y baja se tiene lo siguiente:

Viga del eje A

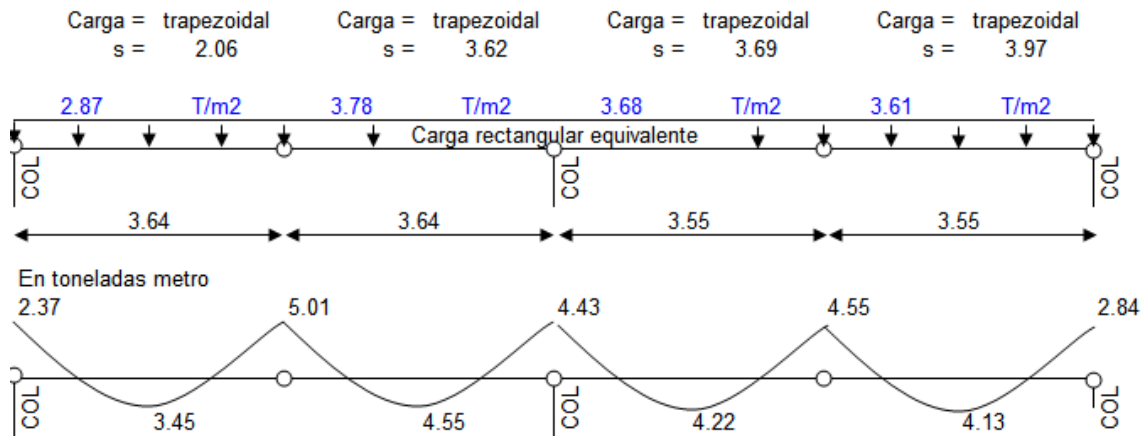


M. maximo a lo largo de todo el vano = 2.26 multiplicando por 1.3 a causa de sismo= 3.26

$$Mu = Ru * b * d^2 = Ru * b * (1.5b)^2 = 1.5 * Ru * b^3$$

- b = 25 cm
- b(asumido)= 25 cm
- d = 28 cm
- d(asumido) = 30 cm

Viga del eje C

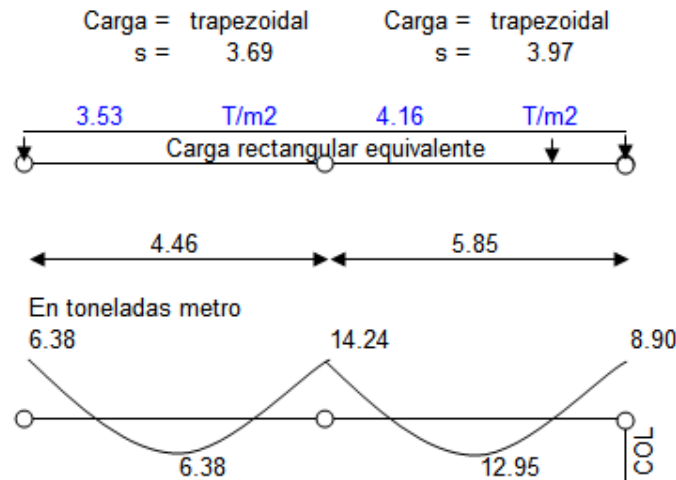


M. maximo a lo largo de todo el vano = 5.01 multiplicando por 1.3 a causa de sismo= 7.24

$$Mu = Ru * b * d^2 = Ru * b * (1.5b)^2 = 1.5 * Ru * b^3$$

b = 25 cm
 b(asumido)= 25 cm
 H = 36 cm
 H(asumido) = 35 cm

Viga del eje D



M. maximo a lo largo de todo el vano = 14.24 multiplicando por 1.3 a causa de sismo= 20.57

$$Mu = Ru * b * d^2 = Ru * b * (1.5b)^2 = 1.5 * Ru * b^3$$

b = 30 cm
 b(asumido)= 30 cm
 H = 49 cm
 H(asumido) = 50 cm

CAPÍTULO 3

MODELO DE HORMIGÓN ARMADO APLICADO A LA COMPUTACIÓN

RESUMEN

El uso de programas para el cálculo estructural son herramientas de gran ayuda para el diseño y cálculo estructural de edificaciones. Sin embargo, el criterio para el ingreso de datos como también la interpretación de los resultados es la pauta de un buen o mal diseño estructural, por lo que en el presente capítulo se pone a consideración el criterio de ingreso de datos hacia el programa como también el control de derivas y modos de vibración. Cabe mencionar que se presentan los aspectos más importantes para ingreso de datos puesto que no se pretende realizar un manual de usuario.

Como aspectos fundamentales se puede mencionar que dentro de la etapa de diseño, la conceptualización y la estructuración juegan un papel importantísimo.

3.1 MODELO EN ETABS.

3.1.1 Geometría.

Dado a la compleja distribución de vigas y columnas del Auditorio se importó el modelo 3D de AutoCad a ETABS, para posteriormente realizar un perfeccionamiento geométrico en el programa y asegurarse que todos los elementos estén unidos.

3.1.2 Secciones.

Se definió una losa alivianada de 25cm de espesor, equivalente a una losa maciza de 18.06cm de espesor, esta equivalencia es una igualdad de inercias entre la una losa y la otra. Con el prediseño de vigas y columnas se ingresaron las secciones obtenidas tomando en consideración la reducción de inercias al 50% para las vigas y el 80% para las columnas para cumplir con la filosofía de columna fuerte y viga débil. Otra consideración para la reducción de inercias es que se espera un evento sísmico importante por lo que los elementos estructurales sufrirán agrietamientos, y a causa de esto se obtendrá una reducción de inercias.

3.1.3 Materiales.

Previamente mencionado se ingresaron las propiedades del material, es decir, un resistencia del hormigón igual a 280 kg/cm^2 y un esfuerzo de fluencia para el acero igual a 4200 kg/cm^2 .

3.1.4 Losas.

La propiedad de la placa para modelar las losas es de tipo membrana para que no se generen esfuerzos de flexión hacia las placas y solo se transmitan cargas hacia las vigas.

3.1.5 Efecto P- Δ .

Como lo menciona el CEC2000 los efectos P- Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global. En el modelo realizado se tomó en cuenta el efecto P- Δ para obtener los momentos más desfavorables para el diseño de columnas.

3.1.6 Otras consideraciones.

Existen otras consideraciones para que el modelo tenga resultados aceptables para el diseño; estas consideraciones se las puede revisar dentro del modelo digital, como también se pueden ver otros criterios en el desarrollo de capítulos posteriores.

3.2 ANÁLISIS DEL MODELO.

En el capítulo 2 se mencionó y se puso a conocimiento la planta arquitectónica del Nuevo Auditorio de la ESPE; como también el lugar donde se ubican las aberturas

en las losas de la platea alta y baja. Con estos parámetros y el predimensionamiento se planteó el primer modelo. Se presentan en la figuras 3.1, 3.2 y 3.3 las tres plantas dentro del modelo matemático.

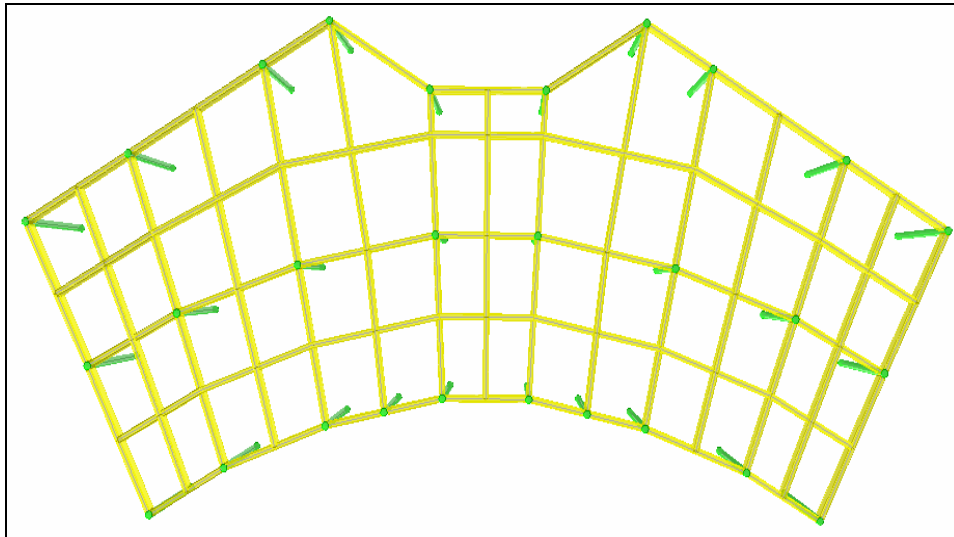


Figura 3.1: Distribución de vigas y columnas para la cubierta.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

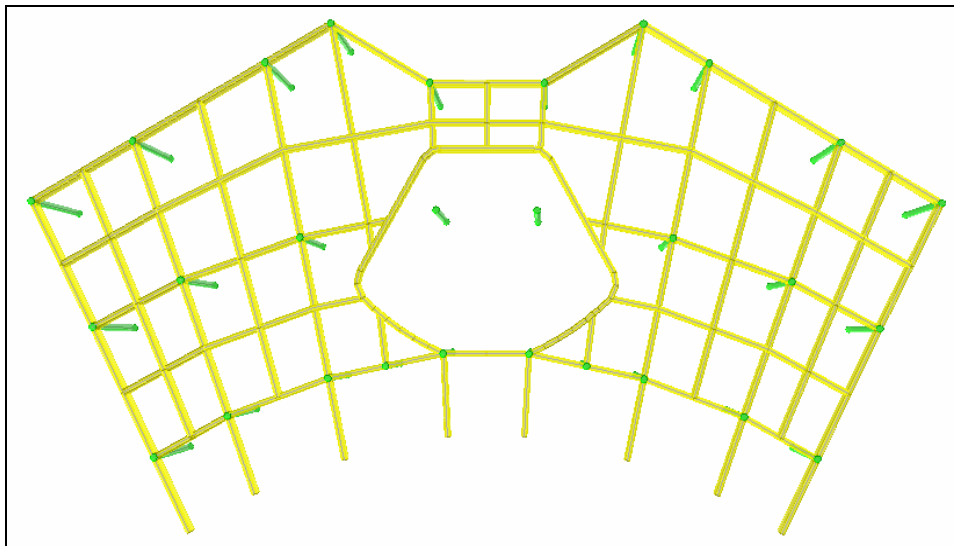


Figura 3.2: Distribución de vigas y columnas para la platea alta.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

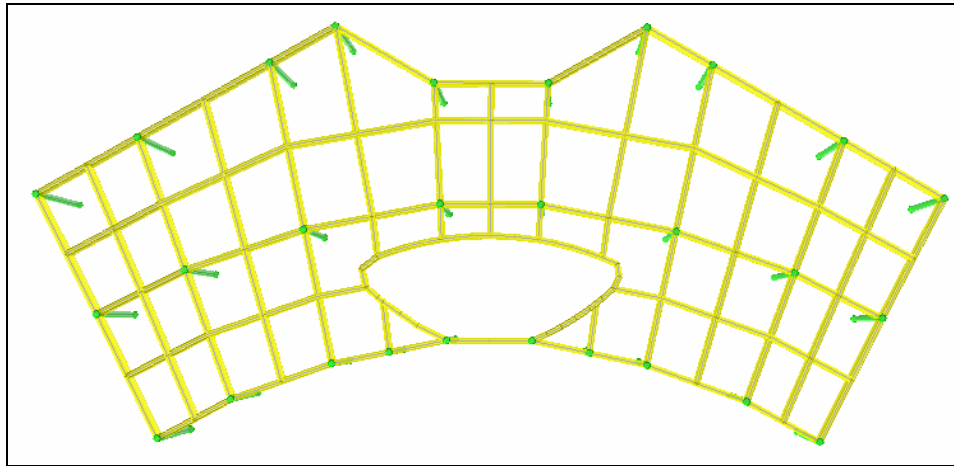


Figura 3.3: Distribución de vigas y columnas para la platea baja.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

Después de varias corridas hechas en ETABS, revisando los códigos, derivas de piso, chequeo de modos de vibración, verificación de esfuerzos por cortante, torsión y flexión; luego de haber cambiado secciones de columnas y vigas, se concluyó que la estructura no funcionaba, es decir, para que la estructura cumpla con cuantías máximas en las secciones, se necesitaban vigas con peraltes de 1.70m para el sector de la abertura de la losa en la platea alta y baja. El peso excesivo de las vigas generaban derivas de piso mayores al 2% estipulado por el CEC2000 para estructuras con pórticos. Con estos antecedentes se presentó un nuevo modelo en donde los esfuerzos y secciones son considerablemente manejables. En la figura 3.4 y 3.5 se presenta la nueva distribución de vigas en la platea alta y baja. No se presenta la distribución de vigas en la cubierta porque en el modelo anterior no existieron problemas de esfuerzos en secciones.

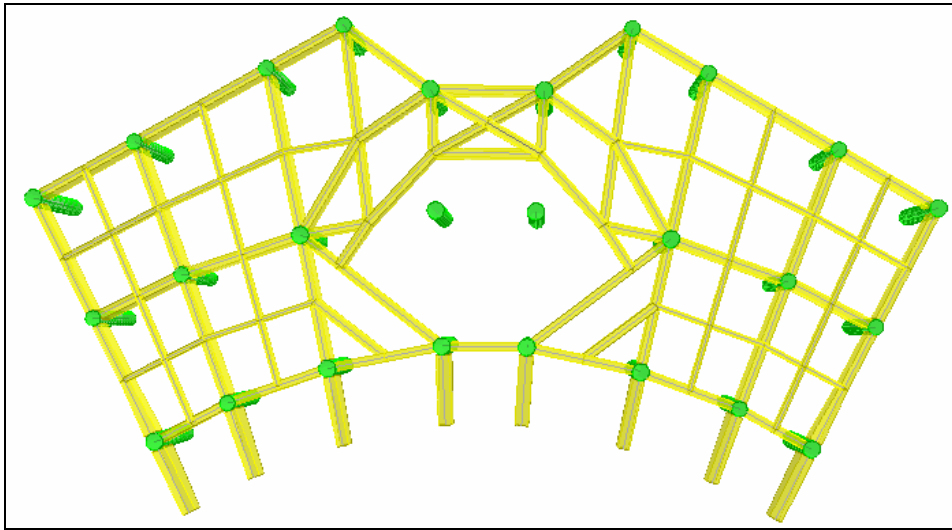


Figura 3.4: Nueva distribución de vigas y columnas para la platea alta.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

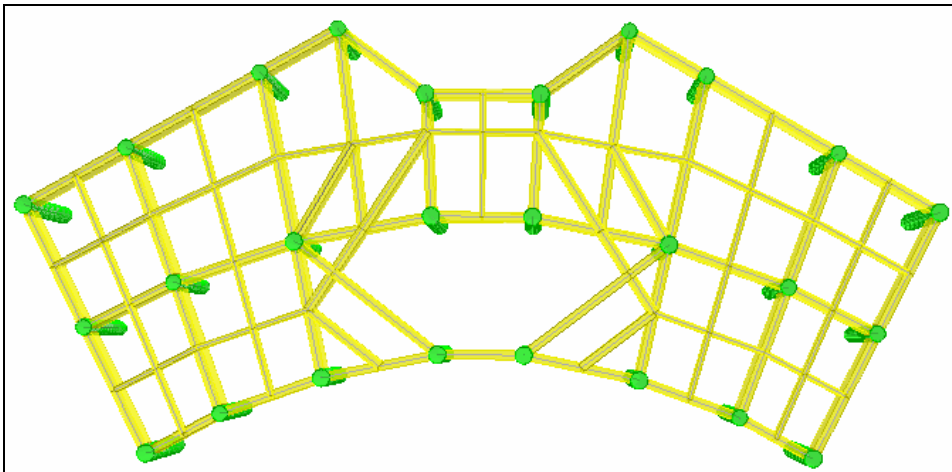


Figura 3.5: Nueva distribución de vigas y columnas para la platea baja.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

Como se puede ver en las dos plateas los modificatorios arquitectónicos son mínimos porque se sigue conservando las aberturas de losa en forma hexagonal, con la diferencia que con la nueva distribución, los peraltes de las vigas son de 65cm. Las secciones de columnas son de 80 y 90 cm en donde las mayores secciones se concentran en el centro y esquinas de la estructura.

3.2.1 Secciones.

Para verificar que las secciones utilizadas en el modelo matemático cumplan con las cuantías máximas permisibles, es decir, que no fallen por cortante, torsión, etc. Se utilizó el análisis sísmico estático. En donde el programa verificó que las secciones se encuentren dentro de los rangos.

Después de varias corridas en ETABS y planteados los anillos de vigas en las aberturas de losa se encontraron las secciones que cumplen con las derivas de piso y esfuerzos permisibles. Las secciones de columnas se las puede observar en las figuras 3.6, 3.7 y 3.8. Estas se las representan por medio de los colores verdes y violetas que tienen diámetros de 90 y 80 cm respectivamente. A continuación se presentan las vigas utilizadas para el bloque central del Nuevo Auditorio de la ESPE.

Para la cubierta se utilizaron las secciones indicadas en la tabla 3.1 y representadas en la figura 3.6.

Tabla 3.1: Secciones de vigas utilizadas en la cubierta.

Secciones de vigas (cm)	Color de secciones
45 x 55	Amarillo
45 x 65	Verde
30 x 40	Rojo

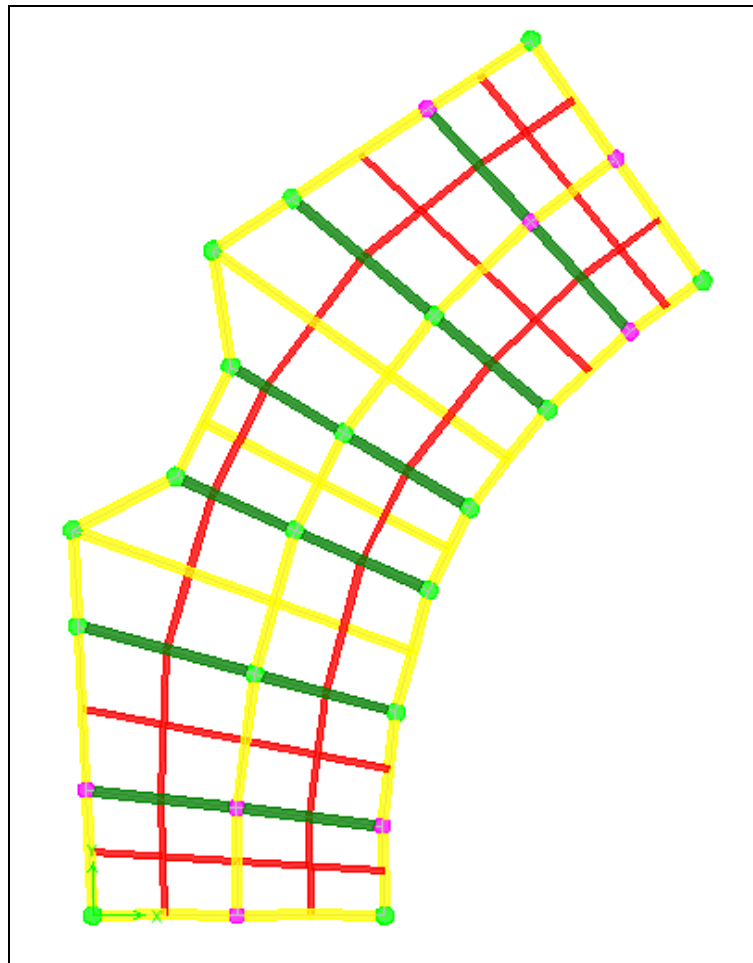


Figura 3.6: Color de las secciones utilizadas para la cubierta.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

Para la platea alta se utilizaron las secciones indicadas en la tabla 3.2 y representadas en la figura 3.7.

Tabla 3.2: Secciones de vigas utilizadas en la cubierta.

Secciones de vigas (cm)	Color de secciones
45 x 65	Verde
45 x 90	Violeta
30 x 40	Rojo



Figura 3.7: Color de las secciones utilizadas para la platea alta.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

Para la platea baja se utilizaron las secciones indicadas en la tabla 3.2 y representadas en la figura 3.8.

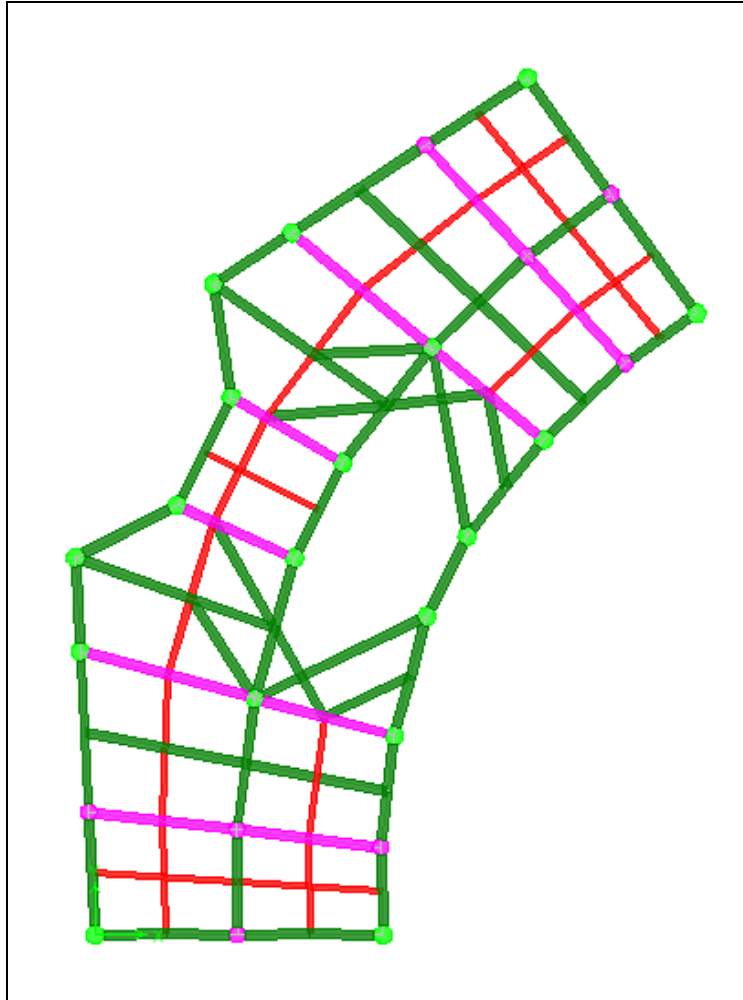


Figura 3.8: Color de las secciones utilizadas para la platea baja.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

3.2.2 Control de derivas de piso.

El código ecuatoriano de la construcción, CEC2000, especifica que las derivas de piso no tienen que ser mayores al 2% para estructuras aporticadas. Con el nuevo planteamiento se chequearon las derivas de piso para el sismo X y Y. Dando como resultado valores bastante satisfactorios porque en algunos casos se acercan al 2% y en otros exceden el mismo en el quinto decimal, es decir se excede el valor en un 3 o 4%. Con estos antecedentes se concluye que se cumple con la condición. En la figura 3.9 se puede observar la máxima deriva de piso en el sentido corto de la estructura que es igual

a 0.0024739 y en la figura 3.10 se observa la máxima deriva de piso en el sentido largo de la misma que es igual a 0.0017343.

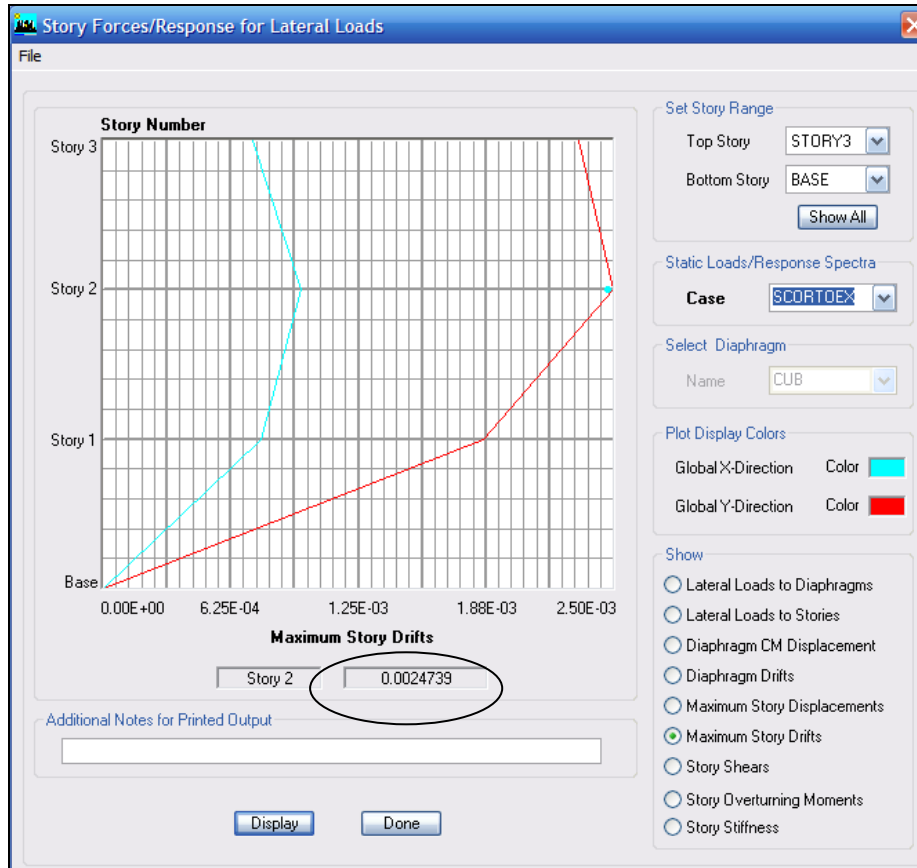


Figura 3.9: Máxima deriva de piso por el sismo en el sentido corto.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

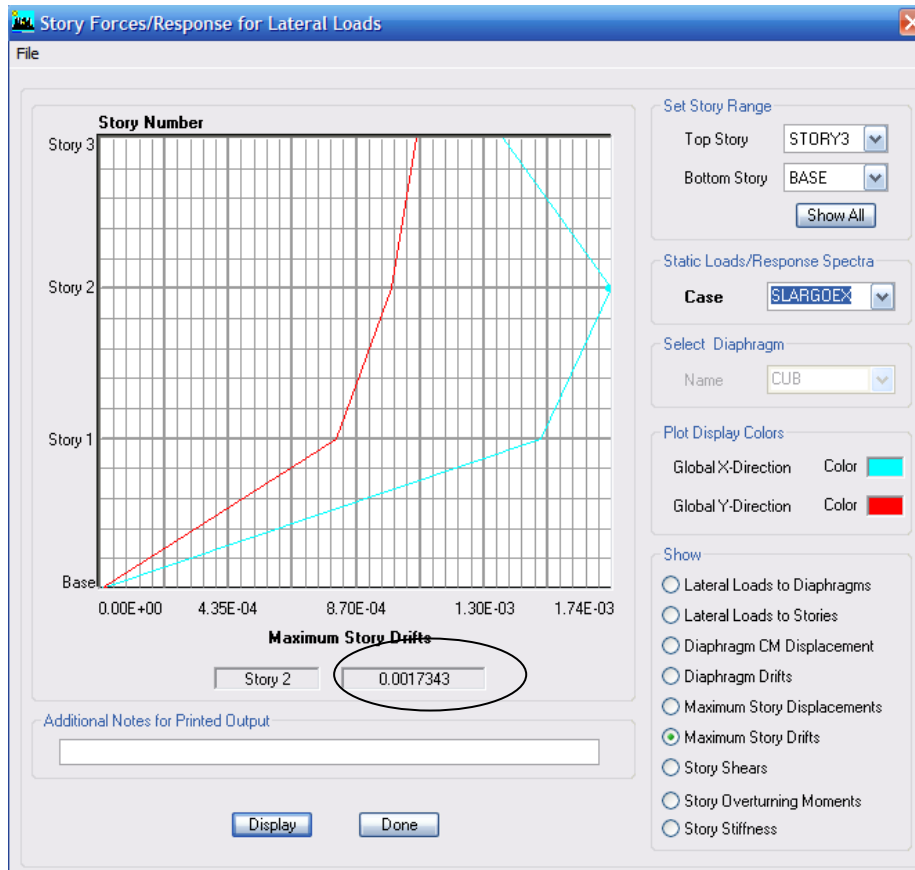


Figura 3.10: Máxima deriva de piso por el sismo en el sentido largo.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

Comparando la máxima deriva de piso entre los dos sentidos de la estructura se obtiene un valor igual a 0.0024. Este valor corresponde al sentido corto de la estructura y al mismo se lo tiene que multiplicar por R, el factor por irregularidad en elevación y el de planta para obtener el desplazamiento inelástico real porque el ETABS arroja desplazamientos elásticos. La multiplicación de los tres factores para el análisis de la estructura es de 9.

3.2.3 Modos de vibración.

Estipulado por el CEC2000, para la presente estructura se utilizaron nueve modos de vibración; alcanzando con los nueve modos una participación modal mayor al 90%.

Se presenta en la figura 3.11 y 3.12 la forma del primer periodo de vibración que es el aporte más importante para la estructura porque cuenta con un 67% de la participación modal y con un periodo de vibración igual a 0.62 segundos. Se puede observar en la figura 3.12 que el primer modo responde de una forma traslacional y el desplazamiento está en la dirección del sentido corto de la estructura.

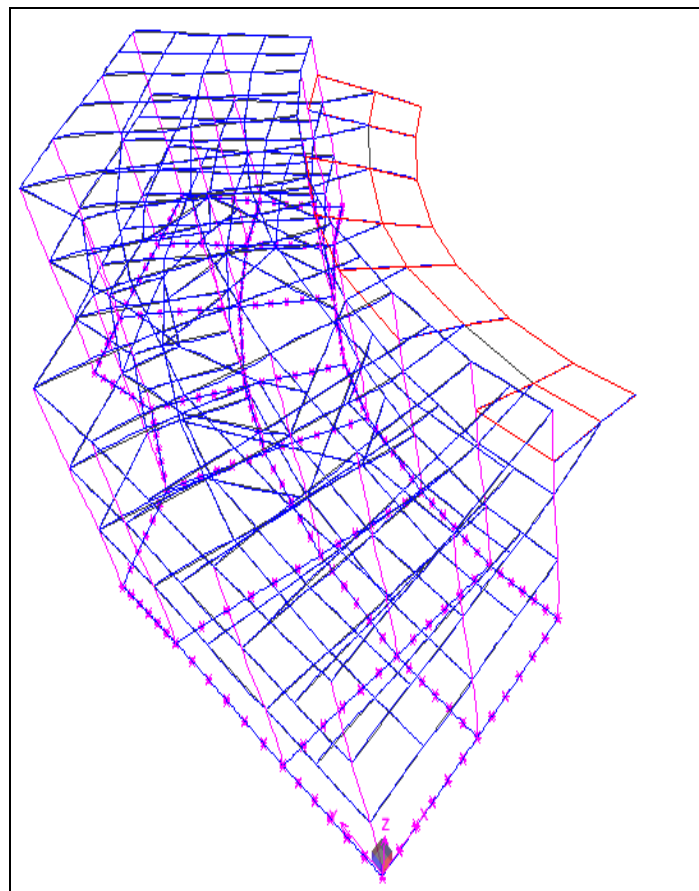


Figura 3.11: Vista 3D del primer modo de vibración.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

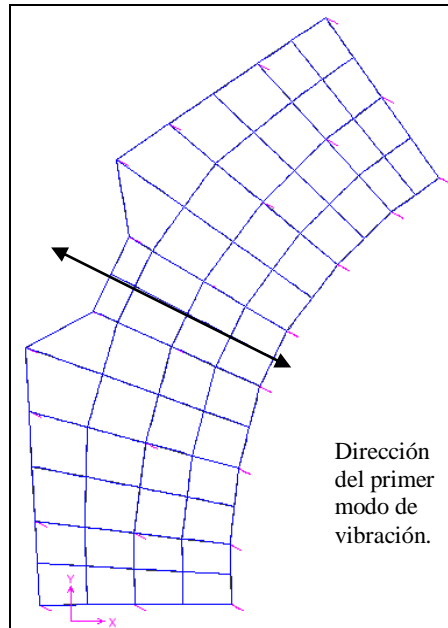


Figura 3.12: Vista en planta del primer modo de vibración.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

De igual forma que el primer modo de vibración se tiene el segundo modo en donde para el sentido largo de la estructura se tienen una participación modal del 31.79% con un periodo de vibración de 0.55 segundos. Se puede observar en la figura 3.13 que el segundo periodo de vibración es el sentido largo de la estructura es trasnacional. Este modo de vibración está acorde con la configuración geométrica de vigas y columnas de la estructura.

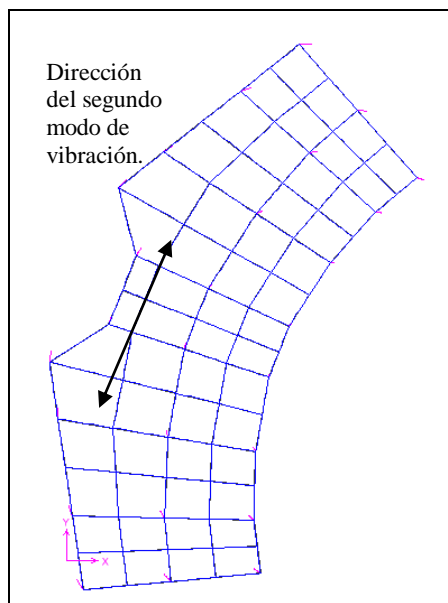


Figura 3.12: Vista en planta del segundo modo de vibración.
Fuente: Modelo matemático ETABS.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

RESUMEN

En el capítulo 2 se presentó el análisis estático para estructuras regulares. Sin embargo, el bloque central del Nuevo Auditorio de la ESPE presenta una geometría totalmente irregular en planta, por lo que, necesariamente se tiene que realizar un análisis de las fuerzas en el sentido mas desfavorable de la estructura para posteriormente volver a chequear las derivas de piso.

4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO.

En el capítulo 2 se presentó el análisis estático para estructuras regulares. Sin embargo, el bloque central del Nuevo Auditorio de la ESPE presenta una geometría totalmente irregular en planta, por lo que, necesariamente se tiene que realizar un análisis de las fuerzas en el sentido mas desfavorable de la estructura.

Previamente obtenido un valor de corte basal de 0.172 del peso del edificio; se analizó la estructura en el sentido corto de la misma para descomponer las fuerzas en X y Y, y a 90 grados de la misma para analizar el sentido largo. Se presentan en las figuras 4.1 y 4.2 los sentidos mas desfavorables de la estructura.

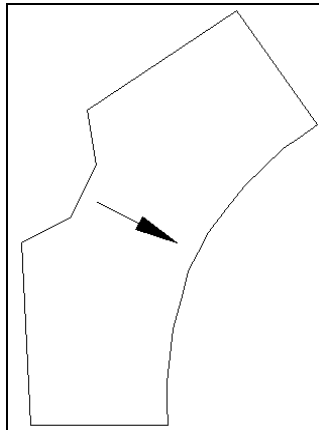


Figura 4.1: Sentido corto de la estructura.
Fuente: Autor 2007.

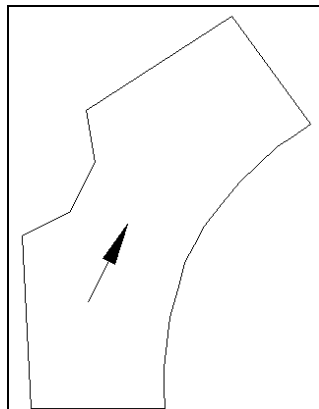


Figura 4.2: Sentido largo de la estructura.
Fuente: Autor 2007

El ángulo que forma la fuerza del sentido corto de la estructura con respecto a la horizontal es de 27 grados, descomponiendo la misma se obtiene en la tabla 4.1 las fuerzas en el sentido X y de igual forma se lo hace para el sentido.

Tabla 4.1: Cálculo de las fuerzas a 27 grados de la horizontal

Piso	Peso por piso (Wi)	Altura entrepiso (hi)	Wi*hi	Wi*hi / Σ(Wi*hi)	V Basal	Fi	Sentido corto		Sentido largo	
							X	Y	X	Y
3	555.667	4.40	2444.94	0.24	430.94	104.92	93.47	47.65	47.65	93.47
2	1124.316	3.90	4384.83	0.44		188.16	167.64	85.46	85.46	167.64
1	823.737	3.90	3212.58	0.32		137.86	122.82	62.61	62.61	122.82
Total	2503.72	12.20	10042.34	1.00	---	---				

Para obtener los pesos por piso se multiplicaron todas las áreas de las losas por el peso muerto de las mismas más el peso de las vigas descolgadas y el peso de columnas. Como consecuencia de este cálculo se tienen las fuerzas que actúan por piso en la estructura.

4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO EN FUNCIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN.

Para obtener valores matemáticos mas satisfactorios se realiza la distribución de las fuerzas en función de los modos de vibración. Este cálculo se lo hace para tener valores más reales de la distribución de fuerzas porque toma en cuenta las características propias de la estructura. En la tabla 4.2 se muestra el cálculo realizado para la distribución de las fuerzas en los dos sentidos

Tabla 4.2: Cálculo de las fuerzas actuantes pos piso en función de los modos de vibración.

Piso	Cortante Basal	Altura entrepiso	Modo 1	Modo 2	MASA M Tseg2/m	fm1*M	fm2*M	Fi sentido corto (t)	Fi sentido largo (t)	Sentido corto		Sentido largo	
			dm1	dm2						X	Y	X	Y
			Sentido X	Sentido Y									
3	430.94	4.40	0.081370	0.086930	56.64	4.61	4.92	159.96	157.70	142.51	72.65	71.62	140.49
2		3.90	0.051940	0.056910	114.61	5.95	6.52	206.60	208.89	184.06	93.83	94.87	186.10
1		3.90	0.022090	0.023930	83.97	1.85	2.01	64.38	64.35	57.35	29.24	29.23	57.33
Total	---	12.20	---	---	---	12.42	13.46	430.94	430.94				

Para este cálculo se tomaron en cuenta el primer y segundo periodo porque eran los que mas aportaban con la participación modal de la estructura. Cabe mencionar que para las fuerzas introducidas al programa se tomó en cuenta la torsión accidental del 5% estipulado en los códigos. Para la obtención de masas se dividieron los pesos por piso para 9.81.

Una vez hecho el análisis estático en función de los periodos de vibración se tomó en cuenta distribuir las fuerzas con el cortante basal y las masas por piso calculados por el programa. Se presenta tabla 4.3 en donde se hace el mismo cálculo hecho en la tabla 4.2.

Tabla 4.3: Cálculo de las fuerzas actuantes pos piso en función de los modos de vibración (cortante basal y masas calculadas en ETABS).

Piso	Cortante Basal	Altura entrepiso	Modo 1	Modo 2	MASA M Tseg2/m	fm1*M	fm2*M	Fi sentido corto (t)	Fi sentido largo (t)	Sentido corto		Sentido largo	
			dm1	dm2						X	Y	X	Y
			Sentido X	Sentido Y									
3	455.15	4.40	0.081370	0.086930	67.7962	5.52	5.89	190.49	188.01	169.71	86.52	85.39	167.50
2		3.90	0.051940	0.056910	111.2049	5.78	6.33	199.45	201.89	177.69	90.59	91.69	179.86
1		3.90	0.022090	0.023930	85.4859	1.89	2.05	65.21	65.26	58.09	29.62	29.64	58.14
Total	---	12.20	---	---	---	13.18	14.27	455.15	455.15				

Las fuerzas obtenidas en la tabla 4.3 para el sentido corto y largo de la estructura son las fuerzas utilizadas para introducirlas como dato en el programa para que de esta forma dichos resultados sean comparables con los resultados del análisis dinámico. Cabe mencionar que el cortante

basal calculado por el programa y el calculado manualmente son diferentes por la cuantificación exacta de las masas realizado por el programa.

4.3 ANÁLISIS DINÁMICO.

El Nuevo Auditorio de la ESPE presenta una irregularidad bastante compleja por lo que necesariamente se consideró realizar un análisis dinámico de la estructura para comparar los resultados del análisis estático y dinámico, puesto que el análisis presente para fuerzas laterales estipulado por el CEC2000 es para estructuras estrictamente regulares.

4.3.1 Análisis modal.

Utilizando el espectro del CEC2000 se obtuvieron las siguientes coordenadas del espectro para ingresar al programa. Se presenta la tabla 4.4 en donde se muestran los factores utilizados para la construcción del espectro de la tabla 4.5. La curva del espectro se lo describe claramente en la bibliografía y también se lo puede revisar en el modelo matemático.

Tabla 4.4: Factores utilizados para el espectro.

Factor	Valor
S =	1.2
C =	2.98
Cm =	3.00

Tabla 4.5: Valores de T y C para la construcción del espectro de diseño.

T	C	T	C	T	C	T	C
0	3.000	0.89	1.751	1.27	1.226	1.65	0.944
0.52	3.000	0.90	1.731	1.28	1.217	1.66	0.938
0.53	2.943	0.91	1.712	1.29	1.207	1.67	0.932
0.54	2.889	0.92	1.694	1.30	1.198	1.68	0.927
0.55	2.836	0.93	1.675	1.31	1.189	1.69	0.921
0.56	2.785	0.94	1.658	1.32	1.180	1.70	0.916
0.57	2.736	0.95	1.640	1.33	1.171	1.71	0.911
0.58	2.689	0.96	1.623	1.34	1.162	1.72	0.905
0.59	2.643	0.97	1.606	1.35	1.154	1.73	0.900
0.60	2.599	0.98	1.590	1.36	1.145	1.74	0.895
0.61	2.556	0.99	1.574	1.37	1.137	1.75	0.890
0.62	2.515	1.00	1.558	1.38	1.128	1.76	0.885
0.63	2.475	1.01	1.542	1.39	1.120	1.77	0.880
0.64	2.436	1.02	1.527	1.40	1.112	1.78	0.875
0.65	2.399	1.03	1.512	1.41	1.104	1.79	0.870
0.66	2.362	1.04	1.498	1.42	1.097	1.80	0.865
0.67	2.327	1.05	1.484	1.43	1.089	1.81	0.860
0.68	2.293	1.06	1.470	1.44	1.081	1.82	0.855
0.69	2.259	1.07	1.456	1.45	1.074	1.83	0.851
0.70	2.227	1.08	1.442	1.46	1.067	1.84	0.846
0.71	2.196	1.09	1.429	1.47	1.059	1.85	0.842
0.72	2.165	1.10	1.416	1.48	1.052	1.86	0.837
0.73	2.135	1.11	1.403	1.49	1.045	1.87	0.833
0.74	2.106	1.12	1.391	1.50	1.038	1.88	0.828
0.75	2.078	1.13	1.378	1.51	1.031	1.89	0.824
0.76	2.051	1.14	1.366	1.52	1.024	1.90	0.819
0.77	2.024	1.15	1.354	1.53	1.018	1.91	0.815
0.78	1.998	1.16	1.343	1.54	1.011	1.92	0.811
0.79	1.973	1.17	1.331	1.55	1.005	1.93	0.807
0.80	1.948	1.18	1.320	1.56	0.998	1.94	0.803
0.81	1.924	1.19	1.309	1.57	0.992	1.95	0.798
0.82	1.901	1.20	1.298	1.58	0.986	1.96	0.794
0.83	1.878	1.21	1.287	1.59	0.979	1.97	0.790
0.84	1.855	1.22	1.277	1.60	0.973	1.98	0.786
0.85	1.833	1.23	1.266	1.61	0.967	1.99	0.782
0.86	1.812	1.24	1.256	1.62	0.961	2.00	0.778
0.87	1.791	1.25	1.246	1.63	0.955		
0.88	1.771	1.26	1.236	1.64	0.949		

La tabulación de la función matemática del espectro se lo hizo hasta dos segundos porque el periodo de vibración del primer modo alcanzaba los 0.61 segundos. En el gráfico 4.3 se muestra la función matemática utilizada para el cálculo dinámico de la estructura.

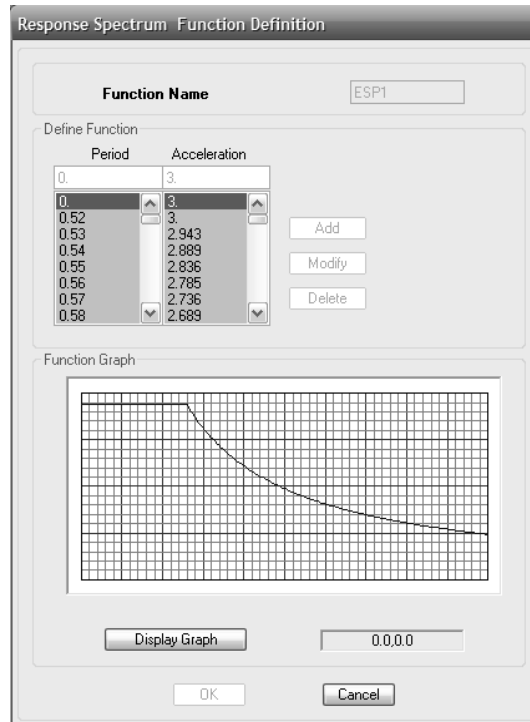


Figura 4.3: Espectro de diseño.
Fuente: Autor ETABS

El coeficiente necesario para transformar los valores de C a aceleración se presenta en la tabla 4.6 por medio de la fórmula 4.1.

Factor	Valor
Z =	0.4
I =	1.3
R =	10
Φ_p =	0.9
Φ_e =	1

$$\% = \frac{Z * I}{R * \phi_p * \phi_e} * g = 0.0576 \quad (4.1)$$

Este coeficiente es ingresado para que en el análisis modal del espectro pase del rango elástico al rango inelástico. Para la componente de sismo vertical se multiplica a este valor por $2/3$, estipulado por el CEC2000, obteniendo un valor de 0.0378.

4.3.2 Factor de ajuste.

Para que el análisis sísmico de la estructura esté completo se tiene que comparar las reacciones del análisis estático con las del análisis modal. Se presenta el cuadro 4.6 para obtener el factor de ajuste entre los dos análisis.

Tabla 4.6: Reacciones de los diferentes sismos aplicados a la estructura.

Columna	Sentido corto		Sentido largo		Sentido corto Ex		Sentido largo Ex		Spec1	Spec2
	reacción	ABS reacc	reacción	ABS reacc	reacción	ABS reacc	reacción	ABS reacc	Dirección U1	Dirección U2
C1	-9.27	9.27	-13.89	13.89	-9.37	9.37	-13.85	13.85	2.43	10.17
C3	-43.17	43.17	-28.17	28.17	-43.84	43.84	-27.91	27.91	24.65	18.51
C4	-5.6	5.6	6.02	6.02	-7.04	7.04	6.59	6.59	12.98	9.29
C5	5.04	5.04	1.97	1.97	5.56	5.56	1.76	1.76	4.25	2.14
C6	15.55	15.55	-1.35	1.35	17.59	17.59	-2.15	2.15	20.46	10.56
C7	-28.25	28.25	-13.01	13.01	-28.57	28.57	-12.88	12.88	21.53	10.45
C8	3.37	3.37	-4.24	4.24	3.79	3.79	-4.41	4.41	8.32	5.64
C9	-3.8	3.8	-15.45	15.45	-4.23	4.23	-15.29	15.29	10.59	13.38
C10	-6.76	6.76	-11.17	11.17	-6.39	6.39	-11.31	11.31	2.8	8.43
C12	7.37	7.37	-2.13	2.13	7.5	7.5	-2.19	2.19	11.11	5.71
C13	10.79	10.79	10.94	10.94	10.43	10.43	11.08	11.08	2.22	7.52
C14	10.85	10.85	2.11	2.11	10.73	10.73	2.16	2.16	11.13	4.88
C15	-7.67	7.67	12.02	12.02	-7.32	7.32	11.87	11.87	21.19	14.71
C16	10.13	10.13	3.86	3.86	9.69	9.69	4.03	4.03	8.46	4.47
C17	21.55	21.55	15.49	15.49	21.97	21.97	15.33	15.33	10.97	10.17
C19	18.18	18.18	1.57	1.57	16.1	16.1	2.39	2.39	20.33	12.08
C20	1.84	1.84	-1.95	1.95	1.31	1.31	-1.75	1.75	4.11	3.22
C21	-15.65	15.65	-6.19	6.19	-14.19	14.19	-6.77	6.77	12.8	8.55
C22	2.84	2.84	28.9	28.9	3.5	3.5	28.64	28.64	24.95	26.26
C24	13.52	13.52	14.18	14.18	13.64	13.64	14.13	14.13	2.46	9.61
C25	-9.61	9.61	-1.83	1.83	-9.8	9.8	-1.75	1.75	9.96	4.16
C26	-6.57	6.57	2	2	-6.39	6.39	1.93	1.93	10	5.27
C31	7.78	7.78	18.74	18.74	8.64	8.64	18.4	18.4	8.92	15.15
C32	10	10	-6.03	6.03	8.77	8.77	-5.54	5.54	17.98	11.45
C34	19.76	19.76	5.94	5.94	20.99	20.99	5.46	5.46	18.29	7.78
C92	-22.22	22.22	-18.31	18.31	-23.07	23.07	-17.98	17.98	9.03	11.88
Sumatoria	0.0	317.14	0.0	247.46	0.0	320.42	0.0	247.55	311.92	251.44

Dividiendo la sumatoria de las reacciones por el sismo corto con excentricidad para la sumatoria de las reacciones del espectro en el mismo sentido se obtiene un valor de 1.027. De igual forma se lo hace para el otro sentido obteniendo un valor de 0.985. Se puede observar que los dos valores son muy cercanos a uno, concluyendo de esta forma que los dos análisis están muy cercanos y son matemáticamente similares. Por lo que no se requiere utilizar un factor de ajuste.

4.2.2 Historia en el tiempo.

Para concluir el análisis sísmico de la estructura se ingresó el acelerograma obtenido en el sismo de Bahía de Caráquez. Los valores de este acelerograma son muy discutidos porque el momento del sismo se borró los picos del mismo y se realizó una reconstrucción del acelerograma; pero para fines de documentación y análisis de la estructura se ingreso el sismo para tener un análisis completo.

CAPÍTULO 5

DISEÑO

RESUMEN

Mencionado con anterioridad, el diseño de de la estructura se lo hizo con el código ACI318-99, para el diseño de los diferentes elementos estructurales se utilizaron las estipulaciones del mismo para cumplir con la seguridad estructural del proyecto. En este capítulo se muestran los cálculos mas relevantes, sin embargo se pueden ver todos los cálculos racionales que se encuentran en las hojas electrónicas del CD adjunto.

5.1 VIGAS.

Una vez realizado el diseño en ETABS se comprobó la cuantía mínima para todas las vigas, es decir, se chequeó el acero mínimo con la cuantía calculada por medio de la fórmula 5.1.

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (5.1)$$

De igual forma se chequeó la cantidad de acero con la cuantía máxima calculada con el 50% de la cuantía balanceada, estipulado para zonas de alto riesgo sísmico. Con una resistencia del hormigón de 280 kg/cm^2 y una fluencia del acero de 4200 kg/cm^2 se obtuvo una cuantía balanceada igual a 0.0283, multiplicando este valor por 0.5 se obtiene una cuantía máxima igual a 0.0142.

Se mencionó en capítulos anteriores las secciones de las vigas; considerando el diseño por torsión se dividió al valor calculado por el programa para 4, es decir, $\frac{1}{4}$ del acero calculado se lo repartió a cada cara de las vigas. El acero lateral llamado acero de piel, se lo repartió a lo largo de toda la viga en las que fueron necesarias.

Para realizar una comparación de resultados entre los calculados por el programa y los realizados manualmente se escogió la viga del eje F entre el eje 2 y 3 de la platea alta en donde el programa calculó los aceros por flexión con el ACI318-99. En la figura 5.1 se presenta el acero calculado por ETABS.

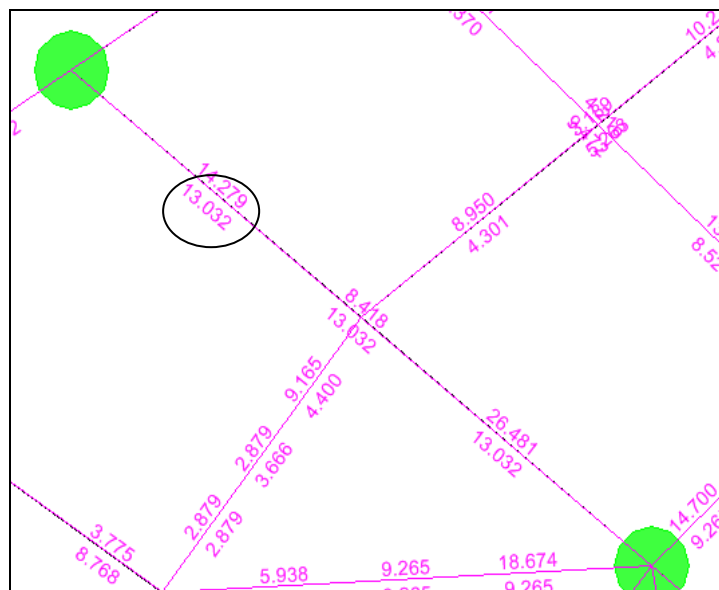


Figura 5.1: Acero calculado con ETABS.
Fuente: ETABS.

Por medio del momento presentado en la figura 5.2, se calcula manualmente el acero dentro del círculo de la figura 5.1 por medio de la ecuación 1.10 en la tabla 5.1.

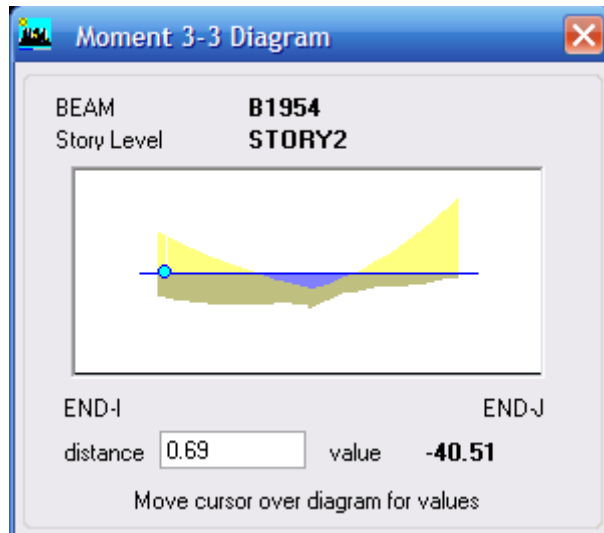


Figura 5.2: Momento para el diseño.
Fuente: ETABS.

Tabla 5.1: Cálculo de aceros.

Mu(T-m)	b(cm)	d(cm)	ρ por resistencia	ρ max	ρ min	ρ def	as
40.510	45	86	0.0033	Ok	ρ mínima	0.0033	12.84

En la tabla 5.1 se calcula y se chequea lo siguiente:

- Con el momento último, la base de la viga, d , $f'c$ y f_y se calcula ρ por resistencia.
- Se verifica que ρ por resistencia no sea mayor que ρ máximo (ρ max).
- Se verifica que ρ por resistencia sea mayor que ρ mínimo (ρ min).
- Se compara ρ por resistencia con ρ mínimo y se escoje el mayor, es decir, ρ definitivo (ρ def).

- Se obtiene el acero mínimo ($a_s = 12.84 \text{ cm}^2$) multiplicando ρ definitivo por b y por d .
- Comparando el acero calculado manualmente (12.84 cm^2) con el acero calculado por ETABS que es igual a 13.032 cm^2 se puede observar que los valores son comparativamente iguales.
- En la figura 5.3 se presenta la hoja de resumen de cálculos por flexión hechos en ETABS.

ACI 318-99 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Ton-cm (Flexural Details)						
Level	: STORY2	L=901.566				
Element	: B1954	D=90.000	B=45.000	bf=45.000		
Station Loc	: 856.566	ds=0.000	dct=3.500	dcb=3.500		
Section ID	: U45X90	E=200.798	fc=0.280	Lt.Wt. Fac.=1.000		
Combo ID	: DCON19	fy=4.200	fys=4.200			
Phi(Bending):	0.900					
Phi(Shear):	0.850					
Phi(Torsion):	0.850					
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3						
		Required	+veMoment	-veMoment	Minimum	
		Rebar	Rebar	Rebar	Rebar	
Top (+2 Axis)		26.481	0.000	26.481	13.032	
Bottom (-2 Axis)		13.032	12.818	0.000	13.032	
Design Moments, Mu3						
	Design	Design	Factored	Factored	Special	Special
	+veMoment	-veMoment	+veMoment	-veMoment	+veMoment	-veMoment
	4069.413	-8138.826	0.000	-8138.826	4069.413	-8138.826

Figura 5.3: Diseño por flexión calculado en ETABS.
Fuente: ETABS.

5.1.1 Detalles de refuerzo.

Tomando en cuenta la seguridad estructural se realizaron los traslapes para los aceros superiores en el tercio medio de la luz de cada viga, mientras que para los aceros inferiores se lo realizó entre el tercio medio de la luz de cada viga hasta una distancia

igual a dos veces la altura de la viga medida desde la cara de la columna. A continuación se presenta la ecuación 5.2 utilizada para el cálculo.

$$\frac{ld}{db} = \frac{\alpha * \beta * \gamma * 3 * f_y}{13 * \sqrt{f'_c}} = \frac{1 * 1 * 0.8 * 3 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{13 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}} = 46.34 \approx 45 \quad (5.2)$$

En donde:

$\alpha = 1$ (factor de ubicación por refuerzo.)

$\beta = 1$ (factor por recubrimiento epóxico.)

$\gamma = 0.8$ (factor por tamaño del refuerzo menor a 20mm.)

La fórmula 5.2 recomendada para una mala adherencia, se la tomó en consideración para representar la condición más desfavorable obteniendo un valor por traslape igual a 45 veces el diámetro de la varilla y se presenta en la tabla 5.2 en función del diámetro de la varilla la longitud de desarrollo.

Se mencionó con anterioridad que no se realizaron traslapes entre la cara de la columna y la distancia igual a dos veces la altura de la viga debido a la posible formación de rotulas plásticas ante un evento sísmico. Para comprobar que aquella exigencia del código es la adecuada, se comprueba que la distancia de la longitud de la articulación o rótula plástica mediante la fórmula 5.3.

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (5.3)$$

En donde:

l_p = longitud de la articulación.

d = peralte efectivo de la viga.

z = distancia desde el punto de máximo momento hasta el punto de momento cero más cercano.

Por medio de las figuras 5.4 y 5.5 se muestra un ejemplo de cálculo de la ecuación 5.3.

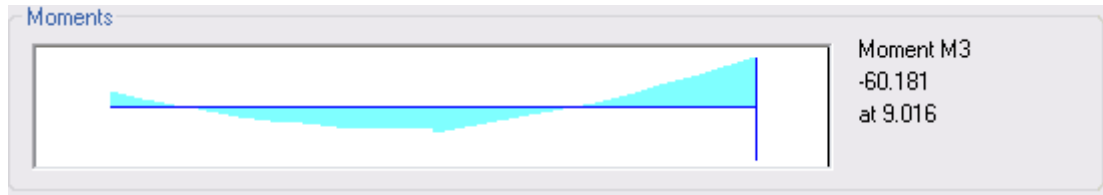


Figura 5.4: Momento máximo de la viga en T-m.
Fuente: ETABS.

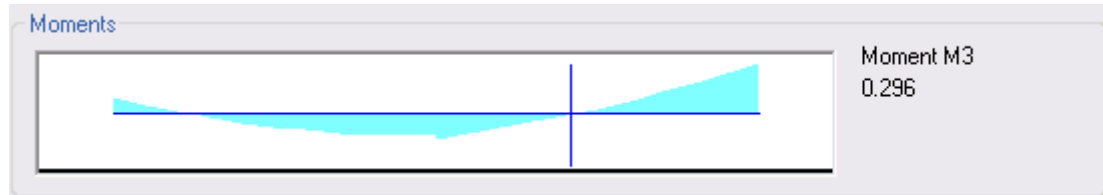


Figura 5.5: Momento igual a cero a una distancia igual a 6.37m de la misma viga de la figura 5.4.
Fuente: ETABS.

Restando las dos distancias (9.016m – 6.37m) se obtiene una diferencia igual a 2.65m que corresponde a la variable z de la ecuación 5.3. Tomando en cuenta que la sección de la viga de la figura 5.4 y 5.5 es de 45cm x 90cm, la profundidad efectiva (d) de la viga es igual a 86cm, porque se considera un recubrimiento de 4cm. Reemplazando estas dos variables en la ecuación 5.3 se obtiene que la longitud de la rótula plástica es igual a 0.5625m. En la ecuación 5.4 se muestra el cálculo racional.

$$l_p = 0.5 * .86m + 0.05 * 2.65m = 0.5625m \quad (5.4)$$

Tabla 5.2: Cálculo de la longitud de desarrollo en función de la ecuación 5.2

Ø varilla	ld
mm	cm
12	54.0
14	63.0
16	72.0
18	81.0
20	90.0
22	99.0
25	112.5

Para los chequeos de los espaciamientos entre las varillas longitudinales se consideraron los datos presentados en el ejemplo de la tabla 5.3.

Tabla 5.3: Datos para el cálculo de espaciamientos entre varillas longitudinales.

DATOS		
Item	Dimensión	Unidades
Base Vig =	45	cm
Rec =	2.5	cm
Ø estribo =	1	cm
Varilla 1		
# var	2	-----
Ø var	18	mm
Varilla 2		
# var	2	-----
Ø var	18	mm

En donde:

Varilla 1 = Varilla con diámetro diferente a la varilla 2.

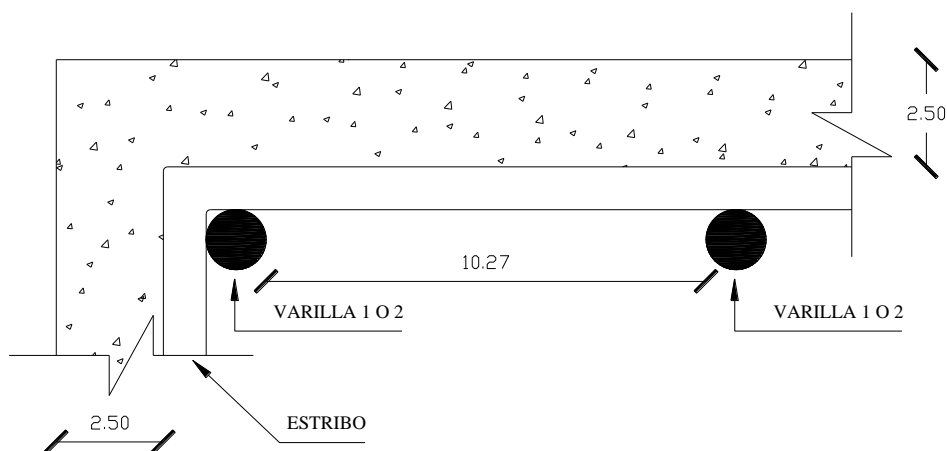
Varilla 2 = Varilla con diámetro diferente a la varilla 1.

var = Número de varillas.

Ø estribo = Diámetro del estribo.

Rec = Recubrimiento.

Base Viga = Base de la viga.



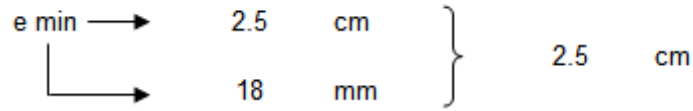


Figura 5.6: Espaciamientos entre varillas longitudinales.
Fuente: Autor 2007.

Se observa en la figura 5.6 que los espaciamientos se los chequea con el espaciamiento mínimo que es 2.5cm o el diámetro de la varilla con mayor diámetro. Con los datos del ejemplo de la tabla 5.3 se cumple el espaciamiento mínimo por que 10.27cm es mayor que los dos chequeos de espaciamiento mínimo, es decir, 2.5cm o 18mm.

Para la longitud de desarrollo de los ganchos se utilizó la tabla 5.4.

Tabla 5.4: Longitud de desarrollo de ganchos en función del diámetro de la varilla.

Ø varilla	ld
mm	cm
12	14.4
14	16.8
16	19.2
18	21.6
20	24
22	26.4
25	30

Los valores de ld se los obtuvo multiplicando: 12 por el diámetro de la varilla.

5.1.2 Cortante.

Se presenta a continuación el cálculo manual de aceros transversales y el cálculo realizado por ETABS .

Se muestra a continuación la metodología para el chequeo manual por cortante mediante un ejemplo.

1. Se ingresan los datos con la misma geometría de la viga utilizada para el chequeo por flexión mostrada en la figura 5.3.

Tabla 5.5: Datos necesarios para el chequeo por cortante.

f'c =	280	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²
altura H =	90	cm
base b =	45	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø var long =	22	mm
V isost =	25.39	Ton
d =	86.5	cm
s min (Ec.5.5) =	17.60	cm
S asumido =	15.00	cm

En donde:

$$S < \text{del mínimo valor entre } (d / 4; 8\phi_{\text{longitudinales}}; 24\phi_{\text{varestribo}}; 30\text{cm}) \quad (5.5)$$

V isos = Cortante isostático de la combinación 0.75(1.4CM + 1.7CV)

obtenido en ETABS = 25.39Ton. En la figura 5.7 se muestra el cortante isostático.

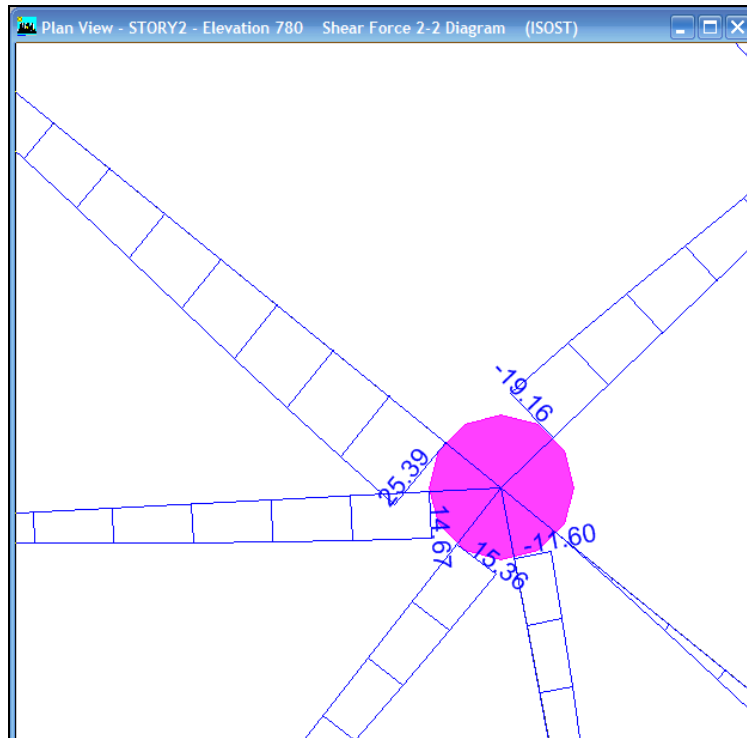


Figura 5.7: Cortante isostático de la viga.
Fuente: ETABS.

2. Se ingresa longitud de la luz libre y los aceros de la viga analizada mostrado en la figura 5.8 y 5.9 respectivamente.

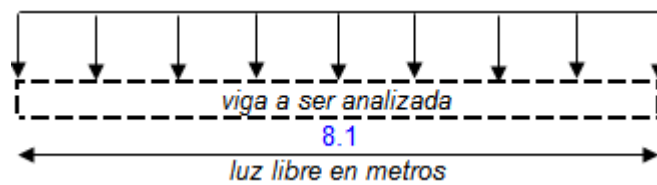


Figura 5.8: Luz libre de la viga en análisis.
Fuente: Autor 2007.

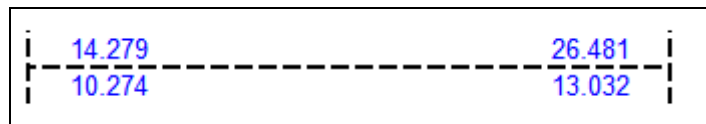


Figura 5.9: Aceros superiores e inferiores de la viga en análisis.
Fuente: Autor 2007.

3. Se calcula el momento último resistente en T-m con la fórmula 5.6. El resultado se lo muestra en la figura 5.10.

$$Mu = As * (1.25 * fy) * \left(d - \frac{As * (1.25 * fy)}{1.7 * f'c * b} \right) \quad (5.6)$$

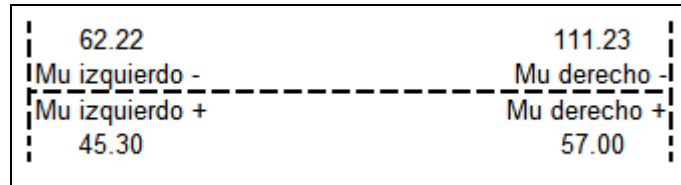


Figura 5.10: Aceros superiores e inferiores de la viga en análisis.
Fuente: Autor 2007.

4. Se calcula el cortante hiperestático dividiendo la sumatoria del momento último derecho (+ y -) mas la sumatoria del momento último izquierdo (- y +) dividido para la luz libre; de esta forma se obtienen dos cortantes en la tabla 5.6

Tabla 5.6: Cortante hiperestático calculado.

$$\left. \begin{array}{l} Vu \text{ hip 1} = 14.72 \text{ Ton} \\ Vu \text{ hip 2} = 19.32 \text{ Ton} \end{array} \right\} \text{max } 19.32$$

En donde el máximo valor es 17.39 Ton

5. Se calcula Vs y Vc mediante las ecuaciones 5.7 y 5.8 respectivamente.

$$Vs = \frac{Vu \text{ actuante} - Vc * 0.85}{0.85} \quad (5.7)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (5.8)$$

En donde:

$$Vu \text{ actuante} = V_{\text{hip}} + V_{\text{isost.}}$$

$$Vu \text{ actuante (hip + isost)} = 44.71 \quad \text{Ton} \quad Vu \text{ hip} + Vu \text{ isot} \leq \phi^*(Vs + Vc)$$

$$\text{Cortante resistente por hormigon (Vc)} = 34.52 \quad \text{Ton}$$

4.1.- En funcion de la naturaleza ciclica de los sismos

$$Vs = 18.08 \quad \text{Ton}$$

Pero para el cálculo de Vs se tomó en cuenta la siguiente condición: si el Vu hiperestático \geq a 0.5 del Vu actuante; entonces Vc es igual a cero debido a que la naturaleza cíclica de los sismos deteriora al hormigón.

6. Se calcula el área de las dos ramas del estribo con la fórmula 5.9.

$$Av = \frac{Vs * s}{fy * d} \quad (5.9)$$

Para el chequeo con los resultados arrojados por ETABS en el literal 7, se expresa Av en función de s (espaciamiento entre estribos).

$$Av \text{ en cm}^2 = 0.050 \quad s$$

7. En la figura 5.11 se presenta la hoja de cálculo de ETABS en donde se muestra mediante un círculo el valor de Av en función del espaciamiento.

Level	: STORV2	L=901.566						
Element	: B1954	D=90.000	B=45.000	bf=45.000				
Station Loc	: 856.566	ds=0.000	dct=3.500	dcb=3.500				
Section ID	: U45X90	E=200.798	fc=0.280	Lt.Wt. Fac.=1.000				
Combo ID	: DC0N19	fy=4.200	fys=4.200					
Phi(Bending):	0.900							
Phi(Shear):	0.850							
Phi(Torsion):	0.850							
SHEAR/TORSION DESIGN FOR U2 and T								
	Rebar	Rebar	Rebar	Design	Design	Design	Design	
	Av	At	Al	Uu	Tu	Mu	Pu	
	0.051	0.000	0.000	45.117	15.546	-1726.488	0.000	
Design Forces								
	Factored	Factored	Capacity	Gravity				
	Uu	Mu	Up	Ug				
	34.124	-8138.826	19.288	25.829				
Capacity Moment (Left)								
	Long.Rebar	Long.Rebar	Cap.Moment	Cap.Moment				
	As(Bot)	As(Top)	Mpos	Mneg				
	10.274	14.279	4529.872	6222.282				
Capacity Moment (Right)								
	Long.Rebar	Long.Rebar	Cap.Moment	Cap.Moment				
	As(Bot)	As(Top)	Mpos	Mneg				
	13.032	26.481	5699.579	11123.454				
Design Basis								
	Design	Conc.Area	Area	Tensn.Rein	Strength	Strength	LtWt.Reduc	
	Uu	Ac	Ag	Ast	Fys	Fcs	Factor	
	45.117	3892.500	4050.000	26.481	4.200	0.280	1.000	
Shear Rebar Design								
	Stress	Conc.Cpcty	Uppr.Limit	RebarArea	Shear	Shear	Shear	
	U	Vc	umax	Av	Phi*Uc	Phi*Us	Phi*Un	
	0.012	0.008	0.044	0.051	29.360	15.757	45.117	

Figura 5.11: Cálculo de aceros transversales.

Fuente: ETABS.

Observando que en la hoja de calculada por ETABS se presenta un valor de A_v igual a 0.051 cm^2 en función del espaciamiento se comprueba que el cálculo está correcto.

8. Diseño.

En la tabla 5.5 se presenta el espaciamiento igual a 15cm (s asumido) entre estribos. En la fórmula 5.10 se presenta el valor de A_v calculado con el espaciamiento asumido.

$$A_v = \frac{15.81 \text{Ton} * 1000 * 15}{4200 * 86.5} = 0.653 \text{cm}^2 \quad (5.10)$$

Dividiendo el valor de A_v para 2 ramales se obtiene un resultado igual a 0.33cm^2 que equivaldría a una varilla con diámetro igual a 6.45mm. Considerando que la estructura es una muy irregular se considera asumir un estribo de 10mm para asegurar la integridad estructural de la misma.

Estribos en los extremos

1 E 10 mm @ 15 cm

Estribos en el centro

1 E 10 mm @ 30 cm

8. Se tienen que realizar los respectivos controles en donde se compruebe que V_s sea menor a $2.1 \sqrt{f'c} * b * d$, caso contrario se aumenta la sección, y de igual forma se chequea el A_v mínimo mediante la ecuación 5.11.

$$A_{v \text{ min}} = \frac{3.52 * b * s}{f_y} \quad (5.11)$$

Para la aplicación planteada los controles fueron satisfactorios.

5.2 COLUMNAS.

Estipulado por los códigos el porcentaje de acero mínimo en columnas es del 1% y máximo del 6%. En las columnas se obtuvieron cuantías del 1% hasta el 2%, considerando que el porcentaje de acero es aceptable.

Debido a que se realizó un análisis de segundo orden en donde el programa tomó en cuenta las deflexiones porque se analizó la estructura con el efecto P- Δ , el programa genera un volumen de interacción mostrada en la figura 5.12 con el cual diseña la sección de columna; posteriormente el programa arroja la cantidad necesaria de acero para cubrir las demandas de momentos, cargas ultimas, etc.

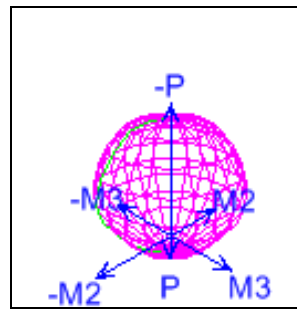


Figura 5.12: Volumen de interacción.
Fuente: ETABS.

Para realizar una comparación de resultados entre los calculados por el programa y los realizados manualmente, se escogió la columna A3 en donde el programa arrojó un valor igual 63.617 cm^2 , en la parte superior de la columna en la platea alta, indicado en la figura 5.13 para luego compararlo a través de la figura 5.14 y 5.15 y calcularlo en la tabla 5.7.



Figura 5.13: Aceros en columnas calculados en ETABS.
Fuente: ETABS.

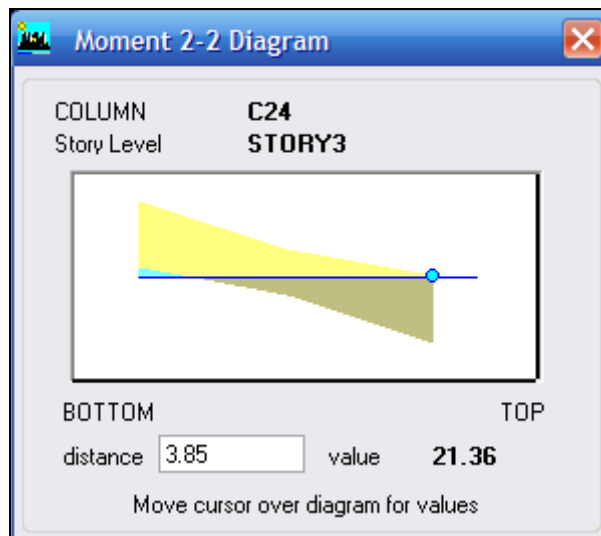


Figura 5.14: Momento de diseño.
Fuente: ETABS.

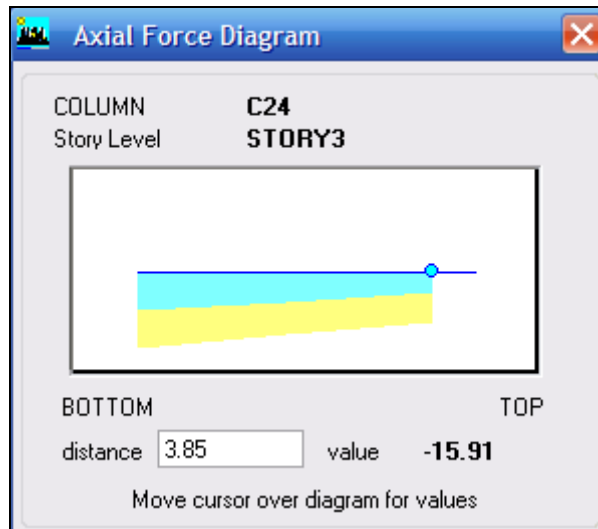


Figura 5.15: Carga axial.
Fuente: ETABS.

En la tabla 5.7 se obtienen dos valores: una abscisa descrita por la ecuación 5.12 y una ordenada descrita por la ecuación 5.13. Por medio de este punto se encuentra la cuantía utilizando las tablas del Ingeniero Meléndez.

$$Y = \frac{Pu}{Ag} \quad (5.12)$$

$$X = \frac{Mu}{Ag * h} \quad (5.13)$$

En donde:

Mu= momento último.

Pu= fuerza axial.

Ag= área de la sección.

h= diámetro de la sección.

Tabla 5.7: Cálculo de acero longitudinal para columnas.

Ø col (cm)	Ag=π*d ² /4 (cm ²)	X	Y	ρ	As
90	6361.73	3.73	2.5009	0.01	63.62

El valor obtenido es de 63.62 cm² que es comparativamente igual al calculado por el programa mostrado en la figura 5.16 y en los resultados calculados por ETABS en la figura 5.14.

ACI 318-99 COLUMN SECTION DESIGN		Type: Sway Special	Units: Kgf-cm (Flexural Details)		
Level	: STORY3	L=440.000			
Element	: C24	D=90.000	dc=4.500		
Station Loc	: 385.002	E=200798.410	fc=280.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Section ID	: C90	fy=4200.000	fys=4200.000		
Combo ID	: ENU	RLLF=1.000			
Phi(Compression-Spiral):	0.750	Overstrength Factor: 1.25			
Phi(Compression-Tied):	0.700				
Phi(Tension):	0.900				
Phi(Bending):	0.900				
Phi(Shear/Torsion):	0.850				
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3					
	Rebar	Rebar	Design	Design	Design
	Area	%	Pu	Mu2	Mu3
	63.617	1.000	15910.9152141460.7891058803.027		
Factored & Minimum Biaxial Moments					
	Non-Sway	Sway	Factored	Minimum	Minimum
	Mns	Ms	Mu	Mmin	Eccentrcty
Major Bending(M3)	366016.39	690291.6851056308.078	67207.706		4.224
Minor Bending(M2)	1281970.42	854444.2612136414.681	67207.706		4.224
Axial Force & Biaxial Moment Factors					
	Cm	Delta_ns	Delta_s	K	L
	Factor	Factor	Factor	Factor	Length
Major Bending(M3)	1.000	1.002	1.000	1.000	385.002
Minor Bending(M2)	1.000	1.002	1.000	1.000	385.002

Figura 5.16: Aceros longitudinales calculado por ETABS.
Fuente: ETABS.

5.2.1 Estribos en columnas.

Existen tres posibilidades para el diseño de estribos en columnas que sirve para la cabeza y pie de columna en donde se escoge el valor más desfavorable. Los tres

métodos conocidos para el diseño de estribos en columnas son el de resistencia, capacidad y confinamiento. En donde el diseño por confinamiento es el más crítico en la mayoría de estructuras porque los resultados son bastante conservadores. Puesto que en columnas circulares se empieza el cálculo asumiendo un zuncho transversal se presentan las siguientes ecuaciones para el chequeo de las mismas previendo que si $\rho_z > \rho_z$ mínimo la columna es zunchada.

$$\rho_z = \frac{0.425 * f'c * (Ac - An)}{An * fy} \quad (5.14)$$

$$\rho_{z \text{ min}} = \frac{V_z}{V_n} \quad (5.15)$$

En donde:

ρ_z = Cuantía del zuncho.

ρ_z mínimo = Cuantía mínima del zuncho.

A_g = Área de la sección transversal de la columna.

A_s = Área del acero en la columna.

A_c = $A_g - A_s$

A_n = Área del núcleo de hormigón menos A_s .

V_z = Volumen del zuncho = A del extriño x longitud de estriño x número de vueltas o ramales en un metro lineal.

V_n = Volumen total del núcleo de hormigón por metro lineal.

Por medio de un ejemplo se describe la metodología utilizada para el cálculo de la cuantía del zuncho.

Tabla 5.8: Datos para el cálculo del zuncho en columnas.

$f'c =$	280	Kg/cm ²
$f_y =$	4200	Kg/cm ²
rec =	4.5	cm
Ø zuncho =	1.2	cm
A secc est =	1.1310	cm ²
Á del núcleo =	5152	cm ²
Diámetro col =	90	cm
Espaciamiento =	5	cm

Tabla 5.9: Cálculo del zuncho en columnas.

As	D	Ag	Ac	An	ρ_z min	Vn	Vz	ρ_z
63.617	90	6361.73	6298.11	5089.38	0.0071	515299.735	5670.6799	0.0110

Puesto $\rho_z > \rho_z$ mínimo la columna es un columna zunchada. Pero considerando el problema constructivo del zuncho se asume un estribo circular con el diámetro del estribo considerado para el cálculo. En la tabla 5.9 se utilizó un zuncho con 20 ramales, que equivale a un estribo cada 5cm.

Si bien es cierto que la consideración previa es poco conservadora, se puede observar que el ρ_z de la tabla supera en un 50% al ρ_z mínimo. Esta condición se aplica para la mayoría de las columnas y en las que no, el ρ_z supera en un 30% al ρ_z mínimo.

Se presenta en la figura 5.17 el diseño para aceros transversales calculado por ETABS. Este concepto se lo puede revisar y chequear en la página 14 del diseño de columnas del manual de usuario de ETABS.

ACI 318-99 COLUMN SECTION DESIGN								Type: Sway Special	Units: Ton-m	(Shear Details)
Level	:	STORY3		L=4.400						
Element	:	C24		D=0.900		dc=0.045				
Station Loc	:	3.850		E=2007984.100		fc=2800.000		Lt.Wt. Fac.=1.000		
Section ID	:	C90		Fy=42000.000		fys=42000.000				
Combo ID	:	ENU		RLLF=1.000						
Phi(Compression-Spiral):		0.750		Overstrength Factor:		1.25				
Phi(Compression-Tied):		0.700								
Phi(Tension):		0.900								
Phi(Bending):		0.900								
Phi(Shear/Torsion):		0.850								
SHEAR DESIGN FOR U2,U3										
			Design Rebar	Design Uu	Design Pu	Design Mu	Shear Phi*Uc	Shear Phi*Us	Shear Phi*Un	
Major Shear(U2)		7.533E-04	9.577	15.911	10.563	0.000	19.363	19.363	19.363	
Minor Shear(U3)		7.533E-04	11.368	15.911	21.364	0.000	19.363	19.363	19.363	
Design Forces										
		Factored Uu	Factored Pu	Factored Mu	Capacity Up					
Major Shear(U2)		8.287	6.700	-7.464	9.577					
Minor Shear(U3)		10.462	6.700	-0.667	11.368					
Capacity Shear from Column Strength										
		Shear Up	Long.Rebar As(Bot)	Long.Rebar As(Top)	Cap.Moment MposBot	Cap.Moment MnegTop	Cap.Moment MnegBot	Cap.Moment MpostTop		
Major Shear(U2)		61.298	1.000	1.000	117.999	117.999	117.999	117.999		
Minor Shear(U3)		61.298	1.000	1.000	117.999	117.999	117.999	117.999		
Capacity Shear from Beam Strength										
		Shear Up	SumBeamCap Clockwise	SumBeamCap Counter C	Ave Column Length					
Major Shear(U2)		9.577	21.069	14.238	2.200					
Minor Shear(U3)		11.368	16.697	25.010	2.200					
Design Basis										
		Shr Reduc Factor	Strength Fys	Strength Fcs	Area Ag					
		1.000	42000.000	2800.000	0.636					
Concrete Shear Capacity										
		Design Uu	Conc.Area Ac	Tensn.Rein Area Ast						
Major Shear(U2)		9.577	0.636	0.003						
Minor Shear(U3)		11.368	0.636	0.003						
Shear Rebar Design										
		Stress U	Conc.Cpcty uc	Uppr.Limit umax	RebarArea Au					
Major Shear(U2)		15.054	76.769	354.951	7.533E-04					
Minor Shear(U3)		17.870	76.769	354.951	7.533E-04					

Figura 5.17: Aceros transversales calculados por ETABS.

Fuente: ETABS.

5.3 VIGAS DE CIMENTACIÓN.

Optando como una buena solución para la cimentación de la estructura se presentan las diferentes alternativas de vigas de cimentación con secciones T invertidas.

Se presenta la metodología utilizada para el cálculo de las vigas de cimentación recalcando que las vigas de cimentación se las ha considerado que están sobre un medio elástico.

1. Se obtienen las reacciones para cada viga en función de las reacciones por carga muerta, viva y sismo.
2. Con el q admisible del suelo igual a $18T/m^2$ se calcula la base de la viga T invertida.
3. Mediante un promedio de anchos se obtuvieron 3 anchos tipos, para las diferentes vigas. En la figura 5.18 se presentan los tres tipos de vigas en función de la base

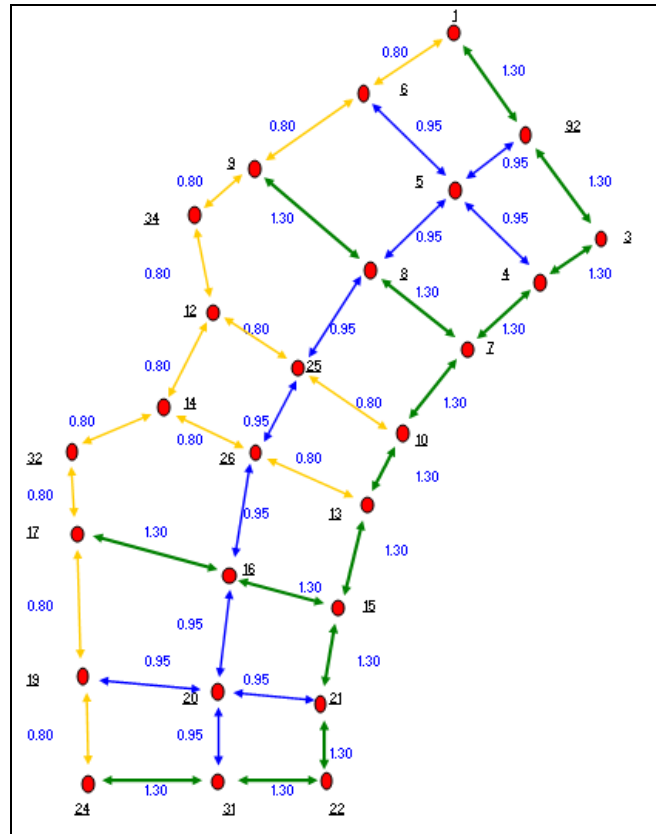


Figura 5.18: Tipos de vigas “T” invertidas.
Fuente: Autor 2007.

4. Mediante la proporción de la sección ‘T’ invertida recomendada descrita en la figura 5.19 y los máximos momentos para cada tipo de sección se obtuvieron los resultados de las tablas 5.10 y 5.11.

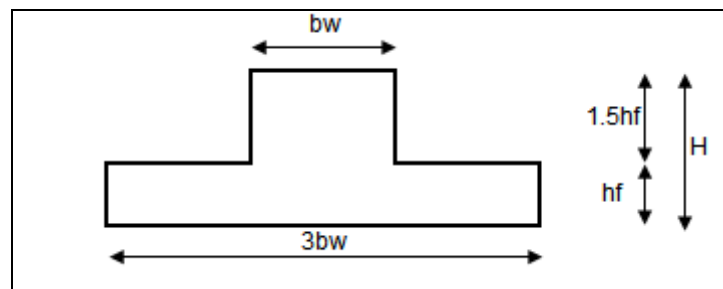


Figura 5.19: Proporción geométrica para vigas “T” invertidas.
Fuente: Análisis Estático de Estructuras, Aguiar 2006.

Tabla 5.10: Cálculo de dimensiones para las diferentes tipos de vigas “T” invertidas.

Vigas con base (m)	M max para cada tipo	bw calculado	bw aprox (m)	d (cm)	H= d + rep + rec
--------------------	----------------------	--------------	--------------	--------	------------------

	(Tm)	(m)			
0.80	122.00	0.27	0.3	118.78	128.78
0.95	144.00	0.32	0.35	119.47	129.47
1.30	171.00	0.43	0.45	114.82	124.82

Tabla 5.11: Cálculo de dimensiones para las diferentes tipos de vigas “T” invertidas.

H aprox (m)	(B-bw)/2 calculado	(B-bw)/2 aprox	hf	hf
1.3	0.25	0.25	0.52	0.55
1.3	0.30	0.30	0.52	0.55
1.3	0.43	0.45	0.52	0.55

5. Se muestra el resumen de resultados en la tabla 5.12 haciendo referencia al esquema mostrado en la figura 5.20.

Tabla 5.12: Resumen de resultados.

Dimensión (m)	Viga 1	Viga 2	Viga 3
B (t2)	0.80	0.95	1.30
C. balasto = 120*qa	2160.00	2160.00	2160.00
Coef K	1728.00	2052.00	2808.00
bw (tw)	0.30	0.35	0.45
(B - bw)/2	0.25	0.30	0.45
hf (tf)	0.55	0.55	0.55
H (t3)	1.30	1.30	1.30

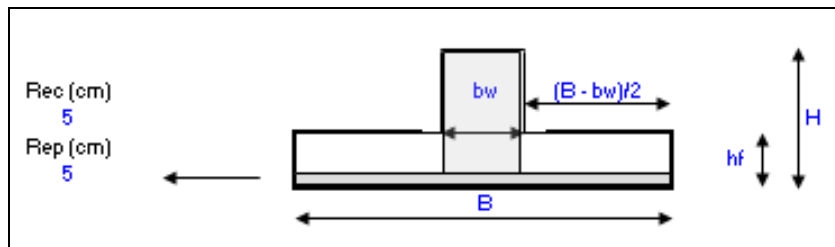


Figura 5.20: Esquema de dimensiones de la viga “T” invertida.
Fuente: Autor 2007.

6. Chequeo de esfuerzos en el suelo.

Se revisó que el esfuerzo por carga vertical sea menor que el q admisible del suelo, es decir, que sea menor a 18 t/m^2 . Posteriormente se verificaron las máximas reacciones incluyendo el sismo y mayorando a la capacidad portante del suelo en un 33%. La máxima reacción está en la columna # 8 que es de 48 ton, debido a que en este punto confluyen las vigas 2 y 3 y por la discretización para el ingreso de los resortes lineales se tiene una área de 2.89 metros cuadrados; dividiendo la fuerza para el área se obtiene 16.58 t/m^2 , que es menor a $1.33q_a$, es decir a 23.94 t/m^2 .

5.4 DISEÑO DE NUDOS VIGA - COLUMNA.

Para chequear la seguridad estructural de la edificación se deben hacer ciertas verificaciones en los nudos viga – columna, para que de esta forma se tenga un comportamiento dúctil de la misma.

Los controles considerados para el diseño son:

1. Control del cortante horizontal.
2. Deterioro de adherencia en nudos.
3. Longitud de anclaje.

5.4.1 Control del cortante horizontal.

El ACI318-99 prevé ecuaciones para el control del cortante horizontal en las uniones viga – columna. De esta forma se chequea que el corte que la sección es capaz de resistir sea mayor que el cortante que actúa en el.

Es importante mencionar que los chequeos se los debe hacer en los dos sentidos del nudo. A continuación se presenta la metodología utilizada para el control.

1. Se calcula la tensión que afecta al nudo por el acero superior e inferior descritas por las ecuaciones 5.16 y 5.17.

$$T \text{ sup} = A_{s1} \cdot \alpha \cdot f_y \quad (5.16)$$

$$T \text{ inf} = A_{s2} \cdot \alpha \cdot f_y \quad (5.17)$$

En donde:

A_{s1} = Área total de acero superior.

A_{s2} = Área total de acero inferior.

$\alpha = 1.25$

f_y = límite de fluencia.

2. Se calcula el cortante que afecta al nudo, que en función de su ubicación se tienen las fórmulas 5.18, 5.19 y 5.20.

Se desprecia el cortante que soporta la columna descrito por V_{col} para mayor seguridad.

$$V_j = T \text{ sup} + T \text{ inf} - V_{col} \quad (5.18)$$

$$V_j = T \text{ sup} - V_{col} \quad (5.19)$$

$$V_j = T \text{ inf} - V_{col} \quad (5.20)$$

En donde:

La ecuación 5.18 es para nudos interiores y el máximo valor de la ecuación 5.19 y 5.20 es para nudos esquineros.

3. Se calcula la profundidad del nudo A_j descrita por la ecuación 5.21.

$$A_j = b_j * h_c \quad (5.21)$$

En donde:

h_c = altura del nudo.

b_j = ancho efectivo que a su vez es la suma del ancho de la viga mas la altura del nudo. (Las vigas que confluyen a las columnas lo hacen en el centro de la misma.)

4. Se calcula el cortante nominal, es decir, el corte que la sección es capaz de resistir mediante la ecuación 5.22.

$$V_n = \gamma \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_j \quad (5.22)$$

En donde:

γ = factor que depende de la ubicación del nudo: 5.3 para nudos confinados en las cuatro caras, 4 para nudos confinados en tres caras o dos opuestas y 3.2 para nudos esquineros.

5. Se verifica el cumplimiento de la ecuación 5.23.

$$V_j \leq \phi \cdot V_n \quad (5.23)$$

En donde:

$\phi = 0.85$

5.4.2 Deterioro de adherencia en los nudos.

Dentro de este chequeo se tiene que verificar el cumplimiento de la ecuación 5.24 y 5.25.

$$h_c \geq 20 * \phi_v \quad (5.24)$$

$$h_v \geq 20 * \phi_c \quad (5.25)$$

En donde:

ϕ_v = Máximo diámetro de la varilla de la viga en análisis.

ϕ_c = Máximo diámetro de la varilla de la columna en análisis.

Cumpliendo con este requisito se mejora la adherencia en los nudos porque se utilizan varillas de menor diámetro. Es por esto que varillas para las columnas son de 22mm.

5.4.3 Longitud de desarrollo.

Para esta verificación se comprueba que la longitud de desarrollo requerida descrita por la ecuación 5.26, sea menor que la longitud de desarrollo disponible en el nudo.

$$Ld_{requerida} = \frac{\alpha * f_y * \phi_v}{16 * \sqrt{f'c}} \quad (5.26)$$

En donde:

$$\alpha = 1.25$$

5.4.4 Ejemplo de cálculo.

Previamente descrita la metodología para el diseño de nudos se presenta un ejemplo de cálculo en la tabla 5.13.

Tabla 5.13: Ejemplo de cálculo para diseño de nudos.

Datos para el chequeo de nudos - Bloque Central del Nuevo Auditorio de la Espe							Control por cortante					Det. Adh en nudos		Ldh req < Ldh disp			
Diametro col (cm)	Ubicacion	γ	Viga que llega al	Ancho de la viga (cm)	As superior (cm ²)	As inferior (cm ²)	Max Ø (mm)		Tension as sup (T)	Tension as inf (T)	Vj (T)	A. efectivo (cm)	ØVn (T)		Vj<ØVn	hv>=20Øc	hc>=20Øv
							Viga	Columna									
90	Esquinero	3.2	1941	45	5.07	7.58	16	22	26.61	39.82	39.82	90	368.67	ok	ok	ok	ok
90	Esquinero	3.2	1937	45	9.68	6.33	16	22	50.80	33.22	50.80	90	368.67	ok	ok	ok	ok

En donde:

1. Se ingresa el diámetro de la columna.
2. Dependiendo de la ubicación de nudo se ingresan el factor de ubicación.
3. En función del nudo analizado se ingresa el ancho de la viga con los aceros superiores e inferiores que llegan al mismo.
4. Se escoge el máximo diámetro de las varillas de la columna y de la viga.
5. Se calcula la tensión superior e inferior con las ecuaciones 5.18, 5.19 y 5.20 y dependiendo del factor de ubicación se escoge el máximo valor de la tensión.

6. En función del diámetro de la columna se obtiene la profundidad del nudo.
7. Con la ecuación 5.21 se calcula la profundidad del nudo.
8. Se calcula el cortante nominal con la ecuación 5.23.
9. Con las ecuaciones 5.24 y 5.25 se calcula el deterioro por adherencia.
10. Con la ecuación 5.26 se calcula que la longitud de desarrollo disponible sea mayor que la longitud de desarrollo necesaria.
11. Finalmente se muestra en la figura 5.21 la hoja de cálculo para nudos en donde se observa que el cortante que la sección es capaz de resistir (366.57T) es similar a la calculada en la tabla 5.13 que es igual a 368.67T.

ACI 318-99 COLUMN SECTION DESIGN								Type: Sway Special	Units: Ton-m	(Joint Shear Details)
Level	:	STORY3			L=4.400					
Element	:	C24			D=0.900		dc=0.045			
Station Loc	:	3.850			E=2007984.100		fc=2800.000		Lt.Wt. Fac.=1.000	
Section ID	:	C90			Fy=42000.000		Fy5=42000.000			
Combo ID	:	ENU			RLLF=1.000					
Phi(Compression-Spiral):		0.750	Overstrength Factor:		1.25					
Phi(Compression-Tied):		0.700								
Phi(Tension):		0.900								
Phi(Bending):		0.900								
Phi(Shear/Torsion):		0.850								
JOINT SHEAR DESIGN										
			Joint Shear	Shear	Shear					
			Ratio	UuTot	phi*Uc					
Major Shear(U2)			0.116	42.470	366.575					
Minor Shear(U3)			0.139	50.904	366.575					
Dimensions of the Columns Connected to the Joint										
		Column	Steel	SteelArea	Column	Width1/Dia	Width2	Rotation		
		Section	Area	Percent	Length	(33)b or D	(22) h	Degree		
Below		C90	0.006	1.000	4.400	0.900		0.000		
Dimensions of the Beams At the Joint										
		Beam	Concrete	Steel	Width	TotalDepth	Rebar	Rebar		
		Section	fc	fy	b	h	As(top)	As(bottom)		
Beam 1		U45X55	2800.000	42000.000	0.450	0.550	5.068E-04	7.584E-04		
Beam 2		U45X55	2800.000	42000.000	0.450	0.550	9.677E-04	6.328E-04		
Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25, Phi(capacity) = 1.0)										
		Capacity	Capacity	Tension	Tension	Cos(Angle)	Sin(Angle)			
		+veM	-veM	for +veM	for -veM	Ratio	Ratio			
Beam 1		19.766	13.372	39.817	26.607	1.000	0.006			
Beam 2		16.594	24.959	33.221	50.803	-0.052	0.999			

Shear Contributions for Beam Moment Capacities (Along the Axes of the Column Below)							
	Sum(T) Major	Sum(C) Major	Sum(C+T) Major	Sum(T) Minor	Sum(C) Minor	Sum(C+T) Minor	
Clockwise	2.654	39.816	42.470	0.000	33.430	33.430	
CounterClockwise	26.606	1.735	28.342	50.904	0.000	50.904	
Shear of Top Column for Beam Moment Capacities (About and/or Along Axes of the Column Below)							
	SumBeamCap Major	VuTop Major	SumBeamCap Minor	VuTop Minor			
Clockwise	21.069	0.000	16.697	0.000			
CounterClockwise	14.238	0.000	25.010	0.000			
Joint Confinement (Front face in major direction has +ve 33 coordinates)							
	Major Front	Major Back	Minor Front	Minor Back			
	No	No	No	No			
Joint Shear Capacity							
	Joint Width	Column Depth	Joint Allow.Shear Area	phi*vc	Capacity phi*Uc		
Major	0.900	0.900	0.810	452.562	366.575		
Minor	0.900	0.900	0.810	452.562	366.575		

Figura 5.21: Diseño de nudos en ETABS.

Fuente: ETABS.

5.3 LOSAS.

Previamente definidas las losas como alivianadas y de un espesor de 25cm se consideró hacer distintos modelos en ETABS y SAFE para obtener los momentos que se generaban por las cargas muertas y vivas, pero debido a la forma muy irregular de las losas del proyecto se tomó como mejor opción diseñarlas con el Método para Losas Bidireccionales del Ing. Msc. Marcelo Romo. Es importante mencionar que este método funciona para losas ortogonales; pero para fines prácticos se ajustó los resultados de este método a las losas del presente proyecto porque los aceros que demandaron los nervios por medio del cálculo fueron los mínimos. El método diseña los nervios como vigas “T” en donde se chequean los aceros por medio de ecuaciones recomendadas por el ACI318-99. En la figura 5.22 se presenta la viga “T” con sus respectivas dimensiones.

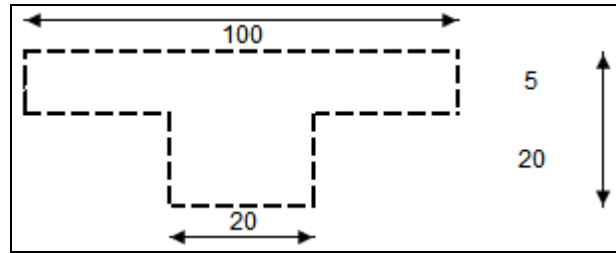


Figura 5.22: Dimensiones en cm de la viga “T” para el cálculo de nervios.
Fuente: Autor 2007.

No se pone a conocimiento el método porque claramente se lo puede revisar en la bibliografía, pero se presenta las ecuaciones utilizadas para el chequeo de los aceros mínimos superiores e inferiores.

5.3.1 Chequeo de aceros superiores.

El chequeo se lo hizo mediante la siguiente metodología:

1. Se calcularon tres valores de aceros dados por las ecuaciones 5.27, 5.28 y 5.29.

$$A_s = \frac{1.6 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (5.27)$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (5.28)$$

$$A_s = \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (5.29)$$

En donde:

b_w = Ancho del alma de la viga “T” igual a 20 cm.

d = Distancia de la cara inferior de la viga, al eje de los aceros superiores igual 22.3 cm.

b = Distancia horizontal de las alas igual a 100 cm.

2. Se escogió el máximo valor entre la ecuación 5.27 y la ecuación 5.28 para luego escoger el menor valor entre ese resultado y el de la ecuación 5.29.
3. En función de las dimensiones de la figura 5.14 se realiza el cálculo en la siguiente tabla.

Tabla 5.14: Cálculo de aceros superiores.

As min sup1 (Ec 5.22) =	7.11	cm ²
As min sup2 (Ec 5.23) =	2.84	cm ²
As min sup3 (Ec 5.24) =	1.49	cm ²
As min sup definitivo =	2.84	cm ²

4. Considerando que los nervios tienen una dimensión horizontal igual a 10 cm. se divide el As mínimo superior definitivo para 2, es decir, se divide 2.84 cm² para 2, obteniendo 1.42 cm² lo que equivale a una varilla de 14 mm.

5.3.2 Chequeo de aceros inferiores.

El chequeo se lo hizo mediante la siguiente metodología.

1. Se calcularon dos valores de aceros dados por las ecuaciones 5.30 y 5.31.

$$As^+_{\min 1} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{fy} \cdot bw \cdot d \quad (5.30)$$

$$As^+_{\min 2} = \frac{14}{fy} \cdot bw \cdot d \quad (5.31)$$

En donde:

bw = Ancho del alma de la viga “T” igual a 20 cm.

d = Distancia de la cara inferior de la viga, al eje de los aceros superiores igual 22.3 cm.

b = Distancia de la parte superior de la viga “T” igual a 100 cm.

2. Se escogió el mayor valor de las dos ecuaciones.
3. En función de las dimensiones de la figura 5.15 se realiza el cálculo en la siguiente tabla.

Tabla 5.15: Cálculo de aceros inferiores.

As min inf1 (Ec. 5.25) =	1.42	cm ²
As min inf2 (Ec. 5.26) =	1.49	cm ²
As min inf definitivo =	1.49	cm ²

4. Considerando que los nervios tienen una dimensión horizontal igual a 10 cm. se divide el As mínimo inferior definitivo para 2, es decir, se divide 1.49 cm² para 2, obteniendo 0.74 cm² lo que equivale a una varilla de 10 mm. Pero por seguridad se coloca una varilla de 12mm.
5. Considerando la eventual formación de rótulas plásticas se realiza el siguiente cálculo para verificar el acero mínimo inferior. Los datos se los presenta en la tabla 5.16.

Tabla 5.16: Datos para el cálculo de rótulas plásticas.

C. muerta =	0.721	T/m ²
C. viva =	0.3	T/m ²
1CM + 1CV =	1.021	T/m ²
Momento =	1.15	T-m

En donde:

CM + CV: Combinación utilizada para el cálculo de rótulas plásticas.

Momento: Tomando en cuenta la formación de rótulas plásticas. El momento en el centro del vano es igual $WL^2/8$. La longitud considerada es de 3 m.

Se calcula el A_s en la tabla 5.17 tomando en cuenta los datos de la figura 5.19.

Tabla 5.17: Cálculo del acero en el centro del vano d.

$M_u(T-m)$	b(cm)	d(cm)	ρ	A_s	$A_s \text{ min}$
1.150	100	22.3	0.00061512	1.372	1.487

El acero obtenido es igual a 1.49 cm^2 , dividiendo a este valor para 2 porque la separación del inter eje de los nervios es igual a 50cm se obtiene 0.74 cm^2 , lo que equivale a una varilla de 10 mm.

CAPÍTULO 6

TEMA DE INVESTIGACIÓN.

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL BLOQUE CENTRAL DEL NUEVO AUDITORIO DE LA ESPE UTILIZANDO VARIOS MODELOS PARA EL CÁLCULO DE ZAPATAS AISLADAS.

Ing.M.Sc. Pablo Caiza Sánchez, Egdo. Santiago Piedra

RESUMEN

Continuando con el artículo de Mitos en el Análisis de Cimentaciones publicado por el Ingeniero Pablo Caiza Sánchez y el Myr. Alex Vinueza de la Escuela Politécnica del Ejército, se presenta un ejercicio práctico sobre la modelación de giros en zapatas. Para el ejercicio se utiliza la estructura del bloque central del Nuevo Auditorio de la Escuela Politécnica del Ejército. Se utilizan diferentes modelos: el primero con base empotrada, el segundo con la zapata a 2 metros por debajo del suelo incluyendo resortes, el tercero igual al segundo modelo pero con restricciones a nivel de cadenas y el cuarto igual al segundo modelo pero con cadenas de gran peralte y gran inercia.

6.4 INTRODUCCIÓN.

En el artículo anteriormente publicado por el Ingeniero Pablo Caiza Sánchez y el Myr. Alex Vinueza de la Escuela Politécnica del Ejército, se propusieron varios

modelos para visualizar el comportamiento real de las zapatas; en la presente investigación se presenta un ejercicio práctico con la utilización de los modelos propuestos por la investigación.

El primer modelo utilizado para el análisis de zapatas aisladas es el de empotramiento perfecto a nivel de suelo de las columnas, en donde las cadenas junto con la extensión de la columna hasta la zapata y el suelo confinado alrededor de éste, forman un empotramiento; obsérvese la Figura 6.1

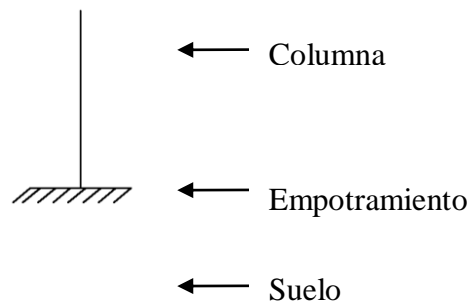
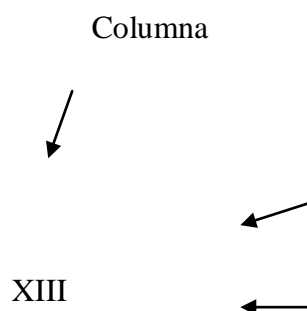


Figura 6.1: Esquema general de un empotramiento para modelar zapatas aisladas.

Fuente: Autor 2007.

En el diseño de cualquier estructura se utiliza el empotramiento perfecto para modelar una estructura, en donde los giros y desplazamientos son restringidos en su totalidad a nivel del suelo con el objetivo de que no exista redistribución de momentos en columnas y vigas. A diferencia del modelo planteado para el diseño, en la realidad se tienen otros factores que inciden en dicha condición, véase la Figura 6.2.



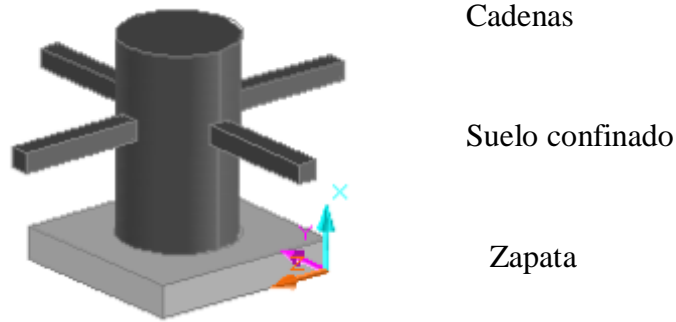


Figura 6.2: Esquema real de la cimentación con zapatas aisladas.
Fuente: Autor 2007.

Nótese en la figura 6.2 que la columna se extiende (dependiendo del estudio de suelos) hasta 1 o 2 metros de profundidad, es decir, el modelo planteado en la figura 1 no es real porque existen cadenas y porque la zapata no está a nivel del suelo sino mas profunda. Además que en el caso de un sismo las zapatas sufrirán rotaciones. Entonces se plantea la siguiente pregunta: constructivamente las cadenas y la extensión de la columna dan la condición de empotramiento, ¿en que porcentaje influyen estos factores en la distribución de esfuerzos generados en el suelo y en el dimensionamiento de las zapatas aisladas? En el presente capítulo se intenta mostrar porcentajes y valores claros para obtener conclusiones al problema planteado con la aplicación práctica del bloque central del Nuevo Auditorio de la ESPE.

Como se mencionó para el primer modelo se tiene un empotramiento al nivel del suelo, ver la Figura 6.1. Para obtener valores y porcentajes para comparar dicha condición se realiza un segundo modelo; en donde se extiende la columna 2 metros por debajo del suelo, se introducen cadenas de 35x35cm al nivel del suelo y resortes al nivel de la zapata. Las fórmulas 6.1 y 6.2 sirven para modelar los resortes.

$$k_v = S_z * A \quad (6.1)$$

$$K\theta = S\theta * I_o \quad (6.2)$$

Donde k_v es la constante del resorte vertical, S_z es el coeficiente de balasto, K_θ es la constante del resorte para giro, A es el área de la cimentación, I_o es el momento inercia en planta de la zapata y S_θ es un coeficiente que se calcula con la siguiente ecuación 6.3.

$$S_\theta = 2S_z \tag{6.3}$$

Se observa que este tipo de coeficiente sólo toma en cuenta el tipo de suelo y no la geometría de la cimentación, por ejemplo el beneficioso efecto confinante por profundidad de cimentación.

Los valores recomendados de la tabla 6.1 para el coeficiente de balasto, redondeados, son los siguientes:

Tabla 6.1: Valores recomendados para el módulo de balasto.

Tipo de suelo	Esfuerzos estáticos admisibles σ (T/m ²)	S_z (T/m ³)	$S_z=f(\sigma)$ (T/m ³)
Blando	< 15	-3000	200* σ
Medio	15-35	3000-5000	100* σ +1500
Duro	35-50	5000-10000	333* σ +6667
Roca	50-	10000	

Las restricciones planteadas para el modelo 2 mostrado en la figura 6.3 a nivel de la zapata son: desplazamientos en dirección X, Y y Z y los giros alrededor del eje Z. Esto es, para modelar rotaciones alrededor del eje X y Y; en donde, alrededor de estos ejes se introducen los valores calculados por la fórmula 6.2, es decir, el valor de los resortes.

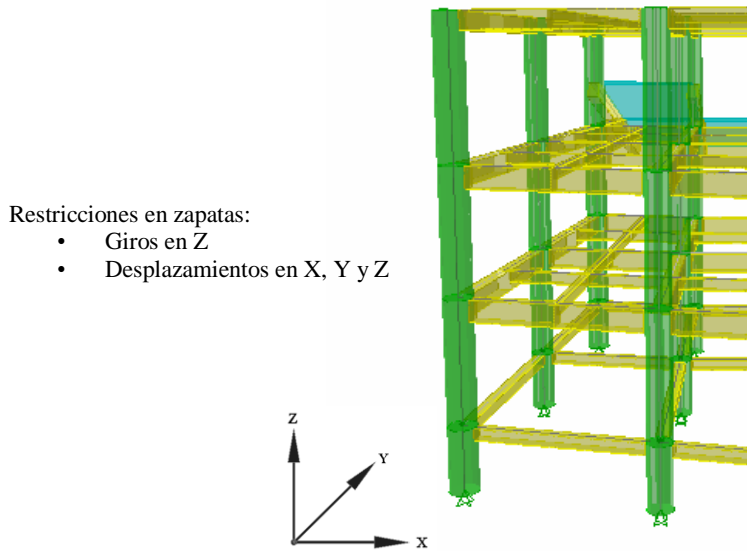


Figura 6.3: Modelo 2.

Fuente: ETABS.

Para el tercer modelo mostrado en la figura 6.4 se tiene las mismas condiciones que en el modelo 2, pero en este caso se restringen los puntos donde concurren las cadenas. Las restricciones se las describe en la figura 6.4.

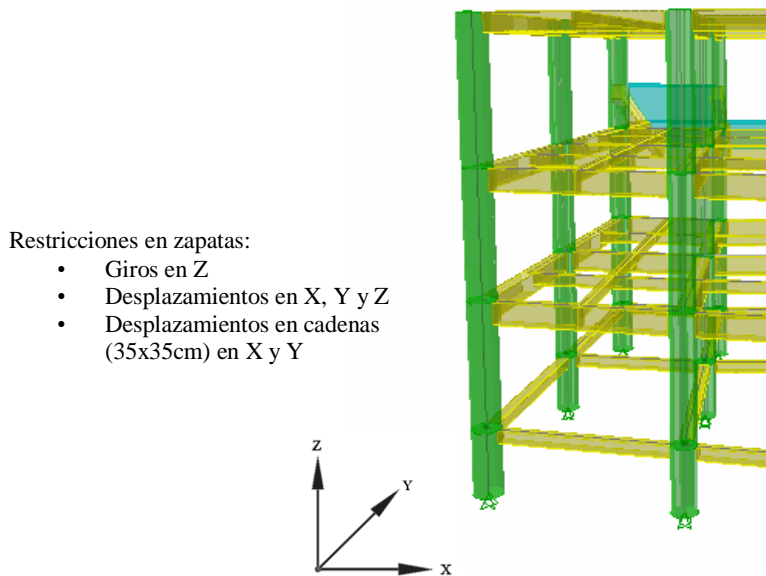


Figura 6.4: Modelo 3.

Fuente: ETABS.

Las restricciones planteadas para este modelo son los desplazamientos en el sentido X y Y, intentando modelar lo que en la realidad representaría el confinamiento

del suelo hacia las cadenas, y en definitiva para toda la cimentación. Otra explicación para introducir dichas restricciones a este modelo es que en el modelo 2 existirían derivas de piso a nivel de las cadenas, resultado que no se ajusta en su totalidad a la realidad porque en el caso de un sismo los desplazamientos a nivel de cadenas son muy pequeños. Pero para este modelo se restringe en su totalidad dichos desplazamientos.

Continuando con los modelos planteados para esta investigación se tiene el cuarto y último modelo. En este modelo se tienen las mismas condiciones que en el modelo 2, es decir, se introducen resortes y restricciones a nivel de zapata; pero a diferencia del modelo 2 y 3 las secciones de las cadenas son mayores. Para el modelo 2 y 3 las cadenas tienen una sección de 35x35cm mientras que para la presente aplicación la sección se la cambia a una de 30x50cm, en este modelo no se introduce ninguna restricción a nivel de cadenas.

6.5 MÉTODOS Y MATERIALES

La metodología utilizada para obtener las reacciones y momentos de la cimentación para los cuatro modelos es la siguiente:

1. Definidas todas las cargas y geometría de la superestructura, se obtiene las reacciones por carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y. En donde los signos para carga muerta y viva, arrojados por el programa no son manipulados; mientras que los signos del sismo X y Y sí, para proponer la eventualidad del sismo afectando a la estructura en sentido positivo o negativo; esto se lo hace obteniendo el máximo (negativo o positivo) valor

de los momentos y reacciones de la carga muerta y viva, y sumando a estos valores (negativo o positivo, dependiendo del resultado) las reacciones y momentos obtenidos por el sismo.

2. Se predimensionan las áreas de las zapatas con la ecuación 6.4.

$$A = \frac{1.2 * (P_{muerta} + P_{viva})}{q_a} \quad (6.4)$$

Si con esta área obtenida los esfuerzos generados son menores que el esfuerzo admisible del suelo (q_a), entonces el primer chequeo de esfuerzos por carga vertical está completo, sino, mediante varias iteraciones se incrementan las áreas de la zapata hasta que los esfuerzos generados no sean mayores al esfuerzo admisible del suelo.

3. Puesto que todas las áreas son diferentes se encuentra y se propone, en función del área, tres tipos de plintos para toda la estructura.
4. Se hace el mismo chequeo del literal 2 pero incluyendo las reacciones y momentos generados por el sismo X y Y. Con la diferencia que se incrementa el esfuerzo admisible del suelo en un 33% debido a que las reacciones y momentos generados por el sismo son momentáneos.
5. Para el cálculo de la superestructura se utilizó el código ACI318-99, por lo que la mayoración de cargas para la obtención del peralte del plinto se lo hace con la combinación de la fórmula 6.5.

$$0.75(1.4CM + 1.7CV \pm 1.87S) \quad (6.5)$$

6. Con los esfuerzos críticos generados por la combinación de la fórmula 6.5 se obtienen los peraltes de todos los plintos por corte unidireccional.
7. Se comprueba los peraltes de todos los plintos por corte bidireccional.
8. Con las áreas de todos los plintos y peraltes definidos se obtiene los valores de los resortes para cada zapata.

Para el modelo 2 se utilizó toda la metodología mencionada, mientras que para el modelo 1, 3 y 4 no. Para el caso del modelo 1 no se plantean resortes, entonces no se efectuó el paso 8, y para los modelos 3 y 4 se utilizaron los mismos valores de los resortes del modelo 2 porque durante la investigación se observó que el cambio de áreas de las zapatas alteraban el valor matemático de los resortes, pero alteraban en porcentajes muy bajos. Las diferencias entre los modelos son las restricciones propuestas con anterioridad.

En el literal 3 se menciona que acorde con las diferentes áreas de todos los plintos se proponen tres tipos de zapatas distribuidas a lo largo de toda el área de cimentación de la estructura. Si bien es cierto que el promedio de áreas para obtener un plinto tipo esconde las características individuales de cada uno de ellos, es válido obtener plintos tipo para poder comparar porcentajes y valores entre los diferentes modelos y de esa forma cuantificar los resultados. Para los cuatro modelos se establece la misma distribución de tipos de zapata porque por lo general se intenta normalizar secciones en dimensión y peralte y se lo puede observar en la figura 6.7.

La estructura irregular del bloque central del Nuevo Auditorio de la ESPE mostrada en la figura 6.5 genera la disposición de zapatas indicada en la figura 6.6 en donde se

presenta la ubicación de los plintos con su respectiva numeración generada por el ETABS.

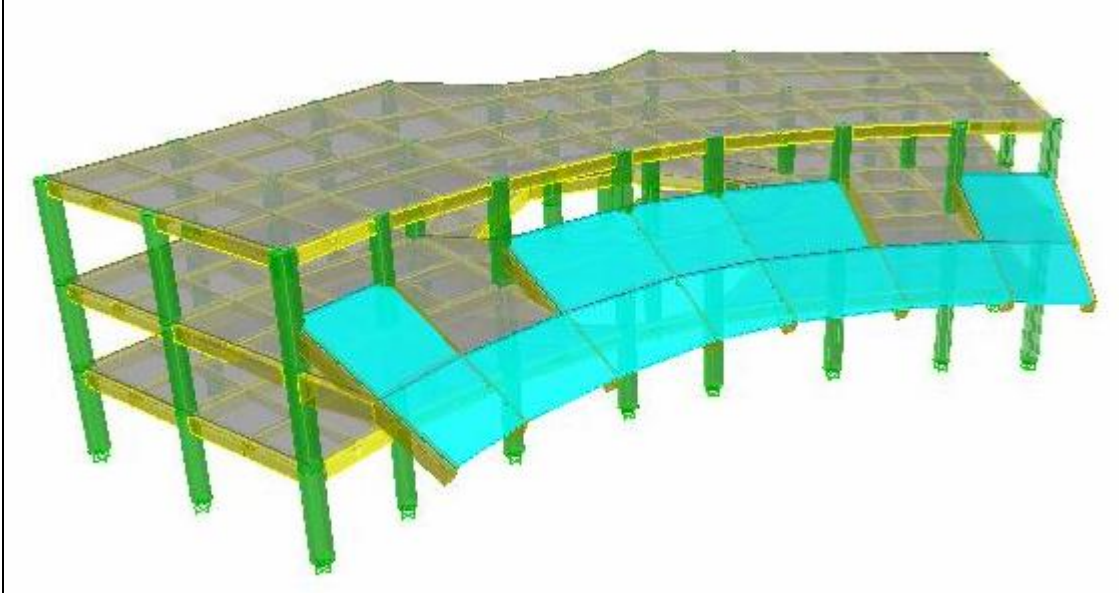


Figura 6.5: Esquema de vigas y columnas del bloque central del Nuevo Auditorio de la ESPE.
Fuente: Modelo Matemático ETABS.

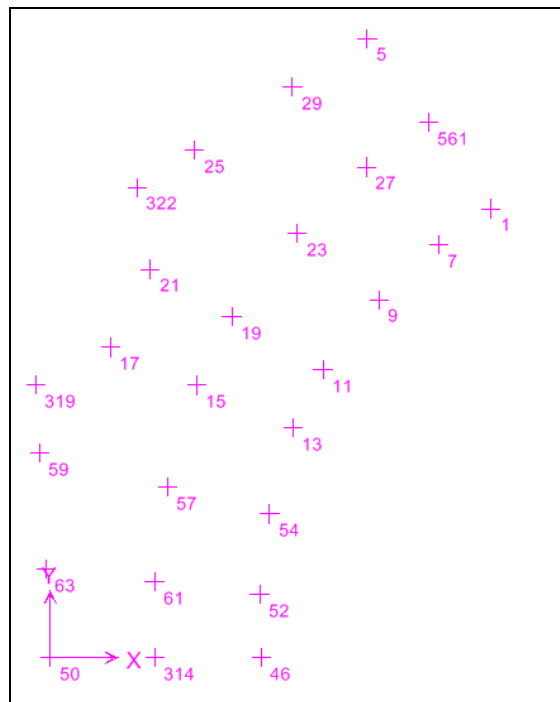


Figura 6.6: Ubicación y numeración de las zapatas.
Fuente: Modelo Matemático ETABS.

Se presentan las zapatas tipo en la figura 6.6 para los cuatro modelos generados, los puntos negros, azules y rojos representan los tres tipos de zapatas utilizadas.

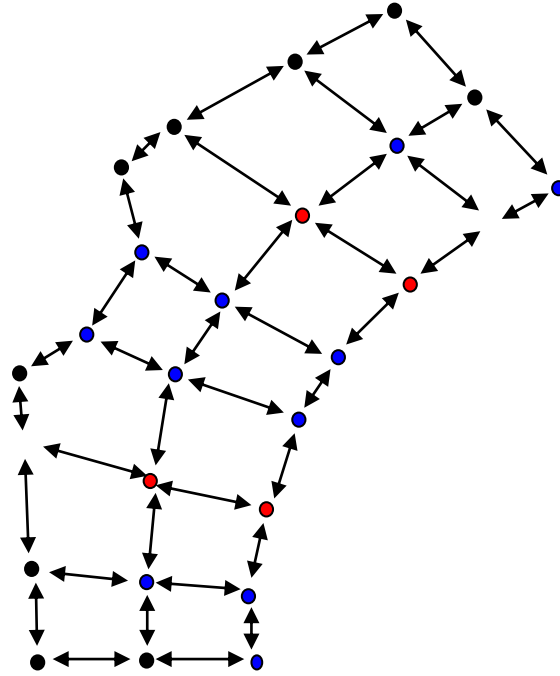


Figura 6.7: Tipos de plintos del bloque central del nuevo auditorio de la ESPE.
Fuente: Autor 2007.

Finalmente se indica que el programa usado para los modelos es ETABS v 9.0.9.

6.6 RESULTADOS

Para los cuatro modelos se presentan las tablas 6.2, 6.3, 6.4 y 6.5 donde se muestran las reacciones y momentos.

Tabla 6.2: Reacciones y momentos generados por el modelo 1.

Pto	CARGA MUERTA			CARGA VIVA			CARGA SISMO		
	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy
1	95.21	-6.59	-7.95	27.51	-3.24	-3.42	36.68	-53.19	-52.00
5	52.71	1.65	-5.97	6.69	-0.09	-3.15	19.1	51.40	-49.41
7	118.59	-7.66	-8.80	36.73	-3.59	-3.77	23.47	-40.24	-39.77
9	148.91	-8.13	-9.37	47.47	-3.68	-3.76	21.59	-58.63	-56.85
11	118.08	-1.04	2.22	34.32	0.61	1.78	8.61	-57.73	49.33
13	118.49	4.07	0.31	34.63	2.22	1.43	9.09	57.91	49.51
15	92.94	-1.93	-11.33	14.46	-1.58	-4.64	10.42	-58.57	-57.73
17	103.43	0.25	-1.05	16.36	-0.46	-1.74	10.9	51.70	-58.68
19	92.61	-7.78	-8.50	14.40	-2.98	-4.13	13.84	-57.83	-57.85
21	103.36	0.01	-1.48	16.31	-0.84	-2.03	8.79	55.79	-53.41
23	190.70	3.49	-4.11	35.60	1.78	-1.45	12.9	61.50	-59.62
25	89.81	4.85	3.91	16.48	1.90	0.81	19.67	34.43	38.49
27	136.10	0.49	-5.53	27.87	0.28	-2.45	11.41	42.79	-41.05
29	82.64	4.55	-1.98	12.70	1.37	-1.35	20.84	36.89	-37.75
46	94.92	-3.25	-9.54	27.29	-1.18	-4.20	34.41	-54.88	-51.88
50	52.60	-7.57	-1.42	6.63	-3.42	-1.34	16.95	-48.99	-52.77
52	118.84	-2.97	-12.20	36.82	-1.06	-5.62	20.91	-41.18	-38.93
54	148.82	-2.90	-12.56	47.32	-0.89	-5.61	27.36	-58.56	-57.06
57	190.19	-5.09	-0.69	35.61	-2.29	-0.19	13.27	-55.33	-64.82
59	89.85	0.22	5.06	16.52	-0.49	1.15	14.65	37.00	36.05
61	135.90	-4.89	-2.57	27.95	-2.17	-1.12	10.93	-37.43	-46.03
63	82.48	-5.35	3.05	12.59	-2.44	0.47	23.55	-35.50	38.68
314	75.52	-5.19	-2.18	13.82	-2.14	-1.12	28.21	-34.15	-38.24
319	53.06	0.53	5.71	4.20	-0.07	1.17	22.79	35.30	33.64
322	52.69	4.89	4.20	4.09	1.22	0.73	28.27	34.20	33.63
561	75.35	0.80	-5.61	13.77	0.04	-2.59	21.1	37.49	-34.50

Tabla 6.3: Reacciones y momentos generados por el modelo 2

Pto	CARGA MUERTA			CARGA VIVA			CARGA SISMO		
	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy
1	100.55	-2.56	-3.39	27.80	-1.37	-1.56	47.52	-65.00	-62.13
5	57.84	0.02	-2.38	6.69	-0.25	-1.26	25.29	-50.62	-49.69
7	123.01	-2.63	-3.00	36.52	-1.34	-1.38	30.00	-51.77	-49.43
9	154.88	-2.83	-3.61	47.53	-1.31	-1.58	27.29	-80.63	-77.83
11	123.90	-1.02	-2.03	34.36	-0.40	-0.91	11.15	-64.75	-61.03
13	124.35	-0.65	-2.20	34.68	-0.24	-0.97	11.98	-64.00	-62.05
15	99.67	-1.07	-1.61	14.35	-0.55	-0.81	15.49	-63.51	-64.53
17	108.91	-0.69	-0.48	16.15	-0.42	-0.63	16.24	-61.74	-65.47
19	99.43	-0.55	-1.93	14.30	-0.31	-0.99	20.11	-64.70	-63.10
21	108.86	0.53	-1.22	16.12	-0.07	-0.90	12.46	63.54	-63.43
23	202.82	0.67	-3.11	36.30	0.20	-1.39	14.84	80.38	-79.18
25	94.86	0.96	0.14	16.16	0.39	-0.23	25.60	39.60	-40.85
27	141.98	-0.44	-3.41	27.82	-0.43	-1.65	14.37	-51.60	-49.87
29	88.16	0.09	-1.49	12.61	-0.18	-0.88	26.57	-41.88	-41.70
46	100.29	-1.32	-3.70	27.61	-0.50	-1.75	44.72	-63.27	-64.31
50	57.64	-2.53	-1.01	6.58	-1.18	-0.70	22.36	-48.88	-51.28
52	123.29	-0.86	-3.92	36.62	-0.31	-1.94	26.65	-48.68	-52.40
54	154.75	-1.14	-5.30	47.36	-0.42	-2.55	35.17	-79.50	-79.73
57	202.48	-2.96	-2.15	36.36	-1.30	-1.20	17.02	-77.80	-81.86
59	94.90	-0.68	0.45	16.21	-0.53	-0.11	19.17	-39.91	40.75
61	141.83	-2.48	-2.23	27.92	-1.07	-1.29	13.75	-47.58	-53.24
63	87.98	-1.65	-0.52	12.49	-0.82	-0.55	30.26	-39.89	-43.27
314	81.12	-2.11	-1.51	13.96	-0.90	-0.81	35.99	-38.33	-41.02
319	57.05	-0.12	0.84	3.92	-0.29	-0.11	29.99	-39.73	40.67
322	56.62	0.95	0.77	3.79	0.14	-0.13	37.19	39.36	40.54
561	80.97	-0.20	-2.75	13.90	-0.27	-1.32	27.11	-40.65	-38.84

Tabla 6.4: Reacciones y momentos generados por el modelo 3.

Pto	CARGA MUERTA			CARGA VIVA			CARGA SISMO		
	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy
1	100.35	0.83	0.99	27.67	0.47	0.51	38.94	9.27	8.93
5	57.92	0.03	0.68	6.72	0.04	0.37	20.56	6.72	6.44
7	123.05	1.19	1.34	36.53	0.62	0.67	24.68	8.75	8.49
9	154.67	1.21	1.39	47.39	0.62	0.66	22.59	12.64	12.18
11	123.91	0.02	-0.34	34.37	-0.07	-0.20	9.02	-9.73	-8.55
13	124.31	-0.52	-0.15	34.67	-0.27	-0.15	9.68	-9.70	-8.60
15	99.37	0.41	1.47	14.20	0.25	0.62	11.49	9.79	9.69
17	108.99	0.03	0.30	16.22	0.10	0.29	12.09	8.88	9.85
19	99.14	0.93	1.23	14.16	0.37	0.58	14.92	9.73	9.69
21	108.94	0.10	0.34	16.18	0.13	0.33	9.49	9.39	9.23
23	202.79	-0.57	1.18	36.32	-0.26	0.46	12.41	-13.20	12.89
25	94.97	-0.52	-0.14	16.23	-0.22	-0.06	21.00	-6.07	-6.55
27	141.83	0.03	0.93	27.77	-0.01	0.46	11.92	9.14	8.68
29	88.33	-0.38	0.39	12.70	-0.15	0.23	22.04	-6.46	6.48
46	100.06	0.38	1.18	27.46	0.17	0.62	36.48	9.33	9.03
50	57.78	0.70	0.34	6.65	0.37	0.19	18.21	6.35	6.87
52	123.31	0.42	1.87	36.63	0.19	0.97	22.12	8.70	8.52
54	154.57	0.40	1.91	47.24	0.16	0.97	28.87	12.49	12.38
57	202.41	1.29	0.46	36.37	0.53	0.21	13.53	12.14	13.81
59	94.99	0.21	-0.33	16.27	0.09	-0.09	15.79	6.28	-6.37
61	141.64	0.74	0.51	27.86	0.37	0.25	11.38	8.06	9.67
63	88.17	0.68	-0.15	12.59	0.35	-0.01	25.02	6.12	-6.73
314	81.09	0.62	0.38	13.93	0.30	0.21	29.78	6.00	6.61
319	57.49	0.04	-0.57	4.12	0.06	-0.09	24.65	6.10	-6.05
322	57.12	-0.57	-0.36	4.01	-0.14	-0.02	30.39	-6.00	-6.04
561	80.94	0.00	0.75	13.87	0.02	0.40	22.32	6.55	6.03

Tabla 6.5: Reacciones y momentos generados por el modelo 4.

Pto	CARGA MUERTA			CARGA VIVA			CARGA SISMO		
	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy
1	101.25	-2.20	-2.82	27.94	-1.18	-1.28	50.69	-51.55	-49.00
5	58.36	0.06	-1.96	6.72	-0.20	-1.05	26.93	-39.73	-38.76
7	123.59	-2.24	-2.54	36.53	-1.14	-1.15	30.61	-41.87	-40.39
9	155.53	-2.36	-2.90	47.53	-1.07	-1.23	26.72	-64.36	-62.53
11	124.63	-0.83	-1.67	34.42	-0.32	-0.74	11.70	-51.16	-48.97
13	125.03	-0.51	-1.81	34.72	-0.18	-0.78	14.02	-50.50	-49.93
15	100.49	-0.81	-1.04	14.34	-0.42	-0.54	14.28	-49.88	-52.26
17	109.34	-0.48	-0.14	16.09	-0.29	-0.42	15.74	-47.69	-52.86
19	100.26	-0.25	-1.39	14.30	-0.17	-0.73	19.33	-50.96	-50.94
21	109.29	0.66	-0.85	16.07	0.02	-0.67	12.19	49.80	-50.51
23	203.58	0.71	-2.55	36.22	0.24	-1.12	15.22	64.04	-63.59
25	95.56	0.87	0.27	16.17	0.38	-0.16	26.29	31.15	33.08
27	142.56	-0.33	-3.08	27.70	-0.37	-1.48	15.03	-41.96	-40.68
29	88.76	0.07	-1.26	12.55	-0.16	-0.76	27.59	-33.16	-33.41
46	100.98	-1.05	-3.06	27.74	-0.37	-1.43	47.37	-49.06	-52.03
50	58.22	-2.17	-0.74	6.64	-1.02	-0.54	23.80	-37.23	-41.26
52	123.85	-0.72	-3.31	36.62	-0.24	-1.63	26.80	-39.52	-42.76
54	155.39	-0.85	-4.48	47.36	-0.28	-2.13	34.96	-62.55	-64.94
57	203.23	-2.53	-1.76	36.28	-1.11	-0.99	16.92	-60.64	-66.99
59	95.59	-0.53	0.48	16.21	-0.47	-0.06	19.35	-31.30	33.02
61	142.39	-2.28	-1.96	27.79	-0.97	-1.14	14.25	-37.89	-44.26
63	88.56	-1.44	-0.43	12.42	-0.71	-0.48	31.04	-31.21	-35.11
314	81.98	-1.88	-1.28	14.05	-0.79	-0.69	37.63	-29.59	-34.14
319	57.47	-0.05	0.86	3.91	-0.23	-0.04	32.10	-30.65	32.69
322	57.09	0.91	0.83	3.79	0.16	-0.05	39.76	30.87	32.00
561	81.83	-0.15	-2.44	14.00	-0.24	-1.16	28.78	-32.85	-30.93

Mediante la metodología propuesta para determinar áreas y peraltes de plintos se presentan los datos en las tablas 6.6, 6.7, 6.8 y 6.9

Tabla 6.6: Áreas y peraltes de las zapatas del modelo 1

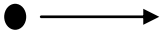
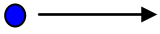
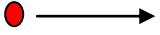
MODELO 1	
	A= 3.0m x 3.0m H= 0.50m
	A= 3.4m x 3.4m H= 0.60m
	A= 3.9m x 3.9m H= 0.60m

Tabla 6.7: Áreas y peraltes de las zapatas del modelo 2

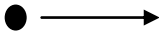
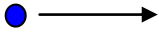

MODELO 2	
	A= 3.2m x 3.2m H= 0.5m
	A= 3.5m x 3.5m H= 0.6m
	A= 4.0m x 4.0m H= 0.65m

Tabla 6.8: Áreas y peraltes de las zapatas del modelo 3


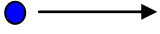
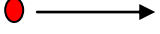
MODELO 3	
	A= 3.0m x 3.0m H= 0.45m
	A= 3.4m x 3.4m H= 0.50m
	A= 3.9m x 3.9m H= 0.55m

Tabla 6.9: Áreas y peraltes de las zapatas del modelo 4

MODELO 4

● →	A= 3.0m x 3.0m H= 0.50m
● →	A= 3.4m x 3.4m H= 0.60m
● →	A= 3.9m x 3.9m H= 0.65m

Las tablas 6.6, 6.7, 6.8 y 6.9 muestran los resultados geométricos de los cuatro modelos, en donde se observa una variación numérica de resultados, que en la práctica constructiva no tienen mayor incidencia.

Finalmente se escogió el punto 1 de las tablas 6.6, 6.7, 6.8 y 6.9 para comparar resultados. En la tabla 6.10 se muestran las reacciones de los cuatro modelos en el punto 1.

Tabla 6.10: Resultados de reacciones en el punto 1.

Modelo	CARGA MUERTA			CARGA VIVA			CARGA SISMO		
	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy	P	Mxx	Myy
1	95.21	-6.59	-7.95	27.51	-3.24	-3.42	36.68	-53.19	-52.00
2	100.55	-2.56	-3.39	27.80	-1.37	-1.56	47.52	-65.00	-62.13
3	100.35	0.83	0.99	27.67	0.47	0.51	38.94	9.27	8.93
4	101.25	-2.20	-2.82	27.94	-1.18	-1.28	50.69	-51.55	-49.00

En la tabla 6.10 se puede observar que las reacciones por carga vertical (P) se incrementan en los modelos 2, 3 y 4 porque al extender la columna se incrementó el peso y por consiguiente la masa de la estructura.

En los modelos 2, 3 y 4 se redujeron los momentos para carga muerta, viva y sismo. Por ejemplo se observa que la reacción Mxx por carga muerta en el modelo 2 tiene un decremento de 2.57 veces de la reacción Mxx por carga muerta del modelo 1. Debido a que este decremento ocurre en los tres modelos y en los tres estados de carga (CM, CV y S), a excepción del modelo 2, se pensaba que el decremento de momentos se iba a traducir en una reducción significativa en la sección de la cimentación. No se cumplió la hipótesis porque para la presente estructura las reacciones por carga axial

son los que determinan las dimensiones de las zapatas, mientras que los momentos de cualquier modelo y de cualquier estado de carga, tienen una baja incidencia matemática en fórmula utilizada para el cálculo de dimensionamiento de plintos. Esta misma conclusión se aplica para todos los puntos de la cimentación.

CAPÍTULO 7

PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

RESUMEN.

En el presente capítulo se presentan las especificaciones técnicas de los materiales que se utilizaron en el proyecto como también la elaboración del presupuesto.

7.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

7.1.1 Generalidades.

Los diseños correspondientes se presentan en los planos estructurales especialmente preparados para el proyecto y cuya lista consta en la Memoria Técnica.

La construcción de las obras de hormigón se ejecutarán, en general, con sometimiento a las normas y especificaciones adoptadas por el Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN, y que constan en los documentos técnicos más recientes por él emitidos.

En ausencia de normas INEN, se adoptarán las normas vigentes del American Concrete Institute (ACI 318-95) o las pertinentes del American Society for Testing and Materials (ASTM).

Ciertas normas y especificaciones técnicas particulares han sido incluidas en los planos estructurales, por lo cual el Constructor deberá tomarlas en cuenta durante la ejecución de los trabajos.

El Constructor deberá, adicionalmente, consultar otros planos e información técnica que tenga relación con este proyecto con el objeto de garantizar que no exista conflicto entre el diseño estructural y otras exigencias constructivas o de instalación. Se recomienda, de manera especial, verificar todas las dimensiones en el proyecto arquitectónico.

En caso de existir conflicto con la parte estructural, deberá consultarse con el Ingeniero Estructural a objeto de encontrar la solución más apropiada o el rediseño estructural, cuando fuera necesario.

La Dirección Técnica de la obra será quien interprete estas Especificaciones, las modifique cuando el caso y las circunstancias lo requieran o las complemente en caso de insuficiencia o defecto. Por lo tanto, el Constructor deberá recurrir oportunamente a la Dirección Técnica con el objeto de proponer cambios, aclaraciones o mejoras a las Especificaciones aquí consignadas.

La Dirección Técnica aprobará cambios o modificaciones a estas Especificaciones con el asesoramiento del Ingeniero Estructural.

7.1.2 Composición del hormigón.

El hormigón consistirá de cemento Portland, agregados finos, agregados gruesos y agua mezclados de acuerdo con una proporción adecuada y amasados mecánicamente hasta producir una masa plástica cuyo grado de trabajabilidad esté de acuerdo al uso que se le dé.

El hormigón podrá incluir aditivos tales como reductores de aire, aceleradores de fraguado, hidrófugos y otros que el Constructor estime conveniente, previa la aprobación de la Dirección Técnica. Con relación al uso de aditivos, véase lo que se especifica en el párrafo siguiente. La norma que controlará el uso de aditivos será la ASTM C 494.

7.1.3. Diseño de los hormigones.

Para la construcción de la obra estructural se utilizarán los siguientes tipos de hormigones:

- Hormigón simple para replantillos y hormigón ciclópeo (muros menores y recalces) con una resistencia cilíndrica a la compresión a los 28 días de 140 kg/cm^2 .
- Hormigón estructural para obras de cimentación, plintos, cadenas, vigas, columnas, losas, gradas, etc., con una resistencia cilíndrica característica a la compresión a los 28 días de 280 kg/cm^2 .

El Constructor deberá someter a la aprobación de la Dirección Técnica, a la iniciación de la construcción, los diseños de los hormigones especificados realizados con las muestras de los materiales a utilizarse en la obra los mismos que deberán ser ejecutados por un laboratorio especializado en la materia y con sujeción a las especificaciones que se señalan a continuación.

Los tamaños máximos del agregado grueso podrán limitarse según la tabla 7.1.

Tabla 7.1: Tamaño máximo del agregado grueso.

Elemento estructural	Tamaño máximo	
	cm.	pulg.
Plintos y columnas	5.08	2.00
Cadenas de amarre	3.81	1.5
Vigas	3.81	1.5
Nervaduras en losas	3.81	1.5

El asentamiento mínimo del hormigón, para todos los diseños, oscilará entre 2 y 3 pulgadas (5.00 a 7.50 centímetros) y no excederá de 5 pulgadas (12.70 centímetros).

En cuanto al asentamiento máximo se atenderá a las recomendaciones del laboratorio de materiales para los casos en que se use hormigón bombeado con o sin plastificantes.

Si el Constructor empleara aditivos para el hormigón tales como introductores de aire, acelerantes y retardadores del fraguado, hidrófugos, etc., deberá presentar a la Dirección Técnica pruebas de que tales sustancias no afectan a la resistencia futura del hormigón, por una parte y, por otra, deberá someter a su consideración los detalles del uso, proporciones y demás condiciones del fabricante.

Para el proceso de desencofrado, en caso de usarse aditivos, el Constructor deberá consultar con la Dirección Técnica el tiempo de inicio de esta actividad.

7.1.4. Materiales para hormigón.

El Constructor deberá usar, de ser posible, materiales provenientes de una sola fuente de abastecimiento para garantizar la constancia de las características de los materiales y la coloración del hormigón visto.

El Constructor, con el visto bueno de la Dirección Técnica, podrá utilizar en obra hormigón premezclado siempre y cuando haya certeza comprobada de que las características del mismo sean adecuadas para garantizar resistencia y trabajabilidad. La Dirección Técnica podrá ordenar el ensayo de cualquier material empleado en la fabricación del hormigón premezclado el mismo que será suministrado exclusivamente por un fabricante que tenga la certificación de que ha cumplido con los requisitos de control de calidad exigidos por el INEN.

a) Cemento: El cemento a utilizarse en el hormigón será Portland Tipo I (PM). Sus características serán controladas por la norma INEN 490:96.

Se almacenará en bodegas adecuadas y no estará en contacto con el suelo. El cemento deberá estar en óptimas condiciones físico-químicas para su utilización.

b) Agregado grueso: El agregado grueso será previamente calificado y aprobado por la Dirección Técnica a través de los resultados de los ensayos realizados por un laboratorio especializado. El tamaño máximo especificado para el agregado grueso gobierna el diseño del hormigón, por lo tanto, el Constructor deberá atender cuidadosamente este particular y se someterá a la norma ASTM C 33 (Tabla 7.2), que a continuación se detalla.

Tabla 7.2: Gradación en porcentaje pasando por peso.

Tamiz (mm)	Tamaño Máximo 5.08	Tamaño Máximo 3.81	Tamaño Máximo 1.91
63	100	-	-
50	95-100	100	-
38.10	-	95-100	-
25	35-70	-	100
19.0	-	35-70	90-100
12.5	10-30	-	-
9.5	-	10-30	20-55
4.75	0-5	5-5	0-10
2.36	-	-	0-5

El agregado grueso será procedente de piedra de cantera, triturada mecánicamente, con características que cumplan las normas pertinentes del INEN y la granulometría que indique el diseño.

La piedra deberá estar perfectamente limpia, libre de impurezas y saturada para su utilización.

c) Agregado fino: Será limpio, del tamaño y granulometría adecuados y previamente calificado y aprobado por la Dirección Técnica a través de los resultados de los ensayos realizados por un laboratorio especializado. Se someterá a la norma INEN 154.

Tabla 7.3: Gradación en porcentaje pasando por peso.

tamiz (mm)	porcentaje pasando
4.75	95 - 100
2.36	80 - 100
1.18	50 - 85
N. 30	25 - 60
N. 100	2 - 10

No más del 35% pasará a través de un tamiz estándar y quedará retenido en el siguiente tamiz menor.

El módulo de finura no debe ser menor que 2.6 ni mayor que 2.9.

Mucho cuidado se tendrá en la utilización de arena proveniente de minas no calificadas a fin de evitar sales y compuestos orgánicos nocivos.

d) Agua: Solamente podrá usarse agua potable, sin residuos de aceite, ácidos, sales, material orgánico y otras substancias perjudiciales.

7.1.5. Armadura de refuerzo.

El hierro que se use en la construcción de los elementos estructurales consistirá en varilla normal de construcción cuyas características mecánicas estén controladas por las normas INEN 102.

Se usarán varillas de construcción cuyo límite de fluencia sea de 4200 kg/cm².

El Constructor presentará oportunamente los resultados de los ensayos de resistencia del hierro de refuerzo y de acuerdo con la Dirección Técnica se fijará la frecuencia de las pruebas.

Todas las armaduras tendrán las dimensiones indicadas en los planos. Cuando se necesite realizar empalmes o traslapes, estos tendrán por lo menos cuarenta (45) veces el diámetro del hierro respectivo. En ningún caso se hará el empalme en la zona de máximo momento flector y se tratará de hacerlo en los puntos de inflexión.

En caso de utilizar soldadura para la unión de varillas, deberán cumplirse las especificaciones y recomendaciones del "Código de Soldadura de Acero de Refuerzo" (AWS D 1.4).

Si el Constructor decidiera utilizar soldadura para el empate de la armadura, deberá presentar pruebas de laboratorio que certifiquen su calidad y bondad.

Las armaduras deberán estar aseguradas firmemente en la posición señalada en los planos y deberán ser capaces de resistir los efectos de la vibración del hormigón.

Las varillas estarán completamente libres de cualquier capa o recubrimiento que pueda reducir o destruir la adherencia con el hormigón.

El doblado de los hierros deberá hacerse en frío.

Como armadura complementaria, en los sitios indicados en los planos, se colocará malla electrosoldada para control de fisuración y repartición de cargas. El tipo de malla se detalla en planos.

Se recomienda verificar las longitudes y las dimensiones de doblado de las planillas de hierro a fin de enmendar oportunamente cualquier error involuntario que se hubiese producido en la elaboración de dichas planillas.

Las marcas de hierro que figuran en los planos de columnas podrán ser cortadas y colocadas en obra de acuerdo con un criterio constructivo que el Constructor someterá a la consideración de la Dirección Técnica.

7.1.6. Dosificación, mezclado y colocación del hormigón.

Para la dosificación, mezclado y colocación del hormigón, el constructor se someterá a las normas INEN CEC 8-79 que figuran en los capítulos 4 y 5 del Código.

El diseño del hormigón, ejecutado en el laboratorio, especificará dosificación de materiales en peso. Sin embargo en la obra, el Constructor podrá utilizar dosificación volumétrica equivalente a la dosificación en peso, previa autorización de la Dirección Técnica y la verificación del laboratorio de materiales.

Especial cuidado se dará en la obra a la cantidad de agua, la misma que deberá controlarse constantemente mediante pruebas de asentamiento (slump) realizado de acuerdo con la norma ASTM C 143. Deberá tenerse muy en cuenta la humedad de los agregados. De preferencia se dispondrá de un sistema automático de dosificación de agua.

El hormigón se mezclará mecánicamente por un tiempo no menor a un minuto.

Una vez colocado en sitio, deberá ser compactado por medio de un vibrador mecánico. Tales máquinas deberán tener la velocidad de funcionamiento adecuada y estar en correcto estado de operación.

7.1.7. Control de dosificación, resistencia y trabajabilidad.

El Constructor someterá a la aprobación de la Dirección Técnica el sistema adoptado para la dosificación de los materiales. La Dirección Técnica dará su visto bueno para el uso de balanzas y pesas o medidas volumétricas. El Constructor deberá mantener el sistema de dosificación en perfecto estado.

Para el control de la resistencia del hormigón, el Constructor deberá mantener en el lugar de la construcción y por su propia cuenta, moldes metálicos para tomar muestras del hormigón. Estos moldes y accesorios cumplirán los requisitos normalizados ASTM C 31. La Dirección Técnica, de común acuerdo con el Constructor, fijará la frecuencia de la toma de muestras, teniendo en consideración las especificaciones del INEN CE 8-79. Las muestras para los ensayos de resistencia de cada clase de hormigón deben tomarse no menos de una vez por día ni menos de seis cilindros por cada 40 m³ de hormigón o por cada 200 m² de superficie fundida.

Las muestras de hormigón para las pruebas de resistencia deberán ser tomadas luego del bombeo (si lo hay) y en el sitio final de colocación.

Las muestras servirán para ejecutar ensayos de la resistencia del hormigón a 7 y 28 días y controlar la calidad del mismo. Los gastos que demanden estas pruebas serán absorbidos por el Constructor.

La Dirección Técnica podrá ordenar la ejecución de pruebas no destructivas del hormigón.

Si las pruebas de resistencia indicasen que la calidad del hormigón utilizado en determinados elementos estructurales no es la adecuada, la Dirección Técnica podrá ordenar la demolición de tales elementos, los mismos que deberán ser reconstruidos a costa del Constructor.

La cantidad de agua en la mezcla, el grado de humedad de los materiales y la trabajabilidad del hormigón deberán ser controlados constantemente en la obra mediante la

ejecución de pruebas de asentamiento. Para este objeto, el Constructor deberá mantener en la obra, de su cuenta, el equipo necesario para la realización de tales ensayos.

Las pruebas de asentamiento se realizarán en el sitio en el cual dicho hormigón deba colocarse.

7.1.8. Condiciones previas a la colocación del hormigón.

a) Cimentaciones.

Se llevarán las excavaciones hasta los niveles recomendados en el estudio de suelos. Bajo el control de la Dirección Técnica y con el asesoramiento del Ingeniero de Suelos, se procederá a verificar las condiciones y naturaleza del suelo de cimentación.

Los rellenos de suelo que se compactarán en sectores preescavados serán objeto de especial control y calificación por parte del Ingeniero de Suelos.

Se tendrá mucho cuidado de mantener estabilizadas las paredes de las excavaciones mediante el sistema de apuntalamiento más conveniente.

Antes de la colocación del hormigón estructural, se fundirán replantillos de 5 cm de espesor de hormigón pobre directamente sobre el suelo compactado. Esta especificación no será procedente cuando se haya utilizado relleno con hormigón ciclópeo.

Previa la fundición de losas de piso, se limpiará el área, se nivelará el suelo con nuevo material de relleno (grava), se lo humedecerá y compactará técnicamente.

b) Encofrados.

Los encofrados serán suficientemente resistentes para satisfacer el peso y empuje del hormigón y los esfuerzos ocasionados durante la construcción.

Deberán ser humedecidos inmediatamente antes de la fundición. En la confección del encofrado, el Constructor deberá considerar siempre que la estructura es un

elemento ornamental y, por lo tanto, la ejecución de los encofrados debe ser hecha con la máxima prolijidad.

En los elementos estructurales proyectados en hormigón visto se utilizarán los tipos de encofrados especificados en la planificación arquitectónica.

El Constructor pondrá especial atención al sistema de apuntalamiento de los cofres para la construcción de los muros a fin de evitar desplomes e hinchamientos que afecten a su aspecto estético. De acuerdo con la Dirección Técnica, se establecerá la secuencia de fundición y la ubicación de las juntas de fundición, a fin de lograr un acabado apropiado y estéticamente aceptable.

c) Verificación de las instalaciones.

Antes de proceder a la colocación del hormigón, el Constructor hará los arreglos necesarios para instalar con anticipación las tuberías de aguas servidas, lluvias, conductores eléctricos, de teléfono, pararrayos, anclajes mecánicos, de acuerdo con lo planificado, en caso de divergencia, la Dirección Técnica, buscará una solución apropiada a través de consulta con los autores de los proyectos.

d) Control de recubrimiento de las armaduras.

Se comprobará que exista el recubrimiento especificado entre las armaduras y los encofrados. Se recomienda el empleo de "pastillas" de hormigón simple de espesor igual al recubrimiento especificado en planos.

7.1.9. Juntas de construcción.

Las juntas no señaladas en los planos deberán ser hechas y ubicadas de tal manera que no se disminuya la resistencia de la estructura y deberán ser aprobados

por la Dirección Técnica. Las juntas en columnas se ubicarán inmediatamente debajo de las losas y vigas y sobre los plintos y cadenas de cimentación. Las juntas de construcción en elementos de hormigón visto se harán de acuerdo con el detalle correspondiente especificado en la planificación arquitectónica.

En las losas y vigas se dejarán juntas de construcción ubicadas a un tercio de la luz cuando el proceso constructivo obligue a suspender o cortar la fundición de tales elementos. Se tomarán las precauciones necesarias para evitar la formación de juntas frías.

Las juntas serán perpendiculares al refuerzo principal. El refuerzo en una junta deberá ser continuo, o sea, no se podrá aceptar empates de hierro o traslapes en una junta.

7.1.10. Desencofrado.

Los encofrados laterales podrán ser retirados dos días después de la fundición. Los encofrados de las losas y los horizontales de las vigas podrán retirarse a las cuatro semanas de la fundición, o antes cuando se haya logrado la resistencia del diseño mediante la utilización de aditivos apropiados previa la verificación de la resistencia a través de las pruebas correspondientes. Los elementos en voladizo se desencofrarán, en todo caso, a los 28 días aunque se los haya fundido con acelerante.

Si las losas o vigas fueran a soportar cargas considerables durante la construcción, se dejarán puntales espaciados en las losas y en los cuartos de las luces en las vigas.

Al retirarse los encofrados, se cuidará que el hormigón vaya recibiendo la carga progresiva y uniformemente.

7.1.11. Curado del hormigón.

Mientras la hidratación del cemento tenga lugar, 7 a 15 días, el hormigón deberá ser curado.

El curado debe empezar 12 horas después de la fundición en la superficie sin encofrado, e inmediatamente de desencofrado, en las otras superficies.

Los encofrados de madera deberán mantenerse húmedos.

Para el curado podrá utilizarse cualquier sistema conocido: cáñamos, lonas, papeles impermeables, recubrimiento con productos impermeabilizantes o capas de arena.

7.1.12. Protección contra daños mecánicos.

Durante el período de curado, el hormigón deberá ser cuidadosamente protegido para evitar que sea dañado por agentes mecánicos, especialmente sobrecargas, golpes o vibraciones excesivas. Todas las superficies terminadas de los miembros estructurales de hormigón deberán ser protegidas de daños que pueden ser causados por el equipo de construcción, materiales y el agua lluvia o corriente.

El Constructor deberá reconocer que el aspecto final de la obra de hormigón visto será sinónimo de su pericia y capacidad técnica y el valor estético de la obra dependerá del extremado cuidado que se tenga para que luzca bien, sin arreglos y enmendaduras posteriores.

7.1.13. Impermeabilizaciones.

La estanqueidad de las losas de cubierta, de buena manera, se logrará con la buena dosificación o compacidad del hormigón que se emplee. Para mejorar la impermeabilización de las losas de las cubiertas, se las enlucirá externamente con mortero cemento-arena que contenga un aditivo hidrófugo.

El espesor mínimo del mortero impermeabilizante será de 1.5 cm. Las características del hidrófugo y las normas para la utilización serán verificadas y autorizadas por la Dirección Técnica.

La impermeabilización podrá complementarse y hacerse simultáneamente con otros tratamientos específicos para drenaje y desagües o aislantes térmicos.

7.1.14. Recomendaciones especiales sismorresistentes.

Gran parte de las características sismorresistentes de la estructura se conseguirán mediante una buena práctica constructiva que garantice, entre otras, un correcto funcionamiento dúctil de los elementos estructurales, especialmente en las uniones viga-losa-columna. Para el objeto se recomienda muy especialmente:

a) Observar la disposición especial de los estribos en la cabeza y pie de columna y en la unión con todo elemento horizontal (viga, cadena, losa, etc.), que consiste en disminuir la separación de los estribos, de acuerdo a lo establecido en los planos.

b) Cuidar particularmente la limpieza de las juntas horizontales de construcción en las columnas, evitando el depositar hormigón nuevo sobre residuos y basura.

c) El empalme del hierro vertical en columnas deberá hacerse cumpliendo la recomendación de longitud de transferencia por adherencia. Deberán disponerse estribos a separación reducida a todo lo largo de la longitud de transferencia. No se deberán usar ganchos en el hierro vertical que se traslape.

d) Se recomienda dar toda la importancia que se merece a la fundición de las columnas, mediante una prolija supervisión y control durante todo el tiempo que dure la colocación del hormigón. El hormigón se colocará en cantidades pequeñas, garantizando su máxima adherencia con el hierro vertical y los estribos. La altura máxima permitida de vaciado en las columnas será de 2.50 m para evitar la segregación del hormigón.

Es muy importante disponer de vibradores de aguja delgada y una dosificación adecuada del hormigón en términos del tamaño máximo del agregado grueso.

e) Cuidar especialmente la unión del hierro vertical de columnas con el horizontal de las vigas bandas. Toda unión debe garantizar el trabajo como nudo resistente y dúctil, para lo cual deberá respetarse los sitios de traslapes y cantidades de acero de vigas y columnas, indicados en los planos estructurales.

Todo hierro deberá tener apropiada longitud de transferencia y el suficiente confinamiento. Observar la secuencia de colocación de la armadura en los lechos horizontales de las vigas.

7.2 PRESUPUESTO.

El presupuesto es un referencial en donde se toman en cuenta los rubros mencionados.

Se comienza con la tabla 7.1, en donde se muestra el resumen de materiales de las vigas de cimentación.

Tabla 7.4: Resumen de materiales de vigas de cimentación.

RESUMEN DE ACEROS								
Diámetro (mm)	10	12	14	16	18	20	22	28
Longitud (m)	4067.94		440.7				3685.70	1081.60
Peso (kg)	2510.91		533.16				11010.89	5234.07
RESUMEN DE MATERIALES								
Volumen de hormigón $f'c= 280\text{kg/cm}^2$:			228.05					m3
Vigas de cimentación :			152					m3
Pedestales :			76.05					m3
Acero de refuerzo $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$:			19289.04					kg

Se presenta la tabla 7.2, en donde se muestra el resumen de materiales del cuadro de columnas.

Tabla 7.5: Resumen de materiales de columnas.

RESUMEN DE ACEROS							
Diámetro (mm)	10	12	14	16	18	22	28
Longitud (m)		11379.2				8243.84	
Peso (kg)		10114.20				24628.17	
RESUMEN DE MATERIALES							
Volumen de hormigón $f'c= 280\text{kg/cm}^2$:			189		m3		
Columnas :			189		m3		
Acero de refuerzo $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$:			34742.36		kg		

En las tablas 7.3 y 7.4 se presentan los resúmenes de materiales de las vigas y losas respectivamente.

Tabla 7.6: Resumen de materiales de vigas.

RESUMEN DE ACEROS								
Diámetro (mm)	10	12	14	16	18	20	22	25
Longitud (m)	13178.36	2006.92		16919.34	16071.08	24164.82	15737.90	
Peso (kg)	8134.27	1783.81		26735.02	32140.10	59662.40	47016.39	
RESUMEN DE MATERIALES								
Volumen de hormigón $f'c= 280\text{kg/cm}^2$:		245						m3
Vigas :		245						m3
Acero de refuerzo $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$:		175472.00						kg

Tabla 7.7: Resumen de materiales de losas.

RESUMEN DE ACEROS									
Diámetro (mm)	10	12	14	16	18	20	22	28	32
Longitud (m)		6738.4	3547.5	795.30					
Peso (kg)		5989.31	4291.71	1256.69					

RESUMEN DE MATERIALES		
Volumen de hormigón $f'c= 280\text{kg/cm}^2$:	359	m3
Losa	359	m3
Acero de refuerzo $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$:	11537.71	kg

Se presenta en la tabla 7.5 la sumatoria de volúmenes de hormigón y la sumatoria del peso del acero de refuerzo.

Tabla 7.8: Resumen de materiales.

Volumen TOTAL de hormigón $f'c= 280\text{kg/cm}^2$:	1021.05	m3
Acero de refuerzo TOTAL $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$:	241041.113	kg

Se contabilizaron 11270 bloques de alivianamiento previamente descritos en las especificaciones técnicas. En la tabla 7.6 se presenta el presupuesto de bloques, del volumen de hormigón y del acero de refuerzo.

Tabla 7.9: Presupuesto.

Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario (USD)	Precio Total (USD)
Volumen de hormigón $f'c= 280\text{kg/cm}^2$	m3	1021.05	99.36	101451.528
Acero de refuerzo $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$	Kg	241041.11	1.27	306122.2137
Bloques de alivianamiento	u	11270.00	0.44	4958.8
			Total =	\$412,532.54

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RESUMEN

En el presente capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones técnicas del proyecto y de la investigación del capítulo 6. Después del exhaustivo análisis del mismo se ponen a consideración del lector todos los problemas y soluciones que surgieron durante el análisis.

8.1 CONCLUSIONES.

- La geometría del Nuevo Auditorio de la Espe tiene una demanda arquitectónica que obliga a dividirla en cuatro bloques estructurales: ala norte, ala sur, bloque central y escenario.

- Con la distribución arquitectónica de la platea alta del bloque central fue imposible obtener una distribución simétrica, por lo que se realizaron pequeños cambios arquitectónicos descritos en el capítulo 2.
- Las aberturas de losa en la platea alta y baja obligaron a que en el diseño de la estructura se introduzcan anillos de vigas alrededor de las mismas para reducir las concentraciones de esfuerzos en ese sector.
- Puesto que la distribución de vigas y columnas del proyecto no son ortogonales, el predimensionamiento calculado no funcionó porque no toma en cuenta exigencias estructurales importantes como es el cumplimiento de la deriva de piso.
- El factor R es de 10 porque para el diseño de la estructura se utilizó el código ACI del 99 en donde el sismo está mayorado por un factor descrito en las ecuaciones del capítulo 2.
- Para la investigación del capítulo 6, la fórmula aplicada para el predimensionamiento no dió valores cercanos a los finalmente adoptados.
- Para la investigación del capítulo 6, observando los momentos del punto 1 del modelo 1 y del punto 1 del modelo 3, se ve que los momentos del modelo 3 son mas bajos que los del modelo 1, pero esto no afecta a las dimensiones de la cimentación, entonces se concluye que para la presente estructura las reacciones por carga axial son los que determinan las dimensiones de las zapatas mientras que los momentos tienen una baja incidencia en las mismas. Esta misma conclusión se aplica para todos los puntos de la cimentación.

- Para la investigación del capítulo 6, la disposición de los tres tipos de plintos para los cuatro modelos siempre satisfizo el chequeo de esfuerzos considerando el sismo, los valores matemáticos estuvieron muy cerca del q admisible del suelo mayorado en un 33%.
- Los resultados de la reacciones del análisis sísmico pseudo estático en función de los periodos de vibración tienden a ser muy parecidos a las del análisis dinámico por lo que los dos análisis son matemáticamente comparables. De esta forma se concluye que las fuerzas sísmicas con las que la estructura se diseñó son las adecuadas.
- Debido a que el CEC2000 prevé un análisis sísmico para estructuras regulares. Para el proyecto se efectuó un análisis de las cargas sísmicas en función de los modos de vibración de la estructura porque de esta manera se cuantifican las fuerzas sísmicas en función de la geometría y de las masas de la misma.
- El concepto arquitectónico de la estructura demandó un análisis más detallado de las fuerzas sísmicas porque se las analizaron en el sentido más desfavorable de la estructura.
- Se realizaron los controles de derivas de piso para que la estructura cumpla con lo propuesto en el CEC2000.
- Puesto que el producto final del proyecto son los planos estructurales, se puede revisar en los mismos las conclusiones técnicas de todo el proyecto.
- Los chequeos manuales comparados con los chequeos y resultados de ETABS garantizan que el programa realiza de manera satisfactoria los diseños de aceros transversales y longitudinales en vigas y columnas.

8.1 RECOMENDACIONES.

- Debido que la estructura del proyecto no es regular se recomienda enfáticamente hacer más modelos con diferentes comparaciones estructurales para de esa forma comparar resultados y tener más posibilidades de diseño para posteriormente optar por la mejor alternativa.
- La abertura de losa en la platea alta y baja son demandas arquitectónicas muy exigentes por lo que se recomienda crear una junta de construcción en ese sector y analizar el comportamiento estructural.
- Para estructuras irregulares no se debe utilizar las fuerzas que el CEC2000 plantea directamente. Para las mismas deberá realizarse una repartición de fuerzas horizontales utilizando procedimientos de repartición de fuerzas horizontales como la distribución de fuerzas en función de los modos de vibración.

BIBLIOGRAFÍA

- Nilson, Arthur, “*Diseño de estructuras de concreto*”, 12. Edición, Mc Graw Hill, 1999.
- Ing.M.Sc. Pablo Caiza Sánchez y Myr. Alex Vinuesa “Mitos en el Análisis de Cimentaciones” Quito, 2007.
- Fratelli, María Graciela, “*Suelos, Fundaciones y Muros*”, México, 2003.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización, “*Código de Práctica Ecuatoriano CPE INEN 5:2001*”, Parte 1. Capítulo 12, Quito, 2001.
- Prakash, Shamsher, “*Soil Dynamics*”, McGraw Hill, 1981.
- Peck, Hanson, Thornburn, “*Ingeniería de Cimentaciones*”, 2. Edición, Editorial Limusa, México, 1983.
- Coduto, Donald, “*Foundation Design, principles and practices*”, Prentice Hall, 1994.
- Aguiar, Roberto, “*Análisis matricial*”, Ediespe, 1994.
- Robalino, Carolina, “*Capacidad sísmica de estructuras considerando la interacción suelo-estructura*”, Tesis de Grado, ESPE, 2006.
- Das, Braja, “*Fundamentals of soil dynamics*”, Elsevier, 1983.
- Wilson, Edward, “*Static & Dynamic Analysis of Structures*”, 4. Edición, CSI, 2004.
- Caiza Pablo; “diseño de vigas y losas de hormigón armado”; Monografía; Centros de Investigaciones Científicas; Escuela Politécnica del Ejército; Quito, Ecuador; 1999.

- Romo Marcelo; “temas de hormigón armado”; Centros de Investigaciones Científicas; Escuela Politécnica del Ejército; Quito, Ecuador; 2006.
- Caiza Pablo; “manual para uso del programa Etabs y Sap 2000”; Monografía; Centros de Investigaciones Científicas; Escuela Politécnica del Ejército; Quito, Ecuador; 2004.
- Caiza Pablo; “interacción suelo estructura con Sap 2000”; Monografía; Centros de Investigaciones Científicas; Escuela Politécnica del Ejército; Quito, Ecuador; 2003.
- Guerra Marcelo; “apuntes del curso avanzado de Etabs; duración 40 horas, Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha; Quito, julio del 2007.