

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA Y LOS
ACCESOS A LAS SEGUNDAS PLANTAS DE LOS
LABORATORIOS DEL IASA”**

PREVIA LA OBTENCIÓN DE GRADO ACADÉMICO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

CAPT. DE E CÓRDOVA VALDIVIEZO HENRY GUILLERMO

SANGOLQUÍ, AGOSTO DEL 2007

EXTRACTO

El presente proyecto está orientado a permitir el cumplimiento del plan masa concebido por el Departamento de Desarrollo Físico de la ESPE, el mismo que en su contenido determina la construcción de varios bloques de laboratorios para el desarrollo de investigaciones científicas que servirán a varias carreras del Instituto en los niveles de pre-grado y post grado.

En una primera fase del plan masa se habría construido tres bloques de una sola planta, mismos que se hallan inconclusos y requieren de un diseño complementario de accesos y cubierta. Dichos diseños, arquitectónico y estructural, han sido desarrollados durante la presente tesis de grado. El diseño está dividido en dos partes fundamentales, el módulo de escaleras y el módulo de cubierta, con la consideración de que ambos debieron acoplarse a las estructuras ya existentes y a la vez funcionar en forma totalmente independiente, dando solución a los posibles problemas que pudiera causar la proximidad de las edificaciones construidas. De esta forma se debió solucionar problemas de calidad en el suelo, de inestabilidad por efecto del pandeo, columnas largas y diseño de nudos, empleando métodos de análisis estático y dinámico, en el que se destaca el análisis histórico en el tiempo.

Finalmente se presenta el proyecto concluido con sus respectivos planos arquitectónicos y estructurales en condiciones de ser construido.

ABSTRACT

The current Project was made in order to allow the achievement of the “Plan Masa” developed for the ESPE’s Physical Developer Department which contents the project of building several blocs of laboratories for scientific investigation developings for some carriers in both, pre-grade or post-grade.

As the first step of this building plan, there have been built three blocs of a single floor already, which are incomplete nowadays and therefore they need a complementary design of access and roof. This object requires architectonic and structural designs which have been developed throw the present project. The design is divided in two main parts: the stairs module and the cover module, bearing in mind the consideration that both of them have to fit in the space left for the structures already built in the place, but at the same time they should work independently, giving also solutions to the possible problems that may occur caused by the proximately of the built laboratories.

This way, it was necessary to give a solution for several problems that occur like soil characteristics, instability for P-delta effects, straight columns and nudes design, using analysis methods of static and dynamic designing.

Finally, I present this final Project including the architectonic and structural planes, ready to be built as part of the ESPE.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I

MODELACIÓN GEOMÉTRICA.

	Pg.
RESUMEN	
1.1 INTRODUCCIÓN	02
1.1.1 Estudio técnico del estado actual de los laboratorios existentes	03
1.1.1.1 Implantación	04
1.1.1.2 Estado actual de las estructuras	08
1.2 MODELACIÓN DE LAS ESCALERAS	12
1.2.1 Implantación general	13
1.2.2 Escaleras con loza maciza	16
1.2.3 Escaleras Orto-poligonales.	17
1.2.4 Evaluación de las propuestas.	18
1.3 MODELACION DE LA CUBIERTA	18
1.3.1 Implantación general	18
1.3.2 Modelo Con apoyos intermedios	20
1.3.3 Modelo Sin apoyos intermedios	21
1.3.4 Evaluación de las propuestas.	22
1.4 PLANOS ARQUITECTÓNICOS	22

CAPÍTULO II
DETERMINACIÓN DE CARGAS.

	Pg.
RESUMEN	
2.1 CARGAS PERMANENTES	27
2.1.1 Módulo de escaleras	27
2.1.2 Módulo de cubierta	30
2.2 CARGAS TEMPORALES	31
2.3 CARGAS SÍSMICAS	31
2.3.1 Análisis Estático	32
2.3.2 Análisis Modal espectral	37
2.3.3 Análisis Histórico en el tiempo	40
2.4 CARGAS DE VIENTO	42
2.4.1 Método de cálculo	43
2.4.2 Cálculo de la carga de viento.	44

CAPÍTULO III
ANÁLISIS DE MODELOS

	Pg.
RESUMEN	
3.1 MODELACIÓN DIGITAL	47
3.1.1 Cubierta	47
3.1.2 Escaleras	67

3.2	DEFORMACIONES	73
3.2.1	Cubierta.	73
3.2.2	Escaleras.	75
3.3	ESFUERZOS	77
3.4	CONCLUSIONES	77

CAPÍTULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL

	Pg.	
RESUMEN		
4.1	DISEÑO DEL MÓDULO DE CUBIERTA	81
4.1.1	Pórticos Base: Vigas y columnas	81
4.1.2	Diseño de vigas por torsión	87
4.1.3	Vigas de Cubierta	89
4.1.4	Diseño de detalles: unión viga columna o diseño de nudos	92
4.1.5	Diseño de la cimentación	96
4.2	DISEÑO DE ESCALERAS	98
4.2.1	Escaleras con loza maciza	98
4.2.2	Escaleras en escalones u orto-poligonales	101
4.2.3	Losa de descanso: vigas y columnas	102
4.2.4	Diseño de vigas por torsión	107
4.2.5	Diseño de detalles: unión viga columna o diseño de nudos	108
4.2.6	Diseño de la cimentación	109

CAPÍTULO V

PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

	Pg.
RESUMEN	
5.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS BÁSICAS	113
5.2 PRESUPUESTO FINAL	121

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RESUMEN	
6.1 CONCLUSIONES	123
6.2 RECOMENDACIONES	126

LISTADO DE FIGURAS

CAPÍTULO I

	Pg.
Figura 1.1: Croquis de ubicación	04
Figura 1.2: Laboratorios del IASA, Planta	06
Figura 1.3: Laboratorios del IASA, Fachada	07
Figura 1.4: Columnas, armadura	09
Figura 1.5: Columnas	10
Figura 1.6: Losa	11
Figura 1.7: Mampostería	12
Figura 1.8: Esquema de estructuras existentes	13
Figura 1.9: Columnas ya existentes	13
Figura 1.10: Propuesta N°1	14
Figura 1.11: Propuesta N°2	14
Figura 1.12: Mampostería	15
Figura 1.13: Escalera en losa maciza, N+0,00 a N+2,52	17
Figura 1.14: Escalera Ortopoligonal, N+0,00 a N+2,52	17
Figura 1.15: Escalera Ortopoligonal, N+2,52 a N+3,60	17
Figura 1.16: Propuesta con apoyos intermedios	19
Figura 1.17: Propuesta sin apoyos intermedios	20
Figura 1.18: Modelo en 3D, con apoyos intermedios	17
Figura 1.19: Modelo en 3D, sin apoyos intermedios	21

CAPÍTULO II

	Pg.
Figura 2.1: Espectro de diseño CEC 2001	34
Figura 2.2: Espectro a de diseño a emplearse	39
Figura 2.3: Acelerograma de sismo sintético para diseño	41
Figura 2.4: Efecto del viento en cubiertas inclinadas	43
Figura 2.5: Efecto del viento paredes verticales	44
Figura 2.6: Efecto del viento paredes verticales visto en planta	44
Figura 2.7: Valores calculados por efecto del viento	45

CAPÍTULO III

	Pg.
Figura 3.1: Estructura básica en SAP-2000	48
Figura 3.2: Definición de secciones	50
Figura 3.3: Modificación de factores para secciones tipo columna rectangular	50
Figura 3.4: Modificación de factores para secciones tipo viga	51
Figura 3.5: Modificación de factores para secciones tipo columna circular	51
Figura 3.6: Definición de sección metálica tipo C	52
Figura 3.7: Definición de sección metálica tipo doble canal, cubierta	52
Figura 3.8: Definición de sección metálica tipo doble canal, diagonales	53
Figura 3.9: Definición de sección metálica tipo doble canal, cubierta	54
Figura 3.10: Definición de tipos de carga	55
Figura 3.11: Definición de coeficiente sísmico a emplear (Cortante Basal).	56

	Pg.
Figura 3.12: Definición de tipos de apoyo	55
Figura 3.13: Asignación de secciones	58
Figura 3.14: Secciones asignadas a cada elemento	58
Figura 3.15: Asignación de secciones tipo shell	59
Figura 3.16: Estructura lista en SAP-2000 para iniciar el cálculo	60
Figura 3.17: Ingreso de cargas tipo muerta uniformemente distribuida	61
Figura 3.18: Ingreso de carga muerta para un área uniforme	62
Figura 3.19: Ingreso de cargas vivas uniformes de área	63
Figura 3.20: Ingreso de carga sísmica como aceleración para análisis lineal	64
Figura 3.21: Ingreso de espectro de diseño desde archivo en excel	65
Figura 3.22: Espectro de respuesta a emplearse	65
Figura 3.23: Acelerograma sintético a emplearse para el diseño	66
Figura 3.24: Definición de la carga tipo aceleración con 400 intervalos de análisis	67
Figura 3.25: Definición de secciones para las escaleras	68
Figura 3.26: Definición de secciones de área tipo shell, espesor y ancho de doblado	69
Figura 3.27: Definición de casos de carga a emplearse	69
Figura 3.28: Selección de opciones para correr el análisis estructural	73
Figura 3.29: Selección de los casos de análisis a ser corridos	73
Figura 3.29: Selección de los casos de análisis a ser corridos	73
Figura 3.29: Selección de los casos de análisis a ser corridos	73

	Pg.
Figura 3.30: Deformaciones por carga Muerta, módulo de cubierta	74
Figura 3.31: Deformaciones por carga Viva, módulo de cubierta	74
Figura 3.32: Deformaciones por carga Sísmica, módulo de cubierta	74
Figura 3.33: Deformaciones por carga Muerta, módulo de escaleras	75
Figura 3.34: Deformaciones por carga Viva, módulo de escaleras.	76
Figura 3.35: Deformaciones por carga Sísmica, módulo de escaleras	76
Figura 3.36: Columnas del módulo de escaleras a ser analizadas sus derivas.	78
Figura 3.37: Columnas del módulo de escaleras a ser analizadas sus derivas.	79

CAPÍTULO IV

Figura 4.1: Pórticos base, nomenclatura	82
Figura 4.2: Secciones de columnas y vigas	84
Figura 4.3: Sección de columna	86
Figura 4.4: Sección de columna rectangular	86
Figura 4.5: Sección para torsión	88
Figura 4.6: Sección viga metálica G1	89
Figura 4.7: Sección viga metálica G2	90
Figura 4.8: Sección correa tipo C	90
Figura 4.9: Sección placa metálica	91
Figura 4.10: Diseño de pernos por corte	91
Figura 4.11: Longitud de la suelda	91
Figura 4.12: Pilotín, cimentación	96

	Pg.
Figura 4.13: Modelo de cálculo para escaleras	98
Figura 4.14: Cortante en Ton.	99
Figura 4.15: Esfuerzos por trabajo a flexión, escaleras.	99
Figura 4.16: Valores de momentos	100
Figura 4.17: Esfuerzos por cortante, escaleras	101
Figura 4.18: Esfuerzos por flexión, escaleras	101
Figura 4.19: Losa de descanso, nomenclatura	103

CAPÍTULO V

CAPÍTULO VI

LISTADO DE TABLAS

CAPÍTULO I

	Pg.
Tabla 1.1: evaluación de propuestas, módulo de escaleras	15

CAPÍTULO II

Tabla 2.1: análisis de cargas, escalera de losa maciza	29
Tabla 2.2: análisis de cargas, escalera orto-poligonales	29
Tabla 2.3: análisis de cargas, losa de descanso	30
Tabla 2.5: factor de zona sísmica a emplearse	33
Tabla 2.6: factor de importancia a emplearse	33
Tabla 2.7: factor de reducción a emplearse	35
Tabla 2.8: Factor de configuración en planta A, a emplearse	36
Tabla 2.9: Factor de configuración en planta B, a emplearse	36
Tabla 2.10: Factor de configuración en elevación a emplearse	36
Tabla 2.11: Valores del espectro elástico	38
Tabla 2.12: Valores del espectro inelástico	36
Tabla 2.13: Valores tabulados del sismo sintético para obtener su Acelerograma.	38

CAPÍTULO III

	Pg.
Tabla 3.1: Cálculo de la deriva de piso para el módulo de escaleras	79
Tabla 3.2: Cálculo de la deriva de piso para el módulo de cubierta	80

CAPÍTULO IV

Tabla 4.1: cálculo de armadura para vigas críticas, módulo de cubierta	83
---	----

CAPÍTULO V

Tabla 5.1: Especificaciones técnicas	113 hasta la 120.
Tabla 5.2: Presupuesto	121

CAPÍTULO VI

Capítulo I

MODELACION GEOMÉTRICA.

RESUMEN

En este capítulo incluyo una introducción a lo que será el desarrollo del proyecto en general, enmarcándolo en su importancia y necesidad para la ESPE. Además hago un resumen de las estructuras existentes que se relacionan directamente con el presente proyecto debido a que son el complemento concebido dentro del plan masa para los laboratorios del IASA. Finalmente incluyo varios modelos como opciones para lo que será su arquitectura.

1.1 INTRODUCCIÓN.

Dentro de la organización de la Escuela Politécnica del Ejército funciona el Departamento de Desarrollo Físico, el mismo que está encargado de la planificación y ejecución del plan masa al interior del Instituto.

Entre varios proyectos que se hallan en desarrollo existe uno que ha sido ejecutado parcialmente en las dependencias del IASA, el cual corresponde a la construcción de un bloque de laboratorios de investigación compuesto por cuatro edificaciones principales de dos plantas, complementados con un módulo de escaleras para accesos exteriores a los segundos niveles de los mismos y una cubierta que abarque el área total del espacio comprendido entre las edificaciones principales mencionadas. Este bloque debe constar de tres módulos que deben ser concebidos como estructuras totalmente independientes unas de otras:

- El módulo principal de laboratorios.
- El módulo de escaleras para accesos a los segundos niveles.
- El módulo de cubierta.

El proyecto mencionado ha sido diseñado en forma parcial, en lo que respecta a su arquitectura y diseño estructural, estudios que corresponden únicamente al módulo principal de laboratorios, quedando pendientes los diseños de los módulos de escaleras y cubierta en su totalidad. Es necesario destacar además que con respecto al módulo de laboratorios, actualmente ya ha sido concluida su construcción en un 40% de lo planificado, lo que incluye las primeras plantas de tres laboratorios, quedando pendiente las segundas plantas de dichas edificaciones y la estructura completa de uno de ellos.

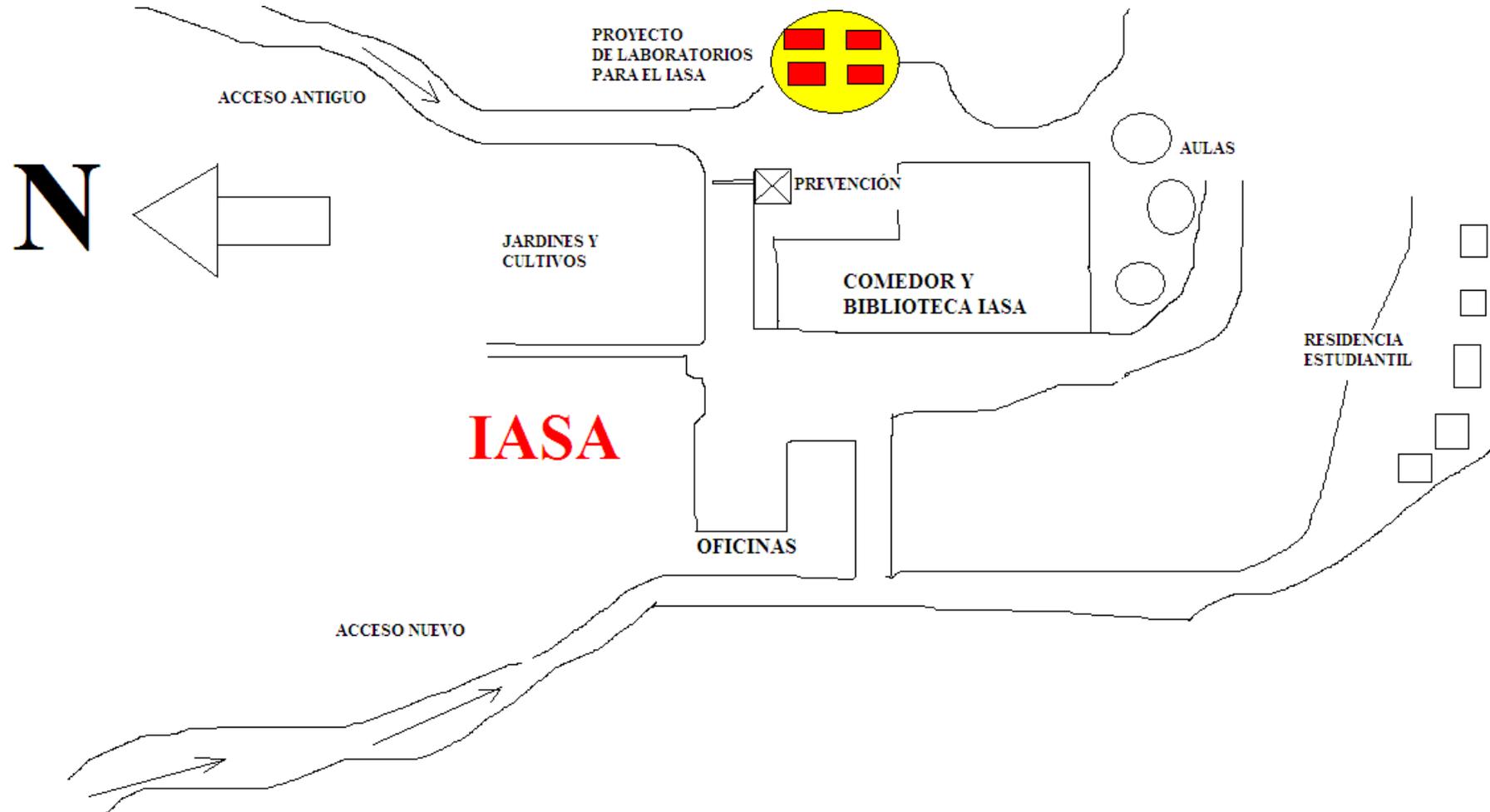
Es necesario anotar que hasta la fecha de inicio del presente proyecto los laboratorios ya se hallan en funcionamiento, prestando sus servicios en forma incompleta y por tanto inadecuada para los requerimientos de los estudiantes e investigadores del IASA y de otros Departamentos de la ESPE que se hallan en la ejecución de varios trabajos de investigación y desarrollo tecnológico. Por esta razón, surge la necesidad imperante de concluir el bloque de laboratorios en su totalidad, dando inicio a la presente tesis que corresponde a los diseños arquitectónicos y estructurales de los módulos de escaleras y de cubierta para su inmediata construcción y puesta al servicio de los investigadores politécnicos.

Una vez concebida la necesidad y magnitud del proyecto, es necesario realizar un resumen introductorio con ayudas visuales que corresponden a un levantamiento e inspección técnica de las estructuras que existen ya en servicio, puesto a que en base a ellas, a su implantación real, sus condiciones y características actuales, es que deberé concebir la ejecución del resto de módulos objeto del presente trabajo. Es así que a continuación presento un informe del estado actual de los laboratorios del IASA:

1.1.1 Estudio técnico del estado actual de los Laboratorios existentes.

1.1.1.1 IMPLANTACIÓN.

A continuación presento el croquis de implantación del proyecto en el Campus del IASA según el plan masa.



Basado en la implantación anterior, los siguientes diseños corresponden al módulo de laboratorios del IASA que ya se encuentra en funcionamiento y presenta un avance del 40% en su estructura, porcentaje que corresponde a las primeras plantas de tres laboratorios, los mismos que ya se hallan en funcionamiento y completamente equipados desde el año 2004. Además, presento las fachadas del módulo con los niveles detallados, según el proyecto arquitectónico. Los diseños presentados no poseen una escala real, sin embargo los planos con escalas y detalles forman parte de los archivos que reposan en el Departamento de Desarrollo Físico de la ESPE.

1.1.1.2 ESTADO ACTUAL DE LA ESTRUCTURAS.

Antes de iniciar este análisis es necesario anotar que las edificaciones existentes han sido construidas de hormigón armado en sus elementos principales y con mampostería de ladrillo visto. Es necesario recalcar que se hallan cumpliendo su servicio con la ejecución interrumpida en su construcción, lo que quiere decir que sus elementos estructurales no fueron concebidos para funcionar como lo están haciendo, caso específico de las losas, por citar un ejemplo, fueron diseñadas como losas de entrepiso, no como losas de cubierta, motivo por el cual su acabado no cumple con los requerimientos de una cubierta que será expuesta a las inclemencias del clima. Dicha aclaración va dirigida hacia todos los elementos estructurales como son vigas, columnas y cimentación.

El análisis técnico de la estructura seguirá un estricto orden ascendente, desde el nivel de la cimentación hasta las losas.

1.1.1.2.1 Cimentación.

Para su análisis me base en los estudios de suelos correspondientes a la cimentación ya existente (Anexo 1). Con los resultados obtenidos procedí a comprobar en los archivos del Departamento de Desarrollo Físico de la ESPE el tipo de elemento que había sido empleado para la cimentación de los laboratorios, determinando que correspondían a zapatas aisladas de 2,10m por lado, las esquineras, y de 1,30m por lado, las centrales, a una profundidad de 1,20m, adicionando un mejoramiento de suelo de 0,30m.

Al comparar los resultados del estudio de suelos con la cimentación construida concluyo que dicha solución dada no es adecuada para el problema existente y por tanto podría traer problemas en la futura construcción de las segundas plantas de dichas dependencias. En lo

que respecta a los intereses de mi estudio, concluyo que no podré emplear la misma cimentación existente para concebir los módulos motivo del presente estudio.

1.1.1.2.2 Columnas.

Las columnas empleadas para edificar los actuales laboratorios corresponden a las dimensiones mínimas estipuladas por el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC), con una sección de 30cmx30cm. Su recubrimiento es menor al mínimo necesario de 4cm, llegando a 3cm, y su armadura longitudinal corresponde a 8 varillas de 12mm, con estribos dobles de 8mm cada 10cm y 20cm, más dos ganchos centrales, en ambos sentidos, de 8mm cada 10 y 20cm.



Figura 1.4: Columnas, armadura

Debo anotar además que estos elementos fueron construidos esperando una segunda planta, lo que propició a que se los dejara sin remate en su parte superior, con el acero de refuerzo a ser empataado a la intemperie, lo que ha provocado una corrosión en todo el tramo expuesto. Sin embargo, las condiciones no presentan peligro alguno puesto que se pueden solucionar realizando los traslapes con la nueva armadura a ser colocada para levantar el siguiente nivel según está contemplado en los códigos de diseño.

En lo que corresponde a su incidencia en el presente trabajo, existen 2 columnas construidas a 5cm de las columnas de la estructura ubicadas en la parte central de la misma, las cuales fueron concebidas con la intención de que sean el soporte de las escaleras una vez terminado su diseño. Estas columnas tienen las mismas características antes mencionadas en sección y armado. Comparten la cimentación con sus homólogas y existe la posibilidad de que puedan ser empleadas para los módulos de escaleras y cubierta debido a que fueron construidas con ese propósito.



Figura 1.5: Columnas

1.1.1.2.3 Vigas.

Las vigas corresponden a dimensiones de 30cm x35cm., con el concepto de “vigas descolgadas”, las mismas que cumplen adecuadamente su función, no presentando ningún tipo de problema exterior visible, por lo que concluyo que en su interior tampoco presenta ningún problema estructural destacable.

En lo que respecta a su posible relación con el presente trabajo, no tendrán ningún tipo de uso, por tanto no existe influencia de sus condiciones actuales o futuras.

1.1.1.2.4 Losas.

Las losas, como mencioné previamente, fueron concebidas para trabajar como entre piso, por tanto las condiciones a las que han sido expuestas han causado un sin número de fisuras y agrietamientos que deben estar causando problemas de humedad al interior de los laboratorios. Aparentemente, debido a tales problemas, recibieron algún tratamiento sencillo de impermeabilización, detectado por las evidencias de un masillado más grueso en ciertas partes de su área y de restos de sellantes químicos de características difíciles de determinar. Sin embargo, con la construcción de las segundas plantas dichos problemas desaparecerán y su influencia no determinará ningún tipo de problema estructural a destacar.

En lo que respecta a su posible relación con el proyecto que desarrollo, no tendrán ningún tipo de influencia de sus condiciones actuales ni futuras.



Figura 1.6: Losa

1.1.1.2.5 Mampostería (paredes).

Las paredes no forman parte estructural de la edificación, sin embargo el análisis realizado se extendió a ellas. Se pudo determinar que la mampostería es de ladrillo y su estado es óptimo, cumpliendo su objetivo en forma correcta..



Figura 1.7: Mampostería

En lo que respecta a su influencia con mi proyecto, no tiene ninguna posibilidad de afectación en los módulos motivo del presente estudio.

1.2 MODELACION DE LAS ESCALERAS.

Para iniciar la modelación presento un esquema de las estructuras existentes en base a las cuales propondré la implantación de varias posibilidades arquitectónicas, las mismas que estarán enmarcadas en los espacios disponibles tomando en cuenta además que vayan de acuerdo con las necesidades físicas y funcionales exigidas por el objetivo de su planificación y futura construcción.

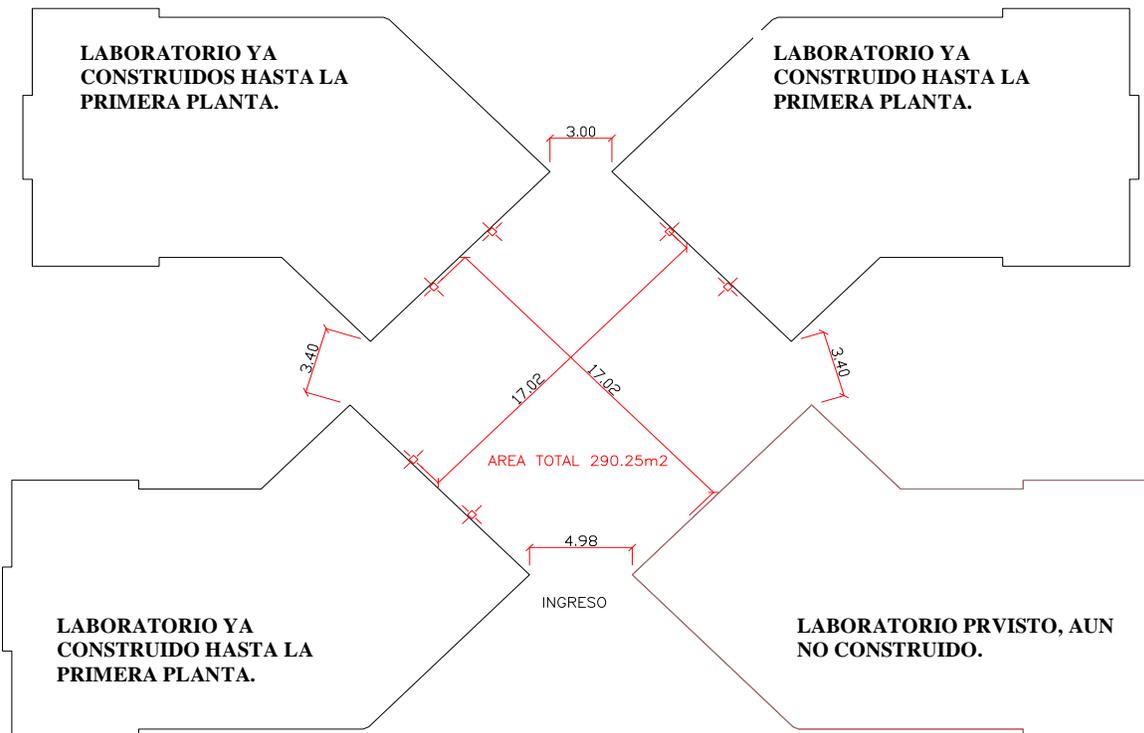
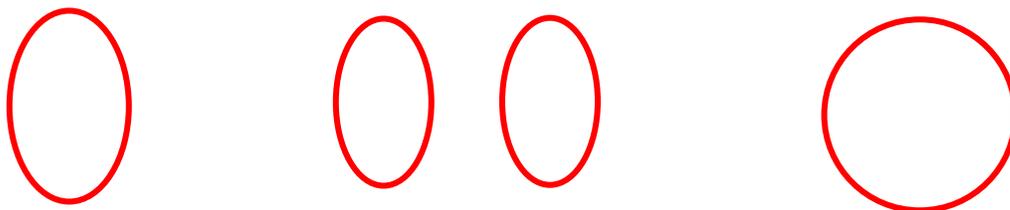


Figura 1.8: Esquema de estructuras existentes

Como se puede apreciar de color rojo en los planos y fotografías, existen columnas adicionales previstas y que ya han sido construidas en el centro de cada ingreso frontal de los laboratorios, por tanto trataré de aprovechar su construcción en la concepción de los modelos que propondré.



1.2.1 Implantación General.

El concepto arquitectónico, según requerimiento del Departamento de Desarrollo Físico de la ESPE, es un sistema de escaleras con un descanso en el nivel +2,52 y a partir de éste deberán partir las escaleras de distribución a los ingresos superiores de los laboratorios.

Basado en esto presento a continuación las siguientes propuestas:

1.2.1.1 DESCANSO RECTANGULAR (PROPUESTA N° 1).

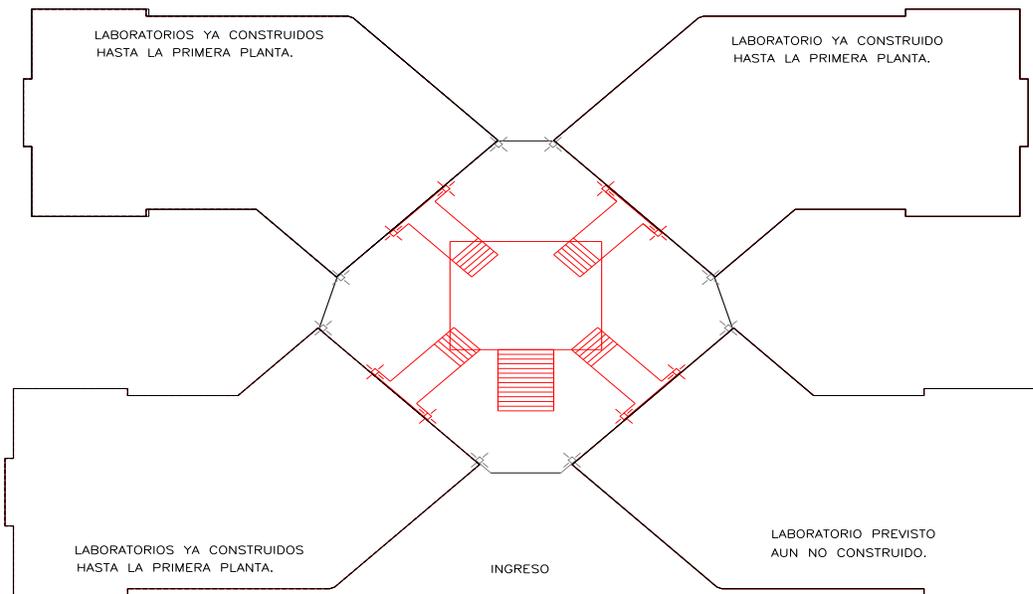
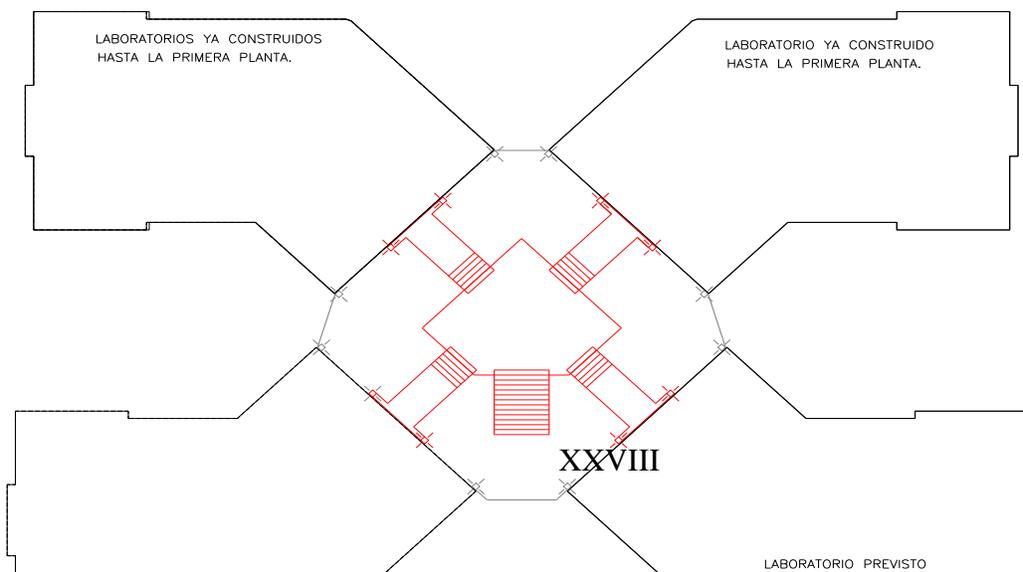


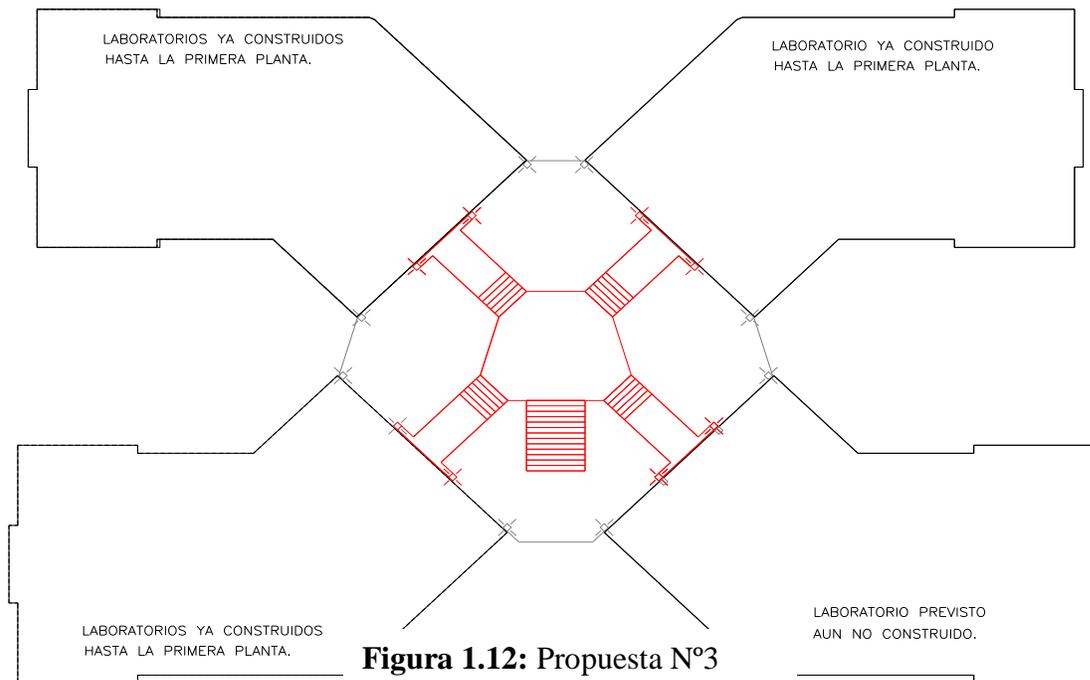
Figura 1.10: Propuesta N°1

1.2.1.2 DESCANSO RECTANGULAR ATENUADO EN LA ESQUINA FRONTAL (PROPUESTA N° 2)



1.2.1.3 DESCANSO TR **Figura 1.11: Propuesta N°2**

ESQUINAS (PROPUESTA N°3)



1.2.1.4 EVALUACIÓN DE LAS PROPUESTAS DE IMPLANTACIÓN.

Para la propuesta más adecuada se estableció 4 parámetros, los mismos que se evalúan a continuación observando con el 1 la propuesta que menos cumpla con el parámetro y como 3 la propuesta que más cumpla con el mismo.

Tabla 1.1: evaluación de propuestas, módulo de escaleras

PROPUESTA	MAYOR ÁREA ÚTIL	ESTÉTICA	ESTRUCTURA MÁS REGULAR	ESTRUCTURA MENOS PESADA	TOTAL

PROPUESTA N° 1	2	1	3	1	7
PROPUESTA N° 2	1	2	2	2	7
PROPUESTA N° 3	3	3	1	3	10

Propuesta N° 1.- posee el área más grande en el descanso N+2.52, sin embargo los espacios bajo las escaleras de N+2.52 a N+3.6, en las esquinas, son totalmente desperdiciados. En su estética presenta una figura cuadrangular muy simple, sin embargo por esta misma razón es la estructura más regular. Por ser el modelo de mayor tamaño, también su masa y su peso es el mayor de todos.

Propuesta N° 2.- posee la segunda área más grande en el descanso N+2.52, y los espacios las escaleras de N+2.52 a N+3.6 en las esquinas siguen siendo desperdiciados. En su estética presenta una figura cuadrangular atenuada hacia el frente de ingreso mejorando su estética pero adquiriendo a la vez una forma más irregular que dificultará los cálculos estructurales posteriores. Por ser un modelo de menor tamaño es menos pesado que la propuesta N° 1.

Propuesta N° 3.- posee el área más pequeña en el descanso N+2.52, sin embargo los espacios son totalmente útiles. Presenta una figura atenuada bajo las escaleras superiores, mejorando ostensiblemente su estética, sin embargo por esta misma razón es la estructura más irregular de todas, pudiendo presentar alguna dificultad en su diseño estructural. Por ser el modelo de menor área resulta el que menos masa tiene, por tanto es el más liviano.

Conclusión.- Finalmente, en base del análisis antes detallado, el modelo a ser diseñado será el presentado como propuesta N° 3, Descanso trapezoidal atenuado en las esquinas.

1.2.2 Escaleras en losa maciza.

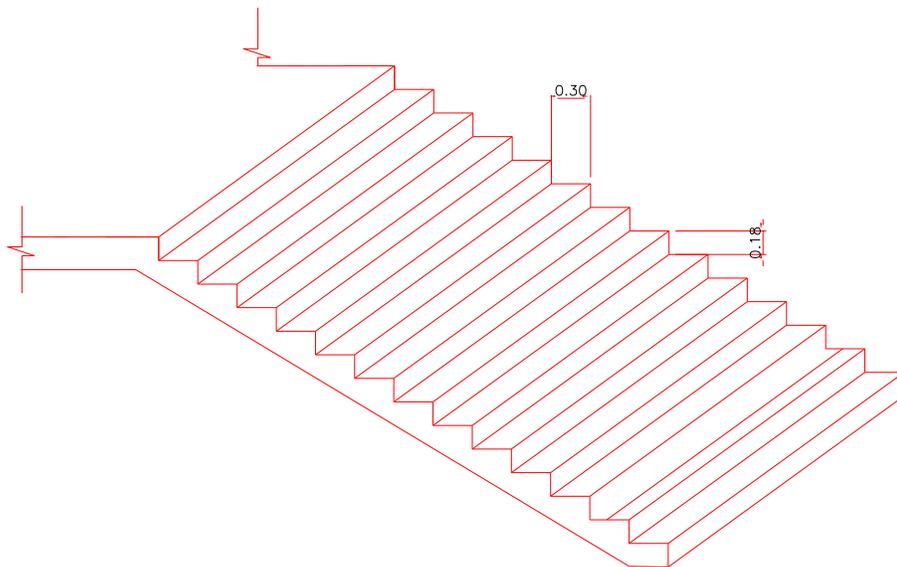


Figura 1.13: Escalera en losa maciza
N+0.00 a N+2.52

1.2.3 Escaleras Orto-Poligonales.

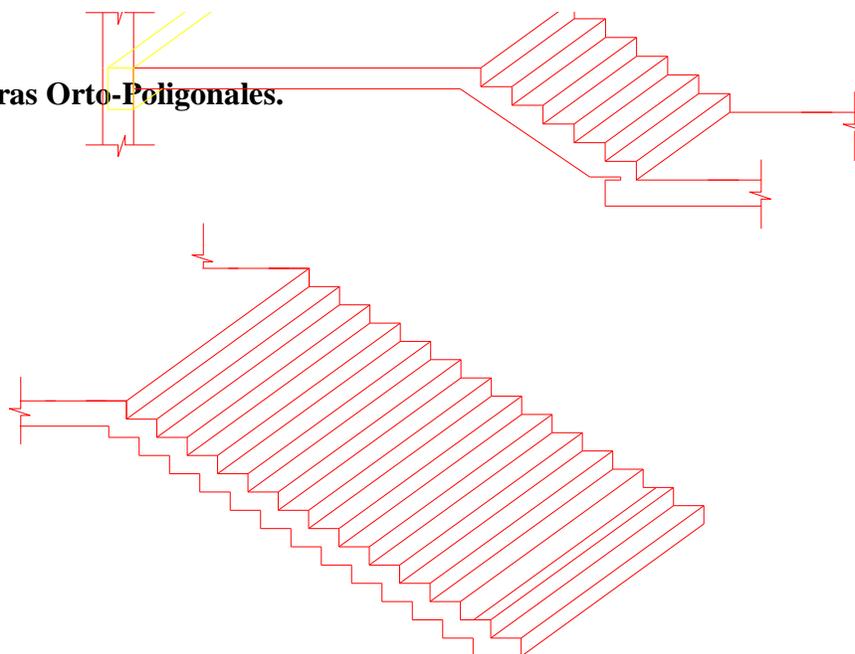
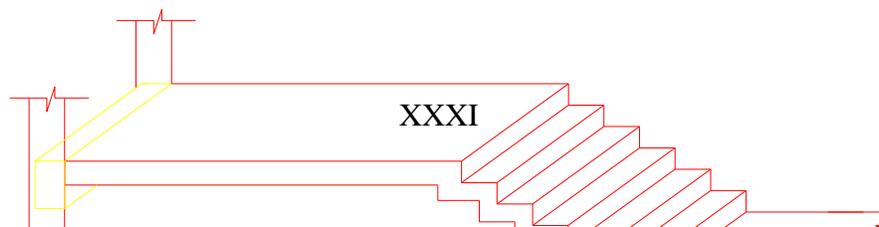


Figura 1.14: Escalera Ortopoligonales
N+0.00 a N+2.52



Figuras 1.15: Escaleras Ortopoligonales
N+2.52 a N+3.60

1.2.4 Evaluación de las propuestas.

La evaluación del modelo de escaleras a emplearse está regida únicamente por sus características arquitectónicas. Por tanto, una vez realizada una evaluación visual se ha tomado la decisión de realizar un diseño de escalera con loza maciza para el ingreso desde N+0,00 hasta N+2.52, ésto en vista que bajo el descanso se prevé la posibilidad de cerrar un área a ser empleada como bodega de agua destilada, sin importar su aspecto físico ornamental. Por el contrario, las escaleras de N+2.52 hacia N+3.60 quedarán a la vista, por tanto y atribuyendo un mejor aspecto ornamental, serán diseñadas con el concepto de escaleras orto-poligonales, disminuyendo, además, su masa y por tanto, su peso estructural.

1.3 MODELACION DE LA CUBIERTA.

Para la cubierta debo tomar en cuenta el requerimiento arquitectónico base proporcionado por el D.D.F de la ESPE, el mismo que exige que la cubierta trabaje estructuralmente en forma independiente del resto de estructuras, especialmente de los laboratorios, manteniendo, sin embargo, un estilo tradicional y de características rústicas, con teja y caídas a varias aguas.

1.3.1 Implantación General.

La implantación debe realizarla tomando en cuenta el modelo de escaleras que resultó escogido, con respecto a sus espacios funcionales, para cubrir el área total de 290.25m² evitando el intervenir en el funcionamiento estructural de dicho bloque. De esta forma presento a continuación las siguientes propuestas:

1.3.1.1 CON APOYOS INTERMEDIOS.

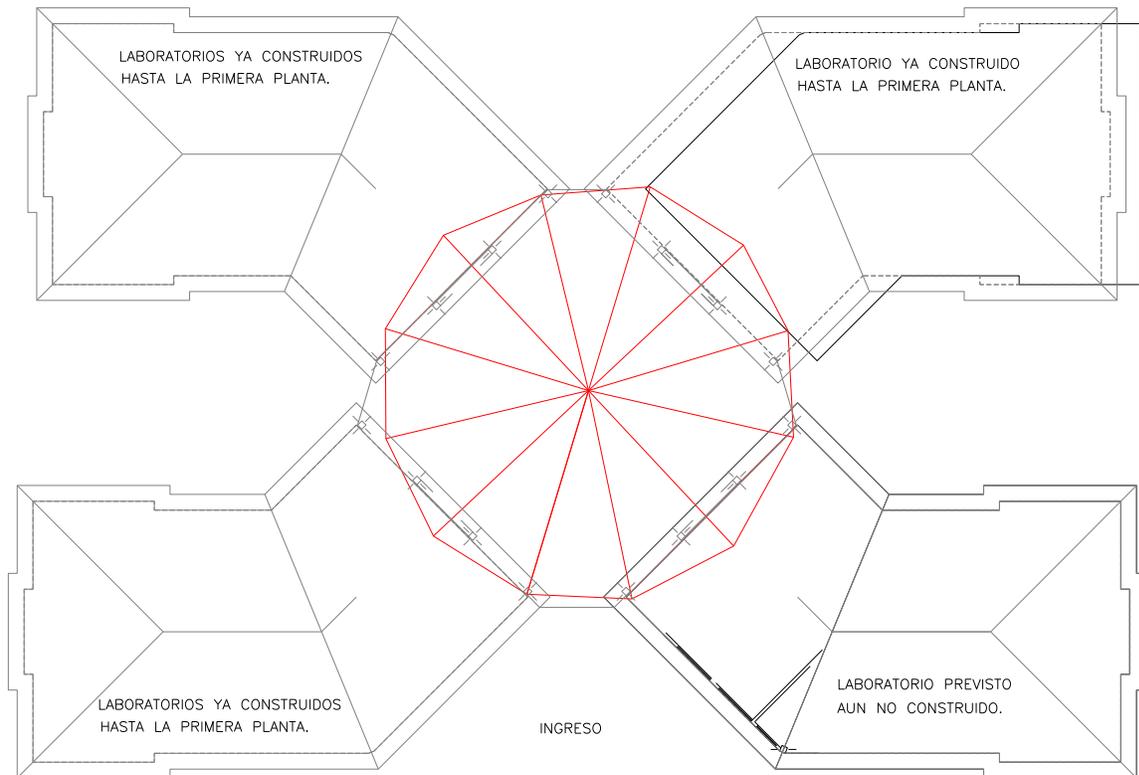


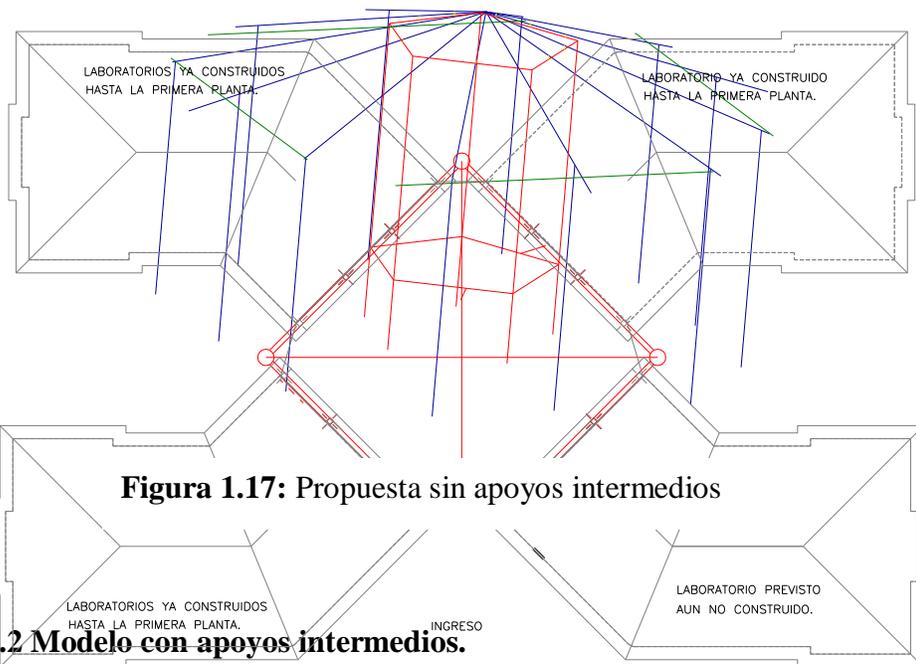
Figura 1.16: Propuesta con apoyos intermedios

Esta propuesta fue concebida con una circunferencia que abarcó el área total a ser cubierta a partir de la cual la dividí en un número de cuatro caídas por pódico, por tanto al ser cuatro

los pórticos necesarios obtuve 12 caídas de agua, o sea, en una vista en planta la figura obtenida sería un dodecaedro.

1.3.1.2 SIN APOYOS INTERMEDIOS.

Esta propuesta tiene por objetivo el crear cuatro pórticos principales e independientes de las estructuras ya existentes cubriendo toda el área central y determinando un espacio interno totalmente cerrado en las cuatro fachadas principales, posiblemente con caídas también a cuatro aguas. De ésta forma, el espacio en mención no tendrá ningún elemento estructural intermedio, dejando únicamente al bloque de escaleras como ocupante de del mismo. Esta implantación se origina con el concepto de aprovechar ornamentalmente todo el espacio a ser cubierto, quedando de la siguiente forma:



1.3.2 Modelo con apoyos intermedios.

Una vez implantada dicha propuesta, procedí a colocar un pórtico auxiliar en el punto medio de las luces entre las estructuras principales debido a que por el gran espaciamiento que existe entre ellas la estructura se tornaría inestable. A partir de éste pórtico procedí a bajar columnas que lo soporten, transmitiendo así las cargas de cubierta hacia la cimentación, creando apoyos intermedios en el espacio a cubrir con dicha estructura.

Finalmente, la estructura quedó concebida arquitectónicamente de la siguiente manera, vista en 3 dimensiones:

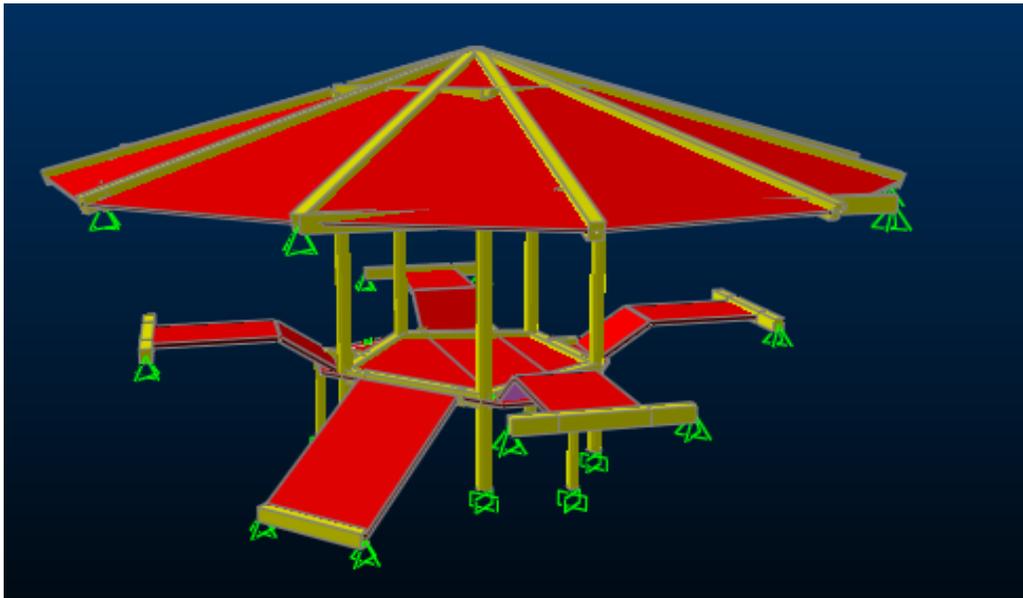


Figura 1.18: Modelo en 3D, con apoyos intermedios

1.3.3 Modelo sin apoyos intermedios.

En base a la implantación realizada, este modelo deberá ser soportado en las cuatro fachadas por lo que deberé crear cuatro o cinco columnas auxiliares que me permitan formar los cuatro nuevos pórticos que formarán las caídas de agua requeridas.

Una vez modeladas los cuatro pórticos, pude ver que se requiere crear un detalle adicional aumentando una caída en la parte frontal de la estructura para determinar así el ingreso a la misma.

Finalmente la cubierta básica, a cinco aguas y con cuatro pórticos independientes quedaría de la siguiente forma en vista tridimensional:

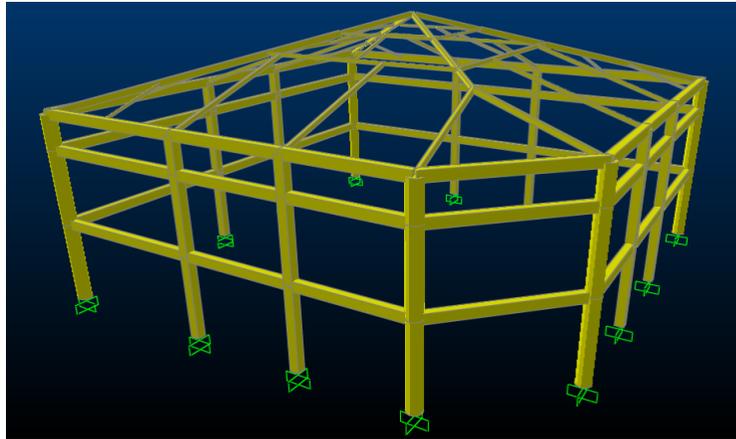


Figura 1.19: Modelo en 3D, sin apoyos intermedios

1.3.4 Evaluación de las propuestas.

Basado en el requerimiento arquitectónico dado por el Departamento de Desarrollo Físico, quienes buscan una cubierta funcional e independiente de las edificaciones ya existentes de los laboratorios, con el detalle adicional de mantener toda el área intermedia libre de cualquier tipo de estructura o apoyos, la propuesta escogida es la cubierta a cinco aguas sin apoyos intermedios.

1.4 PLANOS ARQUITECTÓNICOS.

Con los fundamentos determinados en el presente capítulo presento a continuación como producto resultante los planos arquitectónicos del módulo de escaleras y módulo de cubierta.

Capítulo II

DETERMINACION DE CARGAS.

RESUMEN

En este capítulo está incluido el análisis de los estados de carga que intervendrán en la estructura.

Dentro de las cargas estáticas: Para las cargas permanentes desarrollo un análisis para las escaleras y losa de descanso en el mismo módulo. Para la carga temporal me baso en el código CEC y en información de autores destacados.

Dentro de las cargas dinámicas: El sismo ocupa la prioridad mediante el desarrollo de tres procesos de análisis, el estático, el modal y el histórico en el tiempo. Adicionalmente realizo el análisis de la carga de viento.

2.1 CARGAS PERMANENTES (MUERTA-D).

2.1.1 Módulo de Escaleras.

Con los planos arquitectónicos ya definidos procederé a establecer las cargas que producirán las secciones pre-establecidas. Las secciones se consideran pre-establecidas debido a que durante el desarrollo del análisis estructural posiblemente sufran variaciones en base a las cargas y tipo de análisis ejecutados.

2.1.1.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

La estructura del módulo de escaleras será completamente de hormigón armado, con una losa de descanso alivianada bi-direccional. Las escaleras serán de dos tipos: la escalera del nivel N+0.00 al N+2.52 es una escalera de losa maciza y las cuatro escaleras del nivel N+2.52 al N+3.60 serán Orto-poligonales.

El hormigón a emplearse será de 280Kg/cm² y el acero será de 4200 Kg/cm² debido a las nuevas exigencias de los códigos vigentes.

2.1.1.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS Y ESCALERAS.

Escalera de losa maciza.- debo realizar el prediseño de la losa a emplearse obteniendo el espesor mínimo que requiere para su diseño. Para esto emplearé la relación L/20 que contemplada en la tabla 9.5(a) del C.E.C.

$$\text{Escalera N+0,00 a N+2,52: } h_{\text{min}} = \text{Long. Total} / 20 = 3,6 / 20 = 0,18 \cong 0,15$$

$$h_{\text{min}} = 0,15\text{m}$$

Escaleras orto-poligonales.- para su prediseño las consideraré como losas macizas puesto que no poseen alivianamientos y parte de su estructura es una losa maciza propiamente

dicha. Por esta razón emplearé también la relación $L/20$ que contemplada en la tabla 9.5 (a) del C.E.C.

Escaleras N+2,52 a N+3,60: $h_{\min} = \text{Long. Total} / 20 = 3,4 / 20 = 0,17$

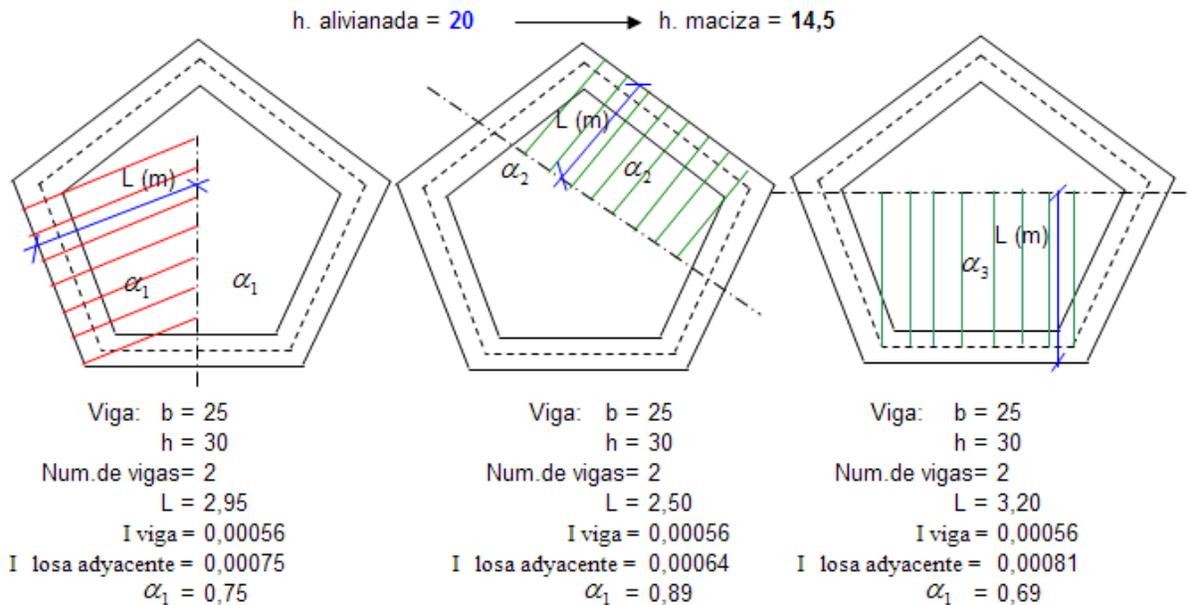
$h_{\min} = 0,15\text{m}$

Losa de descanso. - $\frac{\text{Luz.mayor}}{\text{Luz.menor}} = \frac{6,36}{6,18} = 1,03 \leq 2$, es bi-direccional.

Por ser bi-direccional su predimensionamiento lo realizaré basándome en las ecuaciones 9-11, 9-12 y 9,13 del C.E.C (sección 9.5.3).

Primera condición.- razón entre el lado largo y el lado corto $\beta = \frac{6,36}{6,16} = 1,03 \leq 2$

Segunda condición.- razón entre rigidez de la viga y la de una franja de la losa, α :



$$\alpha_m = \frac{2 \cdot (\alpha_1 + \alpha_2) + \alpha_3}{5} = 0,79$$

Según el ACI $0,2 \leq 0,79 \leq 2$, por tanto emplearé la ecuación 9-11:

$$h = \frac{\text{long.n.} \left(0,8 + \frac{f_y}{15000} \right)}{36 + 5 \cdot \beta (\alpha_m - 0,2)} = \frac{6,36 \left(0,8 + \frac{4200}{15000} \right)}{36 + 5 \cdot 1,03 \cdot (0,79 - 0,2)} = 17,60 \approx 20\text{cm}$$

2.1.1.3 ANÁLISIS DE CARGAS.

En base a las especificaciones técnicas iniciales antes definidas, el análisis resulta de la siguiente manera:

Escalera de losa maciza.- corresponde a la escalera que va del nivel N+0.00 al N+2.52 y tiene la siguiente sección: h= 0.15m, b=3.0m

Tabla 2.1: análisis de cargas, escalera de losa maciza.

ELEMENTO	ANÁLISIS	CARGA (Kg/m).
Peso Propio	3m x 1m x 0,15m x 2400Kg/m ³	1080,00
Escalones	((0,18m x 0,3m)/2) x 3m x 2200Kg/m ³ x (1/0,3)m	594,00
Masillados	((0,18x3x0,01)+(0,3x3x0,01))x(1/0,3) x 2200Kg/m ³	105,60
Acabados	((0,18x3x0,015)+(0,3x3x0,015))x(1/0,3) x 2200Kg/m ³	158,40
Pasamanos	1m x 50Kg/m	50,00
	TOTAL	1988

Escaleras orto-poligonales.- corresponden a las cuatro escaleras que van del nivel N+2,52 al N+3,60 y tendrán la siguiente sección: h= 0.15m, b=2.0m.

Tabla 2.2: análisis de cargas, escalera orto-poligonales.

ELEMENTO	ANÁLISIS	CARGA (Kg/m).
Peso Propio	2m x 1m x 0,15m x 2400Kg/m ³	720,00
Masillados	((0,18x2x0,01)+(0,3x2x0,01))x(1/0,3) x 2200Kg/m ³	70,40
Acabados	((0,18x2x0,015)+(0,3x2x0,015))x(1/0,3) x 2200Kg/m ³	105,60
Pasamanos	1m x 50Kg/m x 2	50,00
	TOTAL	996

Losa de descanso.- ubicada en el nivel N+2.52m, y su sección es de h_{min}= 0,20m

Tabla 2.3: análisis de cargas, losa de descanso.

ELEMENTO	ANÁLISIS	CARGA (Kg/m2).
Loseta de Compresión	1m x 1m x 0,05m x 2400Kg/m3	120,00
Nervios	2x((0,1x0,15x1)+(0,1x0,15x0,8))x2400Kg/m3	129,6
Alivianamientos	(0,4x0,2x0,15)x 8 x 1000Kg/m3	96,00
Masillado	1m x 1m x 0,02 x 2200 Kg/m3	44,00
Acabado piso	1m x 1m x 0,02 x 2200 Kg/m3	44,00
Vigas descolgad	20% peso de losa sin acabados	80,00
	TOTAL	513,60

2.1.1.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS.

Vigas.- emplearé los coeficientes que estipula el C.E.C 2000.

Vigas con extremo continuo L/18,5: - cubierta $6,95/18,5 = 0,37 \rightarrow 0,40m$

- escaleras $4,27/18,5 = 0,23 \rightarrow 0,30m$

Columnas.- para predimensionarlas me basare en las cargas calculadas.

Tabla 2.4: predimensionamiento de columnas.

UBICACIÓN	A. COOPER.	P	Ag	Secc. Aprox.	Secc. Asumo (cm2)
Esquinas	1,80	5,18	103,68	10,18	40,00
centrales	1,70	4,90	97,92	9,90	30,00
escaleras	10,91	5,60	112,07	10,59	30,00

2.1.2 Módulo de cubierta.

Las cargas permanentes en éste módulo se reduce a los elementos estructurales básicos como son columnas y vigas no tendrá losas de entrepisos. La carga más destacable será la cubierta propiamente dicha la misma que constará de vigas metálicas que sustentarán medias duelas en donde se soportarán las planchas de teja metálica que completará la parte exterior de la estructura. Para esto, el peso será de 4.75Kg/m2 del producto denominado “TEJA TOLEDO”, más 1.25Kg/m2 por efecto de pernos de sujeción, elementos de anclaje y las medias duelas completando la carga final de **6Kg/m2**.

2.2 CARGAS TEMPORALES (VIVA-L).

Estas cargas corresponden a las denominadas cargas vivas, las mismas que no se mantienen permanentes debido a que están en movimiento y su aplicación se realiza con una diferencia de tiempo indeterminada.

Para la determinación de estas cargas el Código Ecuatoriano de la Construcción ha estipulado una tabla en el cual se resumen valores de cargas temporales de acuerdo a las diferentes funciones de las estructuras en proceso de cálculo; de esta forma hallamos que según la tabla 4.1 del C.E.C la carga para “facilidades de salida públicas, escaleras y corredores” es de 500Kg/m².

Sin embargo, basado en la tabla antes mencionada, el Ingeniero Pablo Caiza, Docente Investigador de la ESPE ha determinado en su texto, página 22, que para escaleras usadas en instituciones educativas se debe emplear un valor de 550Kg/m².

Finalmente el valor que emplearé para el cálculo será:

CARGA TEMPORAL (VIVA-L): 550Kg/m²

2.3 CARGAS SÍSMICAS.

El análisis de estas cargas tienen por objetivo el determinar los requerimientos mínimos para el diseño estructural de tal forma que la edificación pueda resistir eventos de origen sísmico, basados principalmente en el comportamiento dinámico de la estructura para prevenir daños en los elementos no estructurales y estructurales ante terremotos pequeños y frecuentes, así como daños graves ante terremotos moderados y poco frecuentes y finalmente, evitar su colapso ante terremotos severos que puedan ocurrir rara vez, todo durante la vida útil de la estructura, salvaguardando la vida de sus ocupantes.

Para el análisis de estas cargas se debe establecer un modelo matemático adecuado de la estructura, el cual debe ser capaz de representar su comportamiento real y por tanto, debe tomar en cuenta la distribución espacial de las masas y rigideces de todos los elementos del sistema estructural. Específicamente, en el caso de las estructuras de hormigón armado motivo del presente proyecto, el modelo debe reconocer el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante mismo de su construcción y por tanto, el modelo debe aplicar valores de inercias agrietadas.

En el caso de las vigas monolíticamente unidas a las losas, el valor es 0,5. Para columnas es 0,8 del valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales el valor es 0,6.

2.3.1 Análisis Estático.

La estructura debe ser diseñada para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Para esto debo asumir que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de forma no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura. Basándome en el C.E.C, la carga sísmica reactiva W es igual a la carga muerta total de la estructura.

Para el análisis mismo debo hallar el Cortante Basal de diseño (V), esto es, la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones contempladas en el C.E.C. Será determinado mediante la siguiente ecuación:

$$V_B = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E}$$

En donde:

Z.- corresponde al factor de zona sísmica, el cual proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico en todo el territorio del Ecuador, con criterios de uniformidad del peligro en ciertas zonas, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, compatividad con mapas de peligro de países vecinos, etc.

Estos estudios se hallan resumidos en la tabla 2 del C.E.C, parte I, “Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z”. Según esta tabla y la ubicación del presente proyecto obtengo el valor de Z:

Tabla 2.5: factor de zona sísmica a emplearse.

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA	Z
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMIÑAHUI	RUMIPAMBA	IV	0,40

I.- corresponde al factor de importancia el cual abarca el tipo de uso, el destino e importancia de la estructura en análisis. Para este factor el C.E.C nos proporciona los coeficientes resumidos en la tabla 4. Para el presente proyecto tengo:

Tabla 2.6: factor de importancia a emplearse.

CATEGORÍA	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA	I
Estructuras de ocupación especial.	Escuelas y centros educativos o deportivos que albergan más de 300 personas.	1,3

C.- factor que define la forma del espectro de diseño elástico. Éste es la representación gráfica del comportamiento estructural vs. las aceleraciones inducidas por los sismos.

Para entenderlo de mejor manera a ^{1,25.S^s}Continuación haré una breve explicación de cómo se obtiene el espectro de diseño:

Primeramente cabe destacar que las edificaciones tienen diferentes modos de vibrar según el número de pisos que tenga. De éstos, uno tiene el período de vibración mayor y por tanto se convierte en el período de vibración fundamental.

$$T = Ct \cdot (hn)^{3/4}$$

En donde $Ct = 0,0731$ para pórticos de H°A°, y hn es la altura total de la edificación.

O en forma sencilla de cálculo, $T_{fund.} = 0,1 \times \text{Número de pisos}$.

Al graficar los acelerogramas según los diferentes períodos de vibración, a cada período T

le corresponde una aceleración a diferente: a un $T1$ una $a1$; a un $T2$ una $a2$, etc.

Finalmente la envolvente de gráfica obtenida es el espectro de diseño elástico.

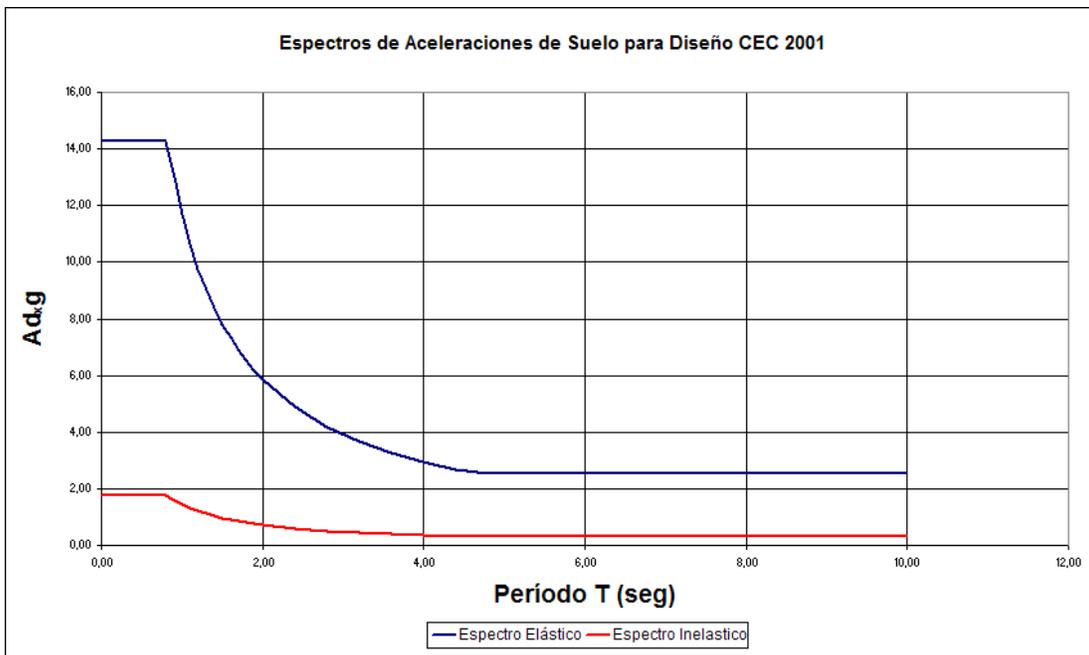


Figura 2.1: Espectro de diseño CEC 2001

Cm es el valor máximo que puede alcanzar el coeficiente C .

Para completar el análisis, se ha comprobado que el suelo es un factor de influencia primordial en la obtención del factor C , en base a esto, tenemos a continuación el cuadro con los siguientes valores de relación con el Cm (máximo):

Suelos:	TIPO	DESCRIPCIÓN	S	Cm
	S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
	S2	Suelo intermedio	1.2	3.0

S3	Blandos y estratos prof.	1.5	2.8
S4*	Condiciones especiales	2.0	2.5

* necesita ensayo de suelos, el valor 2.0 es sólo referencial.

A continuación procedo a encontrar el factor C para el presente proyecto:

$$\left. \begin{aligned}
 T &= Ct \cdot (hn)^{3/4} \\
 T &= 0,0731 \times (12,40)^{3/4} = 0,483\text{seg.} \\
 S &= 1,5
 \end{aligned} \right\} C = \frac{1,25 \cdot 1,5^{1,5}}{0,483} = 4,75$$

En vista que el $Cm < C$, $2,8 < 4,75$, emplearé el valor máximo:

$$C = 2,8$$

R.- corresponde al factor de reducción de respuesta estructural. Este factor tiene por objeto el reduce las cargas sísmicas reales a unas cargas sísmicas de diseño, las mismas que harán que fluya el acero antes de que colapse la estructura formando en las vigas rótulas antes de que las columnas sufran daño alguno.

Para este proyecto el factor de reducción estipula lo siguiente:

Tabla 2.7: factor de reducción a emplearse.

SISTEMA ESTRUCTURAL	R
Pórticos espaciales con vigas descolgadas	10

ϕ_p .- corresponde al coeficiente de configuración estructural en planta y se estimará a partir

de la regularidad o irregularidad de las plantas en la estructura, las mismas que se hallan descritas en la tabla 5 del C.E.C. Para hallar este valor aplicaré la ecuación $\phi_p = \phi_{pA} \cdot \phi_{pB}$.

Tabla 2.8: Factor de configuración en planta A, a emplearse.

Tipo	IRREGULARIDAD EN PLANTA	ϕ_{pA}
3	Discontinuidad en el sistema de piso. Tiene aberturas, entrantes o huecos con áreas mayores al 50% del área total del piso.	0,9

Tabla 2.9: Factor de configuración en planta B, a emplearse.

Tipo	IRREGULARIDAD EN PLANTA	ϕ_{pB}
5	Ejes estructurales no paralelos.	0,9

$$\phi_p = 0,9 \times 0,9 = 0,81$$

ϕ_E .- corresponde al factor de configuración estructural en elevación y se estimará a partir de las características de regularidad o irregularidad en elevación de la estructura, las mismas que se hallan descritas en la tabla 6 del C.E.C. El caso particular de la estructura en estudio es el siguiente:

Tabla 2.10: Factor de configuración en elevación a emplearse.

IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ϕ_E
Irregularidad en la distribución de las masas. Se considera irregular si cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes.	0,9

Esto debido a que el piso de cubierta tiene mayor masa que el piso inferior adyacente, es más de 1,5 veces su masa.

Aplicación de la ecuación.

Con todo lo antes obtenido puedo realizar el cálculo del cortante basal:

$$V_B = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} = \frac{0,40.1,3.2,8}{10.0,81.0,9} = 0,20.$$

2.3.2 Análisis Modal Espectral.

Consiste en el análisis de los diferentes modos de vibración que puede afrontar la estructura en base al espectro de diseño especificado en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

Realizo el análisis lateral y procedo a establecer la relación entre la aceleración y el período

de vibración por medio de la cual obtengo una gráfica que se constituye en el espectro de diseño a ser empleado. Para este análisis empleo una hoja de cálculo con las tablas de datos, ingresos y resultados, y además una hoja de cálculo con la gráfica del espectro de respuesta elástico e inelástico resultante.

Tabla 2.11: Valores del espectro elástico

ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN EL CEC 2001

PERFIL DE SUELO		S	Cm	Importancia	α
				Básicas	1,00
S1	Roca o suelo firme	1,00	2,50	Importantes	1,30
S2	Suelos Intermedios	1,20	3,00	Esencial	1,50
S3	Suelos Blandos y estrato profundo	1,50	2,80		
S4	Condiciones especiales de suelo	2,00	2,50		

Que tipo de suelo es: **S3**

S	Cm
1,5	2,8

Importancia = 2
Zona = 4
I = 1,30
Ao = 0,40
R = 10,00
 $\phi_p = 0,81$
 $\phi_e = 0,90$

ZONA	Ao
1	0.15 g
2	0.25 g
3	0.30 g
4	0.40 g

ESPECTRO DE DISEÑO ELASTICO					
T	Ad	Ad*g	T	Ad	Ad*g
0,00	1,46	14,28	2,40	0,50	4,88
0,10	1,46	14,28	2,80	0,43	4,18
0,20	1,46	14,28	3,20	0,37	3,66
0,30	1,46	14,28	3,60	0,33	3,25
0,40	1,46	14,28	4,00	0,30	2,93
0,50	1,46	14,28	4,40	0,27	2,66
0,60	1,46	14,28	4,80	0,26	2,55
0,70	1,46	14,28	5,20	0,26	2,55
0,80	1,46	14,28	5,60	0,26	2,55
0,90	1,33	13,02	6,00	0,26	2,55
1,00	1,19	11,71	6,40	0,26	2,55
1,10	1,09	10,65	6,80	0,26	2,55
1,20	1,00	9,76	7,20	0,26	2,55
1,30	0,92	9,01	7,60	0,26	2,55
1,40	0,85	8,37	8,00	0,26	2,55
1,50	0,80	7,81	8,40	0,26	2,55
1,60	0,75	7,32	8,80	0,26	2,55
1,70	0,70	6,89	9,20	0,26	2,55
1,80	0,66	6,51	9,60	0,26	2,55
1,90	0,63	6,17	10,00	0,26	2,55
2,00	0,60	5,86			

Tabla 2.12: Valores del espectro inelástico.

ESPECTRO DE DISEÑO INELÁSTICO					
T	Ad	Ad*g	T	Ad	Ad*g
0,00	0,20	1,96	2,40	0,07	0,67
0,10	0,20	1,96	2,80	0,06	0,57
0,20	0,20	1,96	3,20	0,05	0,50
0,30	0,20	1,96	3,60	0,05	0,45
0,40	0,20	1,96	4,00	0,04	0,40
0,50	0,20	1,96	4,40	0,04	0,37
0,60	0,20	1,96	4,80	0,04	0,35
0,70	0,20	1,96	5,20	0,04	0,35
0,80	0,20	1,96	5,60	0,04	0,35
0,90	0,18	1,79	6,00	0,04	0,35
1,00	0,16	1,61	6,40	0,04	0,35
1,10	0,15	1,46	6,80	0,04	0,35
1,20	0,14	1,34	7,20	0,04	0,35
1,30	0,13	1,24	7,60	0,04	0,35
1,40	0,12	1,15	8,00	0,04	0,35
1,50	0,11	1,07	8,40	0,04	0,35
1,60	0,10	1,00	8,80	0,04	0,35
1,70	0,10	0,95	9,20	0,04	0,35
1,80	0,09	0,89	9,60	0,04	0,35
1,90	0,09	0,85	10,00	0,04	0,35
2,00	0,08	0,80			

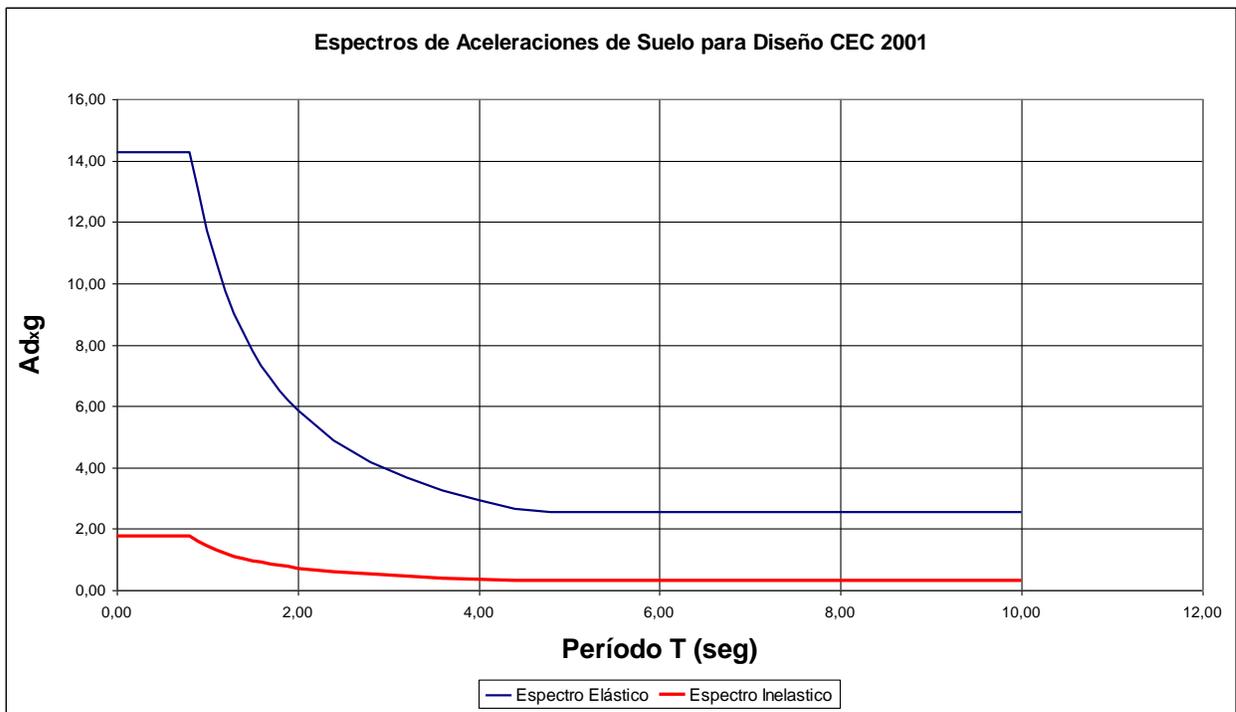


Figura 2.2: Espectro a de diseño a emplearse.

El espectro que emplearé en el diseño de las estructuras de mi proyecto será el espectro inelástico, el mismo que incluye en su cálculo los factores de reducción R y los factores de configuración en planta y en elevación.

2.3.3 Análisis Histórico en el Tiempo.

Para éste análisis debo obtener al menos tres diferentes acelerogramas de sismos representativos en el sector de ejecución del proyecto o en zonas aledañas que puedan ser de influencia en las estructuras. Una vez que obtengo los registros de dichos sismos tomo los acelerogramas correspondientes y procedo a realizar un trabajo de reajuste de sus coordenadas en base al espectro de diseño vigente para el Ecuador, reajuste que propiciará varios períodos con picos sobre dicho espectro y los restantes, bajo el espectro. De esta manera se puede concluir que este análisis me permitirá obtener un comportamiento más real de mi estructura enfrentada a dichas aceleraciones, que los análisis anteriores. Sin embargo la información disponible es muy escasa en el sector de desarrollo de este proyecto por lo que opto por emplear un sismo sintético desarrollado en forma experimental al interior del CEINCI basado en los registros más importantes del país.

El sismo sintético a ser empleado dispone de los siguientes datos procesados correspondientes al sismo sintético:

Tabla 2.13: Valores tabulados del sismo sintético para obtener su acelerograma.

0	0,000000
1,37	0,013700
2,06	0,020600
2,45	0,024500
2,65	0,026500
1,37	0,013700
0,78	0,007800
3,92	0,039200
4,51	0,045100
-0,59	-0,005900
-1,08	-0,010800

3,82	0,038200
-1,08	-0,010800
-11,27	-0,112700
-8,92	-0,089200
-1,86	-0,018600
-3,82	-0,038200
-5	-0,050000
-5	-0,050000
-18,52	-0,185200
-31,75	-0,317500
-24,11	-0,241100
-12,64	-0,126400
-12,05	-0,120500
-6,08	-0,060800
2,84	0,028400
-3,33	-0,033300
-8,13	-0,081300
4,21	0,042100
....
....
0,2	0,002000
0,98	0,009800
1,08	0,010800
0,39	0,003900
0,2	0,002000
0,1	0,001000
0	0,000000

Dispongo un total de 2001 datos disponibles que representan el siguiente acelerograma:

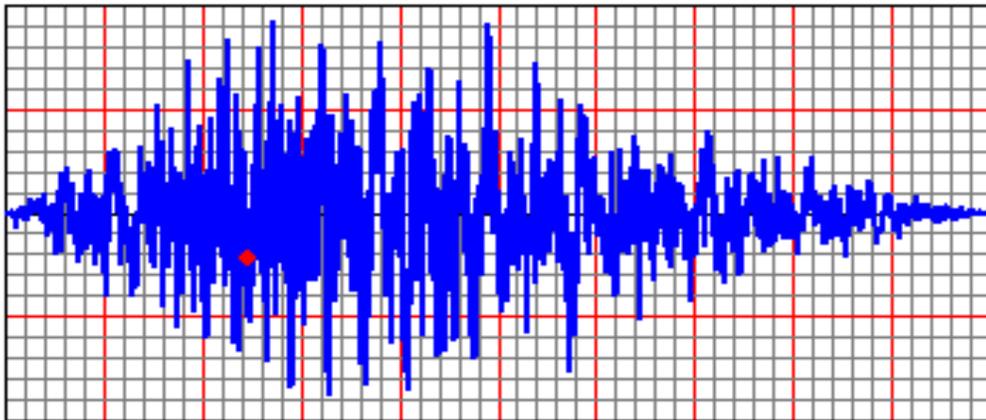


Figura 2.3: Acelerograma de sismo sintético para diseño.

Más adelante emplearé este acelerograma y los valores que lo representan para ingresar el sismo en el programa SAP2000 por medio del cual someteré a mis dos estructuras a sus diferentes aceleraciones y períodos, buscando sus deformaciones y esfuerzos para el diseño.

2.4 CARGAS DE VIENTO.

Son cargas dinámicas que para el diseño de la estructura deben ser aproximadas a cargas estáticas equivalentes. La mayoría de estructuras pueden emplear este análisis cuasi-estático para su diseño requiriendo de un análisis modal o dinámico solamente en casos muy especiales.

La presión ocasionada por el viento es proporcional al cuadrado de la velocidad y debe ser calculada principalmente en las superficies más expuestas de la estructura. Debido a la superficie rugosa del terreno, así como estructuras adyacentes y los detalles no homogéneos de la edificación en estudio, la velocidad del viento es variable y presenta turbulencias. Sin embargo para efectos de cálculo se asume que la estructura toma una posición deformada debido a una velocidad constante y que vibra a partir de ésta. En el caso de la presente estructura sabemos de antemano que los efectos del viento no son fundamentales en el diseño debido a las condiciones de forma, altura, masa, materiales constitutivos y ubicación geográfica, por tanto se puede realizar su cálculo únicamente con el análisis simplificado. Finalmente para dar inicio al cálculo de dichas cargas debo mencionar que el efecto del viento sobre la estructura depende de la densidad del aire, su velocidad, ángulo de incidencia del viento, de la forma y de la rigidez de la estructura y altura de la misma.

2.4.1 Método de cálculo.

Realizaré el cálculo basándome en los parámetros antes mencionados empleando una ecuación que incluye estos factores, la misma que anoto a continuación:

$$W = f.(\rho, V, h)$$

En donde W es la carga del viento (wind), y los factores en paréntesis son la densidad, velocidad y altura.

Para obtener la fuerza dinámica aplicaré la siguiente relación:

$$Po = \frac{1}{2} \rho . V^2$$

La misma que aplicando la densidad del viento queda de la siguiente manera:

$$Po = \frac{V^2 \frac{m}{s} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]}{16}$$

Finalmente para transformarla en fuerza estática aplicaré la ecuación que relaciona el ángulo de incidencia del viento:

$$W = Po(1,2.Sen\alpha - 0,4)$$

Para lo que α estará dado por el siguiente análisis según su dirección, barlovento o ataque directo del viento y sotavento o lado opuesto al ataque del mismo:

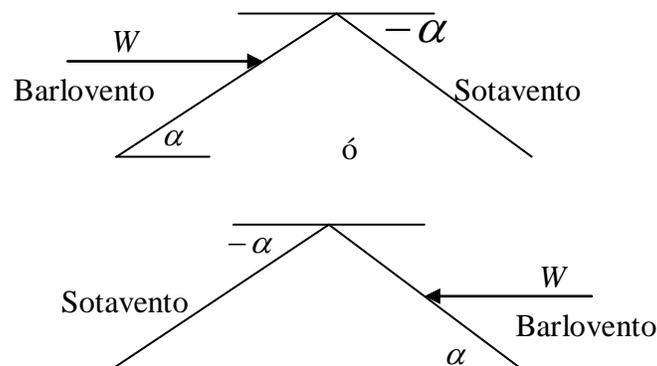


Figura 2.4: Efecto del viento en cubiertas inclinadas.

En lo que respecta a la influencia que el viento puede ejercer sobre las superficies verticales de las paredes, tomaremos los siguientes factores de influencia:

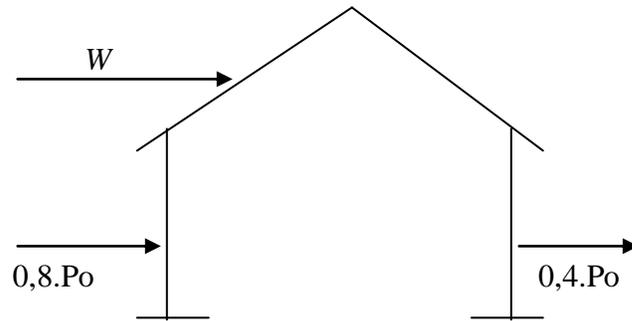


Figura 2.5: Efecto del viento paredes verticales.

Esta descripción vista en planta determina que el $0,8.P_o$ solamente se emplea para el frente que recibe directamente la carga de viento, y el $0,4.P_o$ se aplica a todas las fachadas restantes de la siguiente manera:

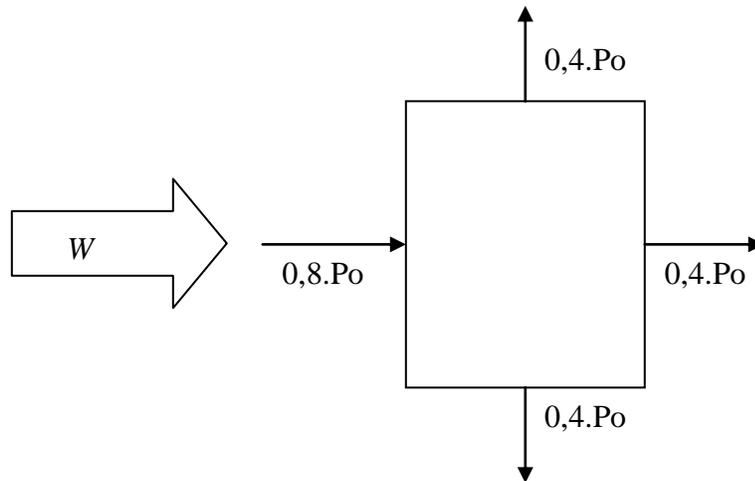


Figura 2.6: Efecto del viento en paredes verticales visto en planta.

2.4.2 Cálculo de la carga de viento.

Según la información obtenida por la estación hidrológica ubicada en el IASA, la velocidad del viento en el sector donde será edificada la estructura en estudio es de 95Km/m . La

inclinación o pendiente de la cubierta del presente proyecto es de 20° a 23°. Para el cálculo emplearé 22°.

$$P_o = \frac{V^2 \text{ m/seg}}{16} = \frac{\left(95 \times \frac{1000}{3600}\right)^2}{16} = 43,52 \text{ Kg/m}^2$$

Para la cubierta:

$$W_{x \text{ Barlovento}} = W_{xb} = P_o \cdot (1,2 \cdot \text{Sen } \alpha - 0,4) = 43,52 \cdot (1,2 \cdot \text{Sen } 22^\circ - 0,4) = 2,16 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{x \text{ Sotavento}} = W_{xs} = P_o \cdot [1,2 \cdot \text{Sen}(-\alpha) - 0,4] = 43,52 \cdot [1,2 \cdot \text{Sen}(-22^\circ) - 0,4] = -36,97 \text{ Kg/m}^2$$

Para las fachadas verticales:

$$W_{xb} = 0,8 P_o = 0,8 \cdot 43,52 = 34,82 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{xs} = -0,4 P_o = -0,4 \cdot 43,52 = -17,41 \text{ Kg/m}^2$$

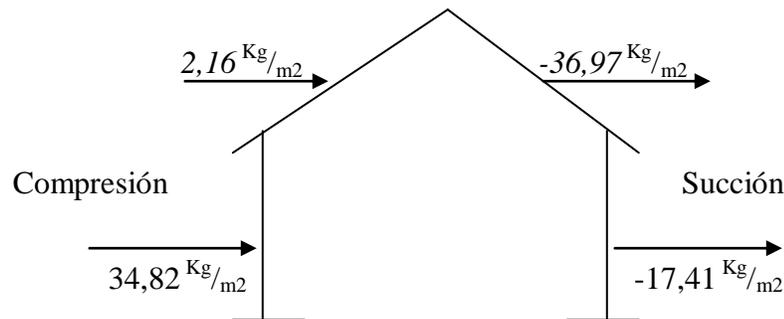


Figura 2.7: Valores calculados por efecto del viento.

Conclusión.- con el análisis realizado determiné que las cargas más grandes por viento son de 0,034T/m2, cargas que deberán ser distribuidas en los nudos de cada pórtico que recibe la influencia directa del viento. De esta forma concluyo que las cargas por viento son muy pequeñas y por tanto no será influyente durante el diseño de los elementos estructurales.

Capítulo III

ANÁLISIS DE MODELOS.

RESUMEN

En este capítulo está contemplado el proceso desarrollado para establecer los modelos adecuados para el análisis, inicialmente concebidos empleando el programa AUTO CAD como herramienta de apoyo gráfico, para luego transportar los diseños hacia el SAP 2000, en el cual se debe realizar las definiciones de materiales, secciones, cargas, funciones, casos de análisis, áreas y otros muchos detalles que complementan el modelo adecuado. Para todo esto realizo una descripción a manera de manual, con los detalles más destacados y las opciones que se deben tomar para ir completando el modelo. Adicionalmente incluyo imágenes tomadas del programa empleado para una mejor visualización de las acciones ejecutadas.

Finalmente adjunto algunos resultados obtenidos en el SAP 2000, destacando los esfuerzos y deformaciones críticas.

3.1 MODELACIÓN DIGITAL.

Una vez que he establecido los modelos a ser empleados para el cálculo y las cargas que serán aplicadas a los mismos procedo a modelarlos en el programa computacional SAP2000, el mismo que servirá de herramienta para el establecimiento de las deformaciones a las cuales deberé hallar solución para alcanzar un diseño óptimo que cumpla con los requerimientos de códigos y normativas en vigencia.

Para la ejecución de este trabajo me ayudaré en los diseños ya presentados en base a la arquitectura que las estructuras tendrán y que fueron realizados empleando el programa computacional AUTOCAD 2006, el mismo que puede establecer una adecuada relación de trabajo con el SAP2000 agilizando la modelación de las estructuras para luego ser sometido a su respectivo proceso de cálculo. De esta forma, a continuación describiré como realizo la importación de los diseños desde el AUTOCAD hacia el SAP2000.

3.1.1 Cubierta.

a.El dibujo realizado previamente en AUTOCAD debe servir para realizar el levantamiento de elevaciones o cotas, procedimiento que tiene por objeto el transformar mis diseños iniciales en dibujos en tres dimensiones para luego guardado nuevamente en un archivo propio con dos detalles a ser tomados muy en cuenta: primeramente todos sus elementos deben pertenecer o estar incluidos en una misma capa o layer; y luego debo procurar ubicar el modelo con una esquina del pie de una de las columnas en las coordenadas $X=0$, $Y=0$, $Z=0$.

- b. El archivo debe haber sido guardado con la extensión (*.dxt), el cual corresponde a un tipo de archivo que el programa SAP2000 puede importar y reconocer como elemento propio.
- c. Procedo a importar el diseño al programa SAP2000, para lo cual primeramente cambio las unidades a Ton (Toneladas), m (Metros) y C (grados centígrados). Luego realizo la exportación del archivo de AutoCAD con extensión *. dxt File.
- d. Una vez realizada la importación del archivo diseño al eje Z como el vertical y realizo la selección del nombre de la capa o layer a la cual pertenecen los elementos en AUTOCAD, en este caso “PORTICO H”.
- e. Con este procedimiento ya obtengo el modelo digitalizado en SAP2000 pudiendo ya visualizarlo plenamente con la opción 3D.

Con esto estoy listo para empezar a trabajar en mi estructura para complementarla con las especificaciones técnicas de sus elementos.

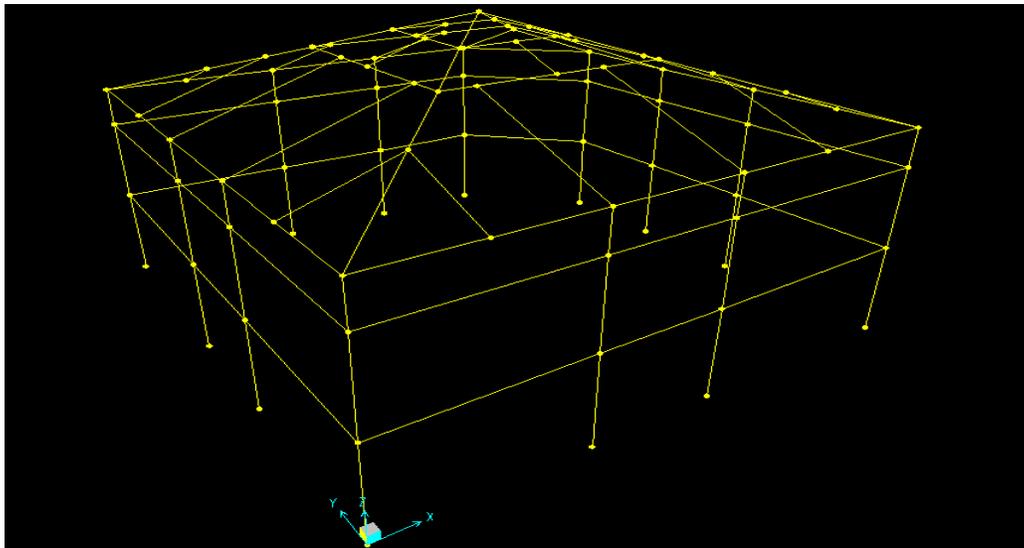


Figura 3.1: Estructura básica en SAP-2000.

Definición de materiales de la Estructura.

En el presente proyecto emplearé dos tipos básicos de materiales estructurales, el hormigón armado y perfiles de acero, por tanto el siguiente paso es el definir las características de dichos materiales tales como coeficientes de elasticidad, valores de fluencia, y otros que deberán estar en base a los requerimientos de los códigos en vigencia. En forma resumida debo realizar el siguiente proceso:

- a. Defino los materiales que emplearé, o sea el concreto y el acero con las características que requeriré en mis estructuras:
 - Hormigón u concreto de $f^c = 2800\text{T/m}^2$
 - Acero de refuerzo para el hormigón armado de $f_y = 42000\text{ T/m}^2$
 - Coeficiente de elasticidad de $15000 \sqrt{f^c}$, en Kg/cm^2
 - El resto de características no requieren ser modificadas pues están ingresadas en base al Código ACI 2004 y al código A-36 de acero.

Definición de las secciones de la Estructura.

Una vez que se ha definido el material que será utilizado y del cual estará compuesta la estructura, procedo a definir las secciones de cada uno de sus elementos, lo que permitirá establecer pesos propios y el área de la sección, por tanto, las inercias en los diferentes sentidos que trabaja el elemento. Para esto resumo a continuación el procedimiento:

- a. Ingreso al menú *Define* y selecciono la opción *Frame Sections*. Aquí procedo a eliminar las secciones existentes por defecto y creo nuevas secciones en base al requerimiento de mis estructuras.
- b. Las secciones que requiero son las siguientes:

- Columna de concreto u hormigón armado con una sección de 30x30: COL.30X30

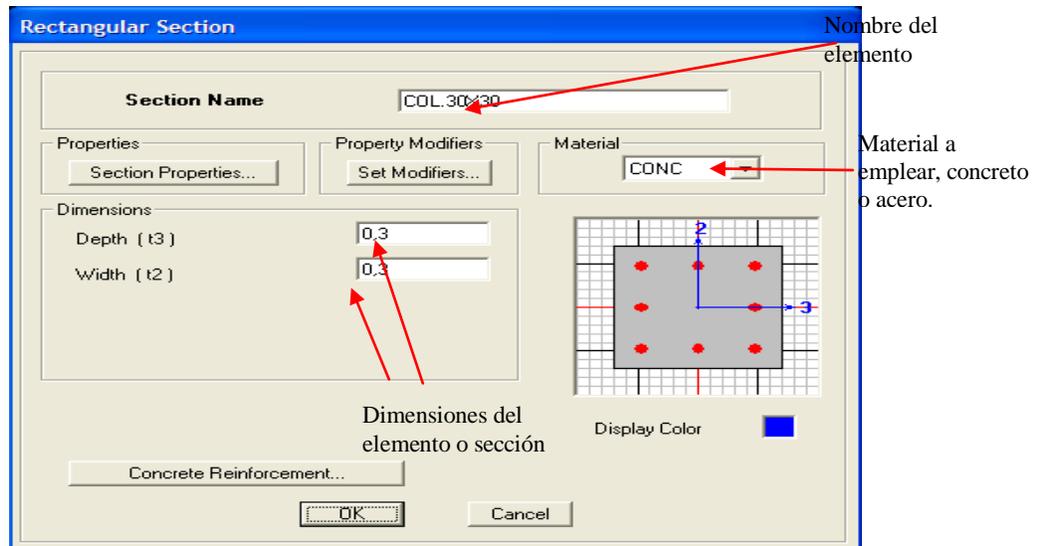


Figura 3.2: Definición de secciones.

Debo tener cuidado de definir si se trata de columna o de viga y en cada caso ingresar los multiplicadores de hormigón por inercias figuradas, 0.8 para columnas y 0.5 para vigas, al rededor del eje 2 y 3.

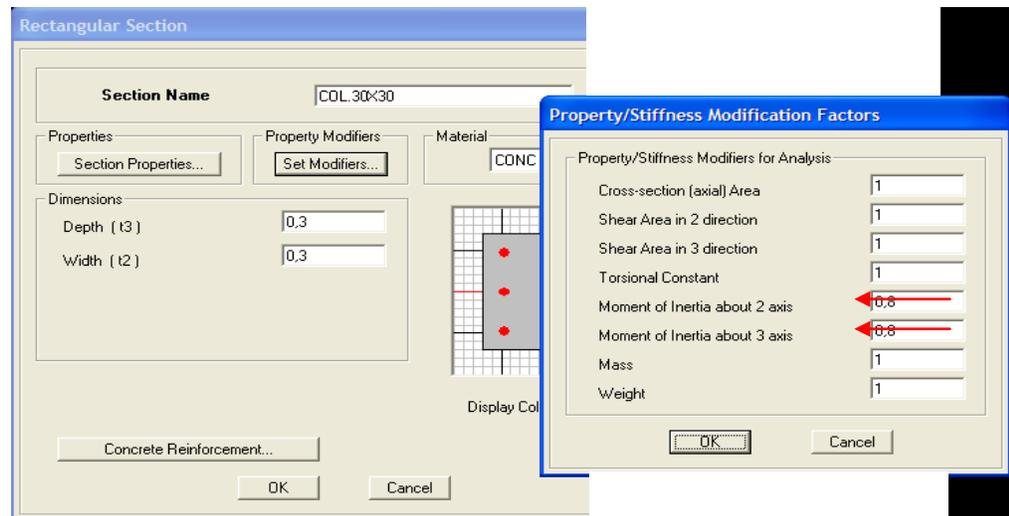


Figura 3.3: Modificación de factores para secciones tipo columna rectangular.

- Viga de hormigón armado con sección de 30x40: V30x40

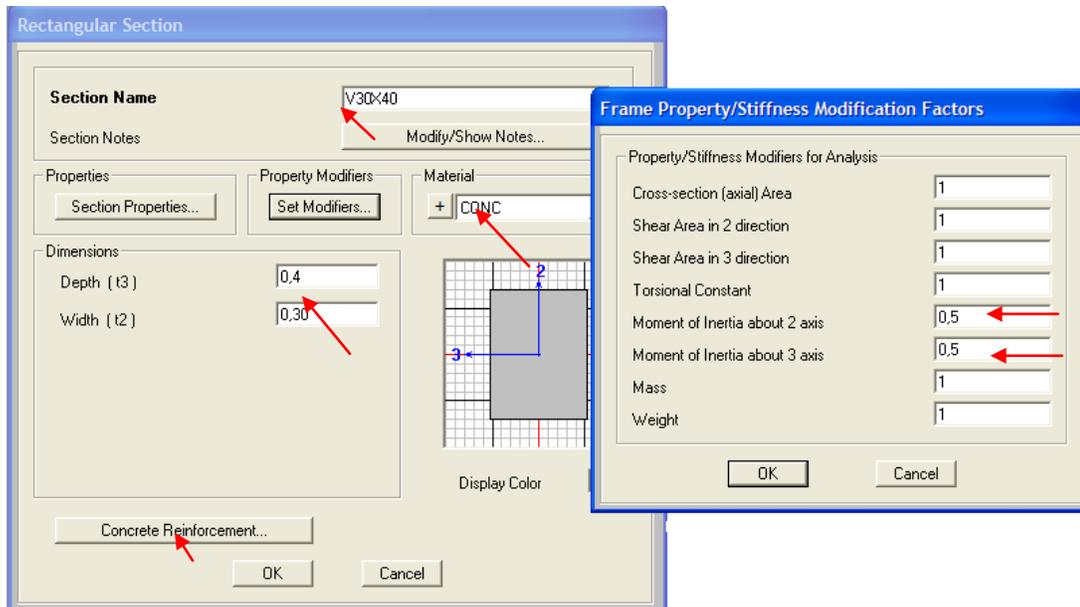


Figura 3.4: Modificación de factores para secciones tipo viga.

- Columnas de 0,50m de diámetro: CIRC50

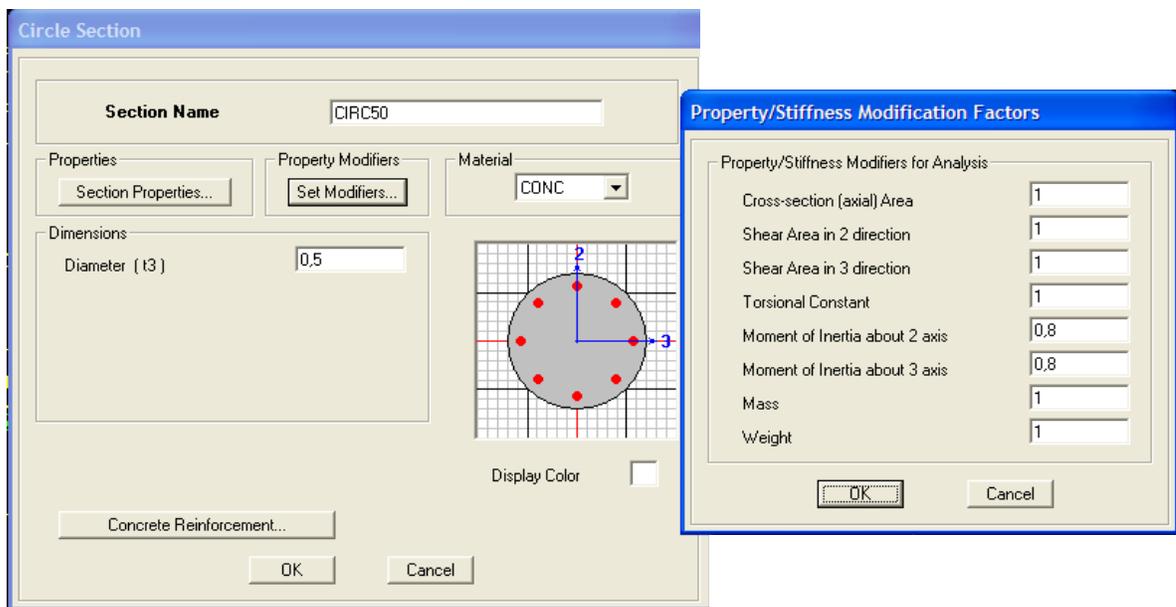


Figura 3.5: Modificación de factores para secciones tipo columna circular.

- *Channel* para vigas de cubierta de refuerzo o correas: CORREA

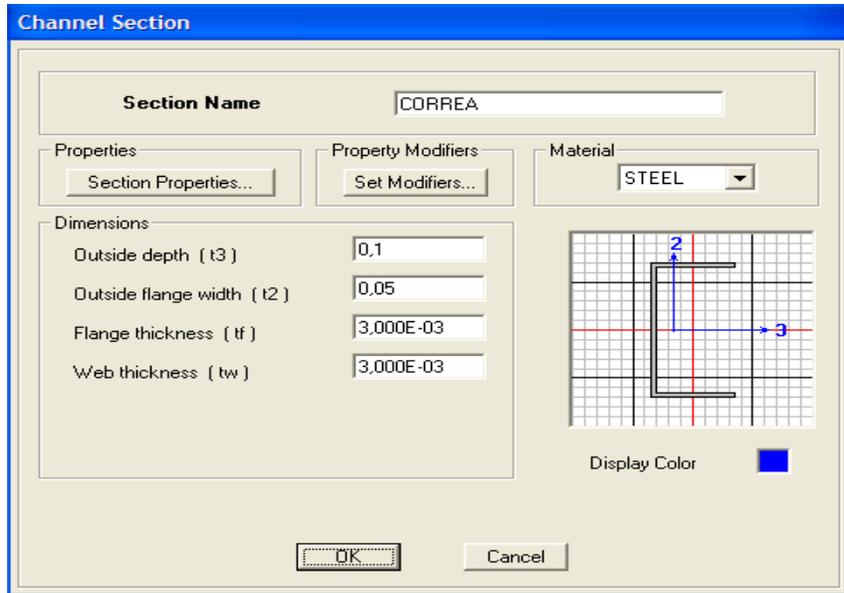


Figura 3.6: Definición de sección metálica tipo C.

- *Double Channel* para vigas de cubierta V.CUB.

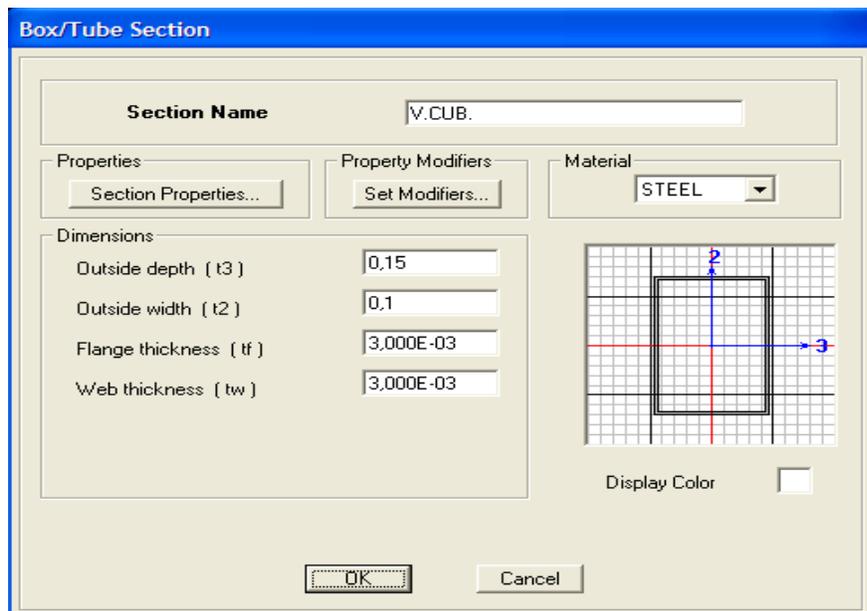


Figura 3.7: Definición de sección metálica tipo doble canal, cubierta.

- *Double Channel* para vigas principales diagonales V.DIAG.

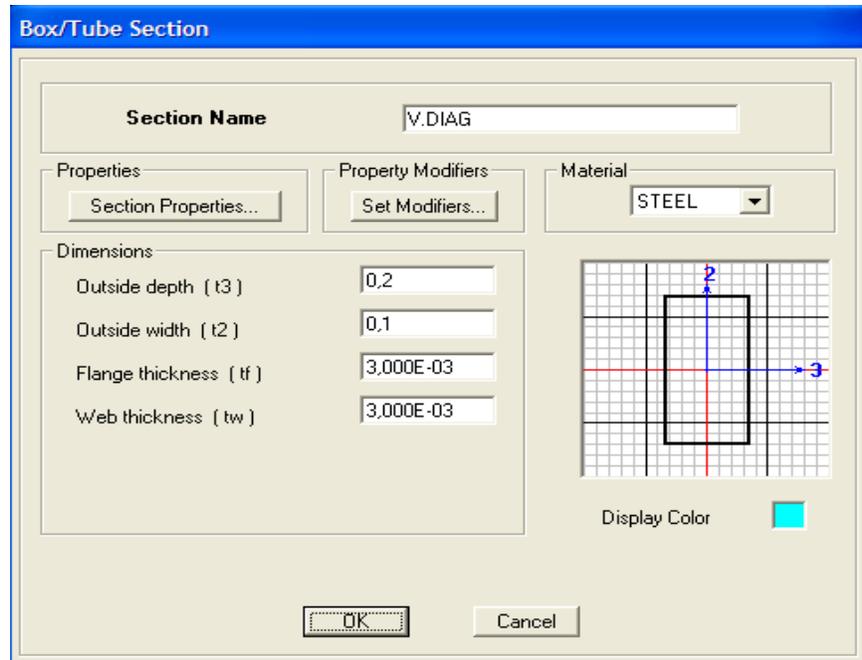


Figura 3.8: Definición de sección metálica tipo doble canal, diagonales.

Definición de áreas de cubierta.

A parte de las secciones definidas en el capítulo anterior es necesario hacer lo mismo con la cubierta, tratando de aproximarnos lo más posible al tipo de material que usaré para ello. Debido a las especificaciones exigidas por el Departamento de Desarrollo Físico de la ESPE, ésta debe ser de estilo clásico acorde con las edificaciones ya existentes en el IASA, por tanto, ésta deberá ser de teja. Sin embargo, existe un material opcional que imita la textura y las características visuales de la teja, su presentación es en planchas de teja metálica tipo TOLEDO, las mismas que son de acero con gran vistosidad y estética y que equivalen a un 40% del peso de una teja real. Por tanto, la definición del área de cubierta será empleando elementos SHELL con material acero, STEEL.

- a. En el menú *Define* selecciono la opción *Area Sections* y procedo a definir un nuevo elemento tipo *Shell* con características de membrana delgada con un espesor de 0,5mm

y una honda de 4cm para la resistencia a la flexión. El elemento de área será llamado CUBIERTA.

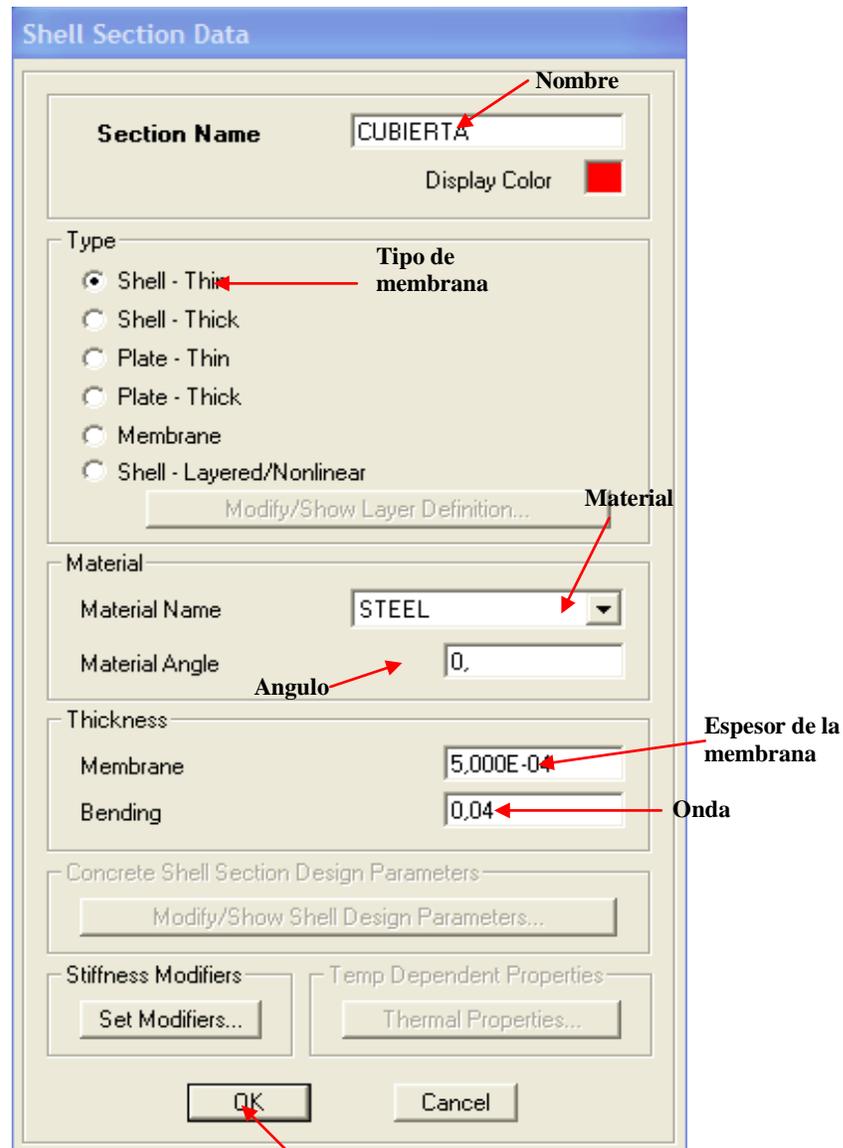


Figura 3.9: Definición de secciones tipo shell.

Definición de cargas que soportará la Estructura.

Para definir las cargas debo tomar en cuenta aquellas que calculé en el capítulo anterior, carga Permanente, Viva, Sísmica y de Viento. El programa SAP2000 necesita que éstas sean ingresadas al registro de cargas con sus nombres propios así como su tipo, dinámica o estática definidas en el programa, y sus factores de afectación para el análisis. En base a estos requerimientos procedo como sigue.

- a. En el menú Define ingreso a la opción Load cases, en la que realizo una definición de las cargas a emplear:
- DEAD para la carga muerta con un multiplicador de 1.
 - LIVE para la carga viva, con el multiplicador igual a 0.
 - QUAKE para la carga sísmica, con multiplicador de 0 y la opción de usar un coeficiente.
 - WIND para la carga de viento, con multiplicador de 0 y con la opción ninguno o *None*.

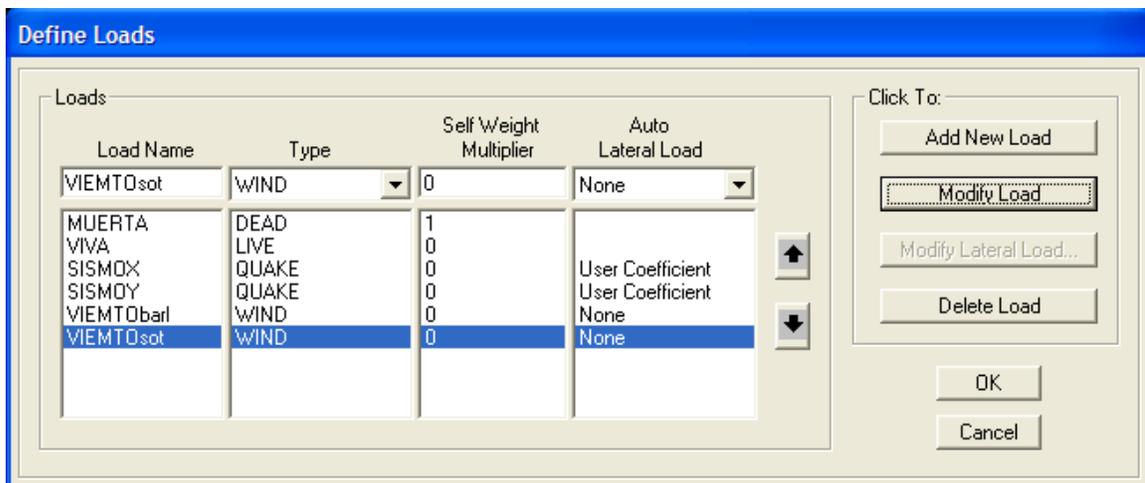


Figura 3.10: Definición de tipos de carga.

- b. Para las cargas sísmicas el procedimiento necesita de un detalle adicional, esto debido a que este tipo de carga puede venir de cualquier dirección. Por tal razón debo detallar si el sismo es en dirección **X** o es en dirección **Y**. Además, en este proceso debo ingresar el valor hallado del cortante basal el mismo que servirá para que el programa evalúe el efecto de la carga sísmica en forma automática, esto en base al análisis estático. Este paso debo ejecutarlo para el sismo en cada dirección en forma individual, uno por uno en forma separada.

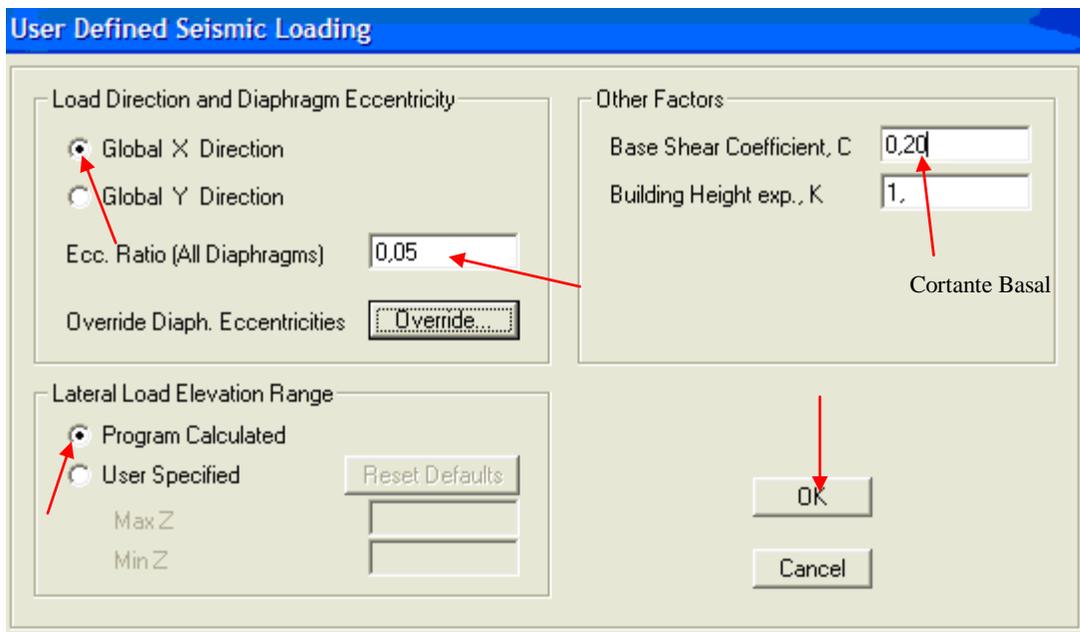


Figura 3.11: Definición de coeficiente sísmico a emplear (Cortante Basal).

Finalmente tengo definidas las cargas que emplearé y las acepto con *OK* para que formen parte del análisis.

Asignación de apoyos para la Estructura.

Para la asignación de apoyos debo basarme en los modelos que voy a emplear puesto que su correcta definición producirá resultados adecuados, caso contrario podría tener problemas de estabilidad. Asigno los apoyos de la siguiente forma:

Selecciono todos los nudos ubicados en la parte inferior de la estructura y dentro del menú *Assign* selecciono la opción *Joint* en donde está la opción *Restraints* que me permite escoger para mi modelo la opción de empotramiento, con restricciones en todas las direcciones.



Figura 3.12: Definición de tipos de apoyo.

Asignación de secciones a los elementos de la Estructura.

Una vez realizada la definición de los materiales, secciones y áreas, el siguiente paso es asignarlas a cada uno de los elementos que constituyen la estructura de tal forma que el programa diferencie unos de otros y les asigne las características propias de cada uno durante su trabajo o funcionamiento en forma conjunta una vez que reciban las cargas que deberán soportar. Para la asignación procedo de la siguiente manera:

- a. Selecciono todos los elementos que tendrán la misma sección y en el menú *Assign* selecciono la opción *Frame/Cable/Tendon*, lo que desplegará un submenú en donde debo seleccionar *Frame Sections*.
- b. Con la ventana *Frame Properties* que contiene todas las secciones que ya he definido previamente procedo a asignar la que corresponde a los elementos seleccionados.

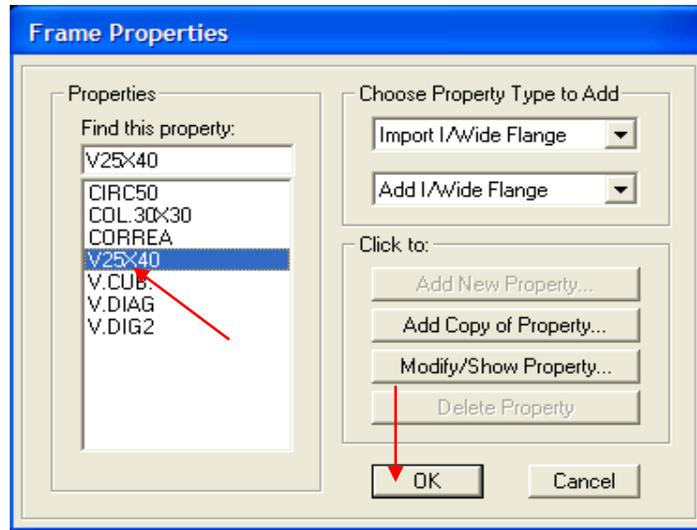


Figura 3.13: Asignación de secciones.

- c. Procedo de la misma forma con cada uno de los elementos que forman la estructura hasta observar que todos tienen una sección propia según las que previamente definí. Caso contrario, si no he realizado una asignación manual, el programa asigna una sección por defecto, situación que debo evitar. La estructura totalmente asignada sus secciones quedará de la siguiente manera:

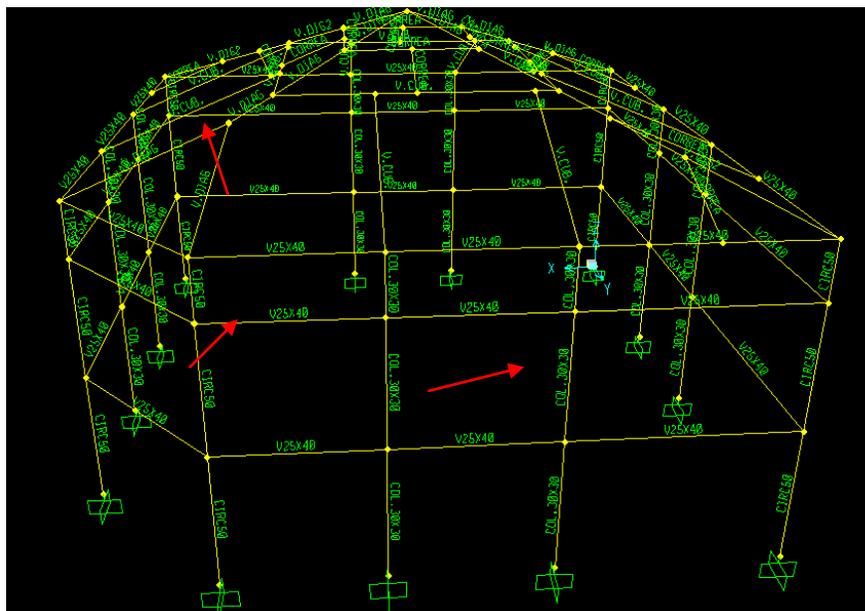


Figura 3.14: Secciones asignadas a cada elemento.

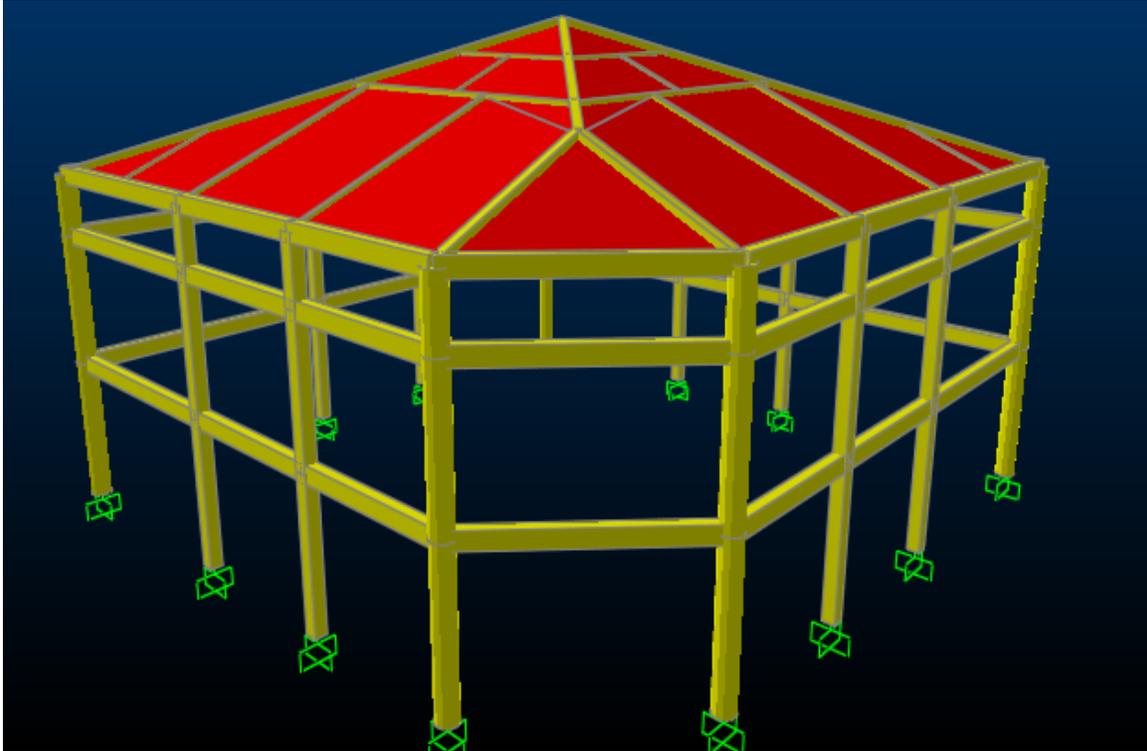


Figura 3.16: Estructura lista en SAP-2000 para iniciar el cálculo.

Asignación de cargas a los elementos estructurales.

Una vez que la estructura está configurada en el programa SAP2000 puedo iniciar la asignación de las cargas antes definidas, procedimiento que sería el último paso antes de dar inicio al análisis del comportamiento de cada elemento con la intención de dar inicio a su cálculo estructural.

Carga Muerta o Permanente.

Existen dos formas de ingresar esta carga. La primera es manualmente en base a los cálculos realizados en el capítulo anterior; y la segunda forma es permitiendo que el programa realice la asignación automática de ésta.

- Primero realizo la asignación automática, la misma que ya fue activada al definir las cargas mediante el factor multiplicador 1 que ingresé.

- Luego realizo el ingreso manual con la carga muerta calculada en el peso de las escaleras que se apoyarán en las vigas centrales del primer nivel de los pórticos de cubierta, 1.17T/m. Adicionalmente ingreso la carga muerta a la cubierta propiamente dicha por efecto del material de anclaje que requiere, total 6Kg/m2. Para ésto selecciono los elementos correspondientes y empleando el menú de asignación *Assign* y la opción *frame loads*, ingreso el valor de las cargas uniformemente distribuidas como tipo MUERTA.

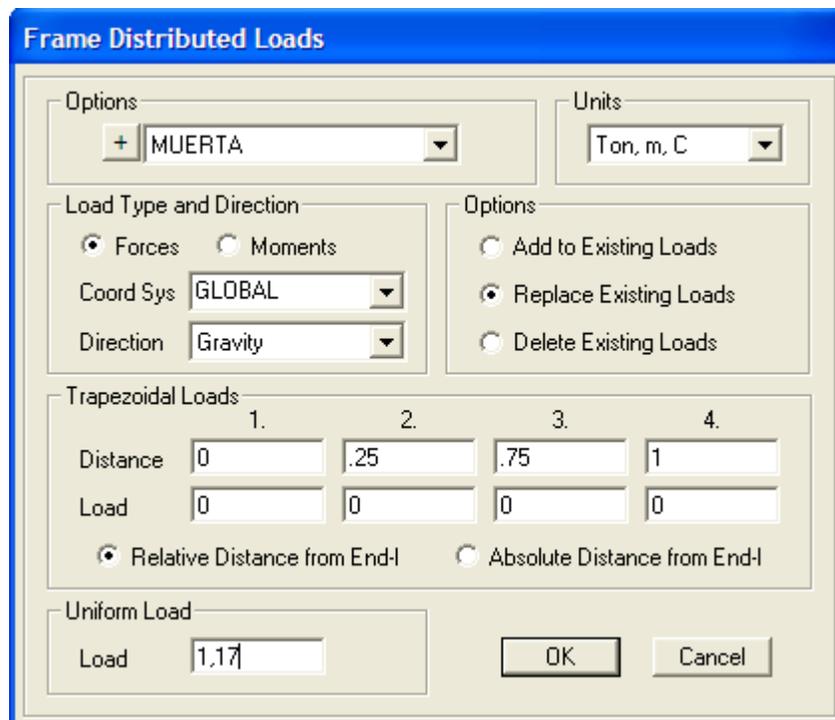


Figura 3.17: Ingreso de cargas tipo muerta uniformemente distribuida.

Procedo de igual forma para las cargas de área, seleccionando las áreas a ser cargadas y en el menú *Assign* con la opción *Area loads* mediante la opción *Uniform (Shell)*.



Figura 3.18: Ingreso de carga muerta para un área uniforme.

Carga Viva.

Ésta corresponde a las posibles cargas que puedan incidir en forma temporal. En la estructura de cubierta las cargas básicamente serán dadas por efectos de una o dos personas que realicen su mantenimiento y por efecto de la lluvia o granizo. Estas dos últimas no serán tomadas en cuenta debido a la gran inclinación de las caídas laterales de la cubierta de 40% en su pendiente además de la superficie lisa que ofrece el material escogido, tejas metálicas. Por tanto la carga viva será de 85Kg/m² que cubre una persona con equipo de mantenimiento. Otra afectación que tendrá la estructura estará dada en las vigas intermedias de apoyo para las escaleras en el nivel N+3,60, las mismas que recibirán la carga viva especificada en el capítulo II de 550Kg/m² por sus dos metros de ancho y la mitad de su longitud, o sea un total de 1.3T/m.

Para asignar estas cargas procedo de igual forma que para la asignación de cargas permanentes descrita en el anterior numeral, con la diferencia de que debo escoger carga VIVA como tipo de carga a ser asignada.

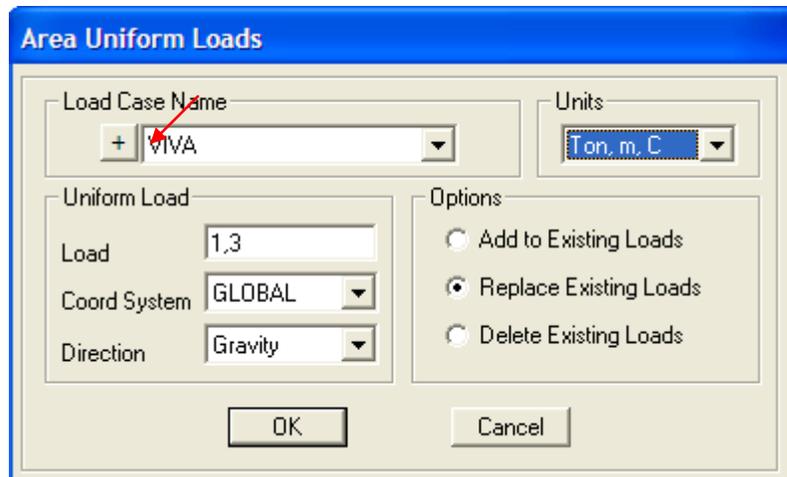


Figura 3.19: Ingreso de cargas vivas uniformes de área.

Carga Sísmica o carga por sismo.

ANÁLISIS ESTÁTICO.- Al igual que en la carga permanente, en el caso del peso propio, este tipo de carga puede ser ingresado de dos maneras: en forma manual en base al cálculo de cortante basal realizado en el capítulo II, lo que correspondería a un ingreso de carga en cada nudo lateral de los pórticos, por cada piso; y la forma automática con la cual requiero únicamente ingresar el coeficiente de cortante basal y el programa distribuye su afectación en cada pórtico según su masa.

Para el presente análisis voy a escoger la segunda opción, empleando el cortante basal para el cálculo automático. Para esto, el coeficiente ya lo ingresé en la definición de cargas, pero el cálculo debe realizarse en base a la aceleración que representa el sismo, por tanto ingreso en el menú Define, selecciono Analisis Cases para abrir la ventana de opciones en la que selecciono una a una las cargas sísmicas en X o en Y, y en cada una de ellas realizo una modificación en la que redefino al sismo como una aceleración con multiplicador 1, con las opciones de cálculo estático y lineal.

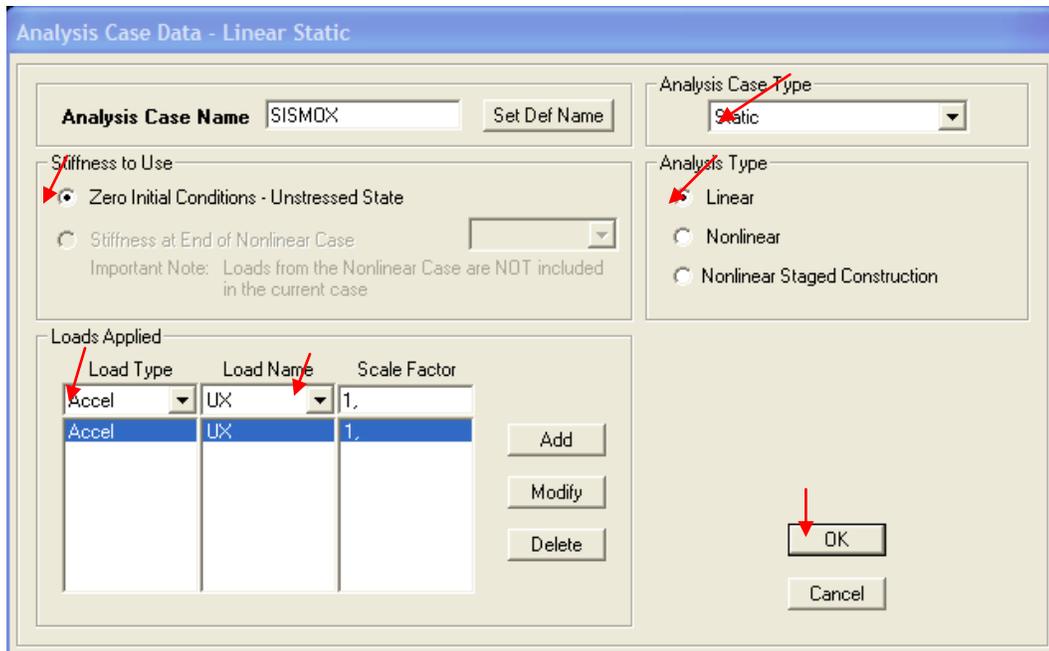


Figura 3.20: Ingreso de carga sísmica como aceleración para análisis lineal.

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.- para éste análisis debo ingresar los valores determinados en el capítulo II en forma de función, con la asignación o ingreso de varios períodos de tiempo y las aceleraciones obtenidas en cada instante definido. Para realizar ésto, en el menú Define selecciono la opción funciones, la misma que me da la opción Espectro de respuesta (Response Spectrum) por medio de la cual despliego la ventana que me permite seleccionar un espectro desde un archivo externo al SAP2000.

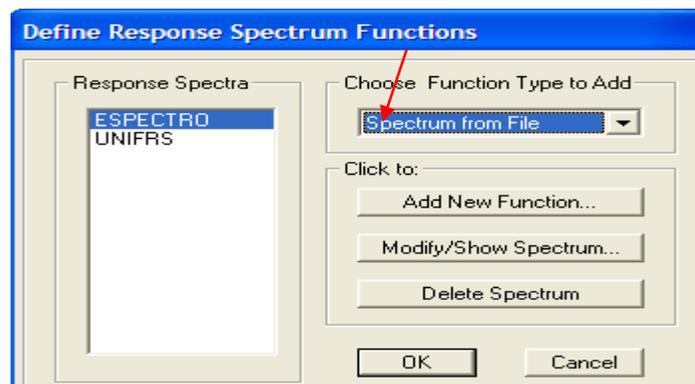


Figura 3.21: Ingreso de espectro de diseño desde archivo en excel.

En la ventana desplegada selecciono el ícono Browse y procedo a seleccionar el archivo externo que contiene la información requerida Período vs. Valores de aceleración.

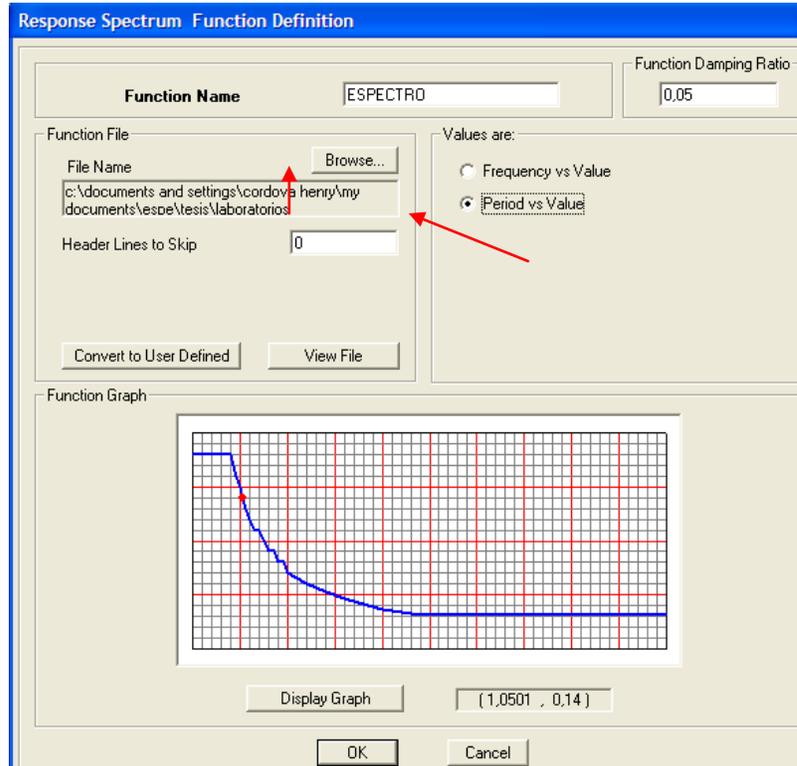


Figura 3.22: Espectro de respuesta a emplearse.

Como resultado tenemos el espectro de respuesta como parte del análisis que ejecutará el programa.

ANÁLISIS HISTÓRICO EN EL TIEMPO.- Para éste análisis procedo de igual forma que en el análisis Modal Espectral, preparando inicialmente una tabla de valores de ingreso y de respuesta, lo mismos obtenidos en el capítulo II, pero trasladándolos a Word Pad. Realizo su ingreso como una función pero con el nombre de Time History, colocando intervalos de tiempo iguales de 0,01 con un formato normal. Al ingresar la función obtengo un acelerograma que me permitirá someter a mis estructuras a los

esfuerzos producidos por las aceleraciones producidas por este sismo denominado Sintético.

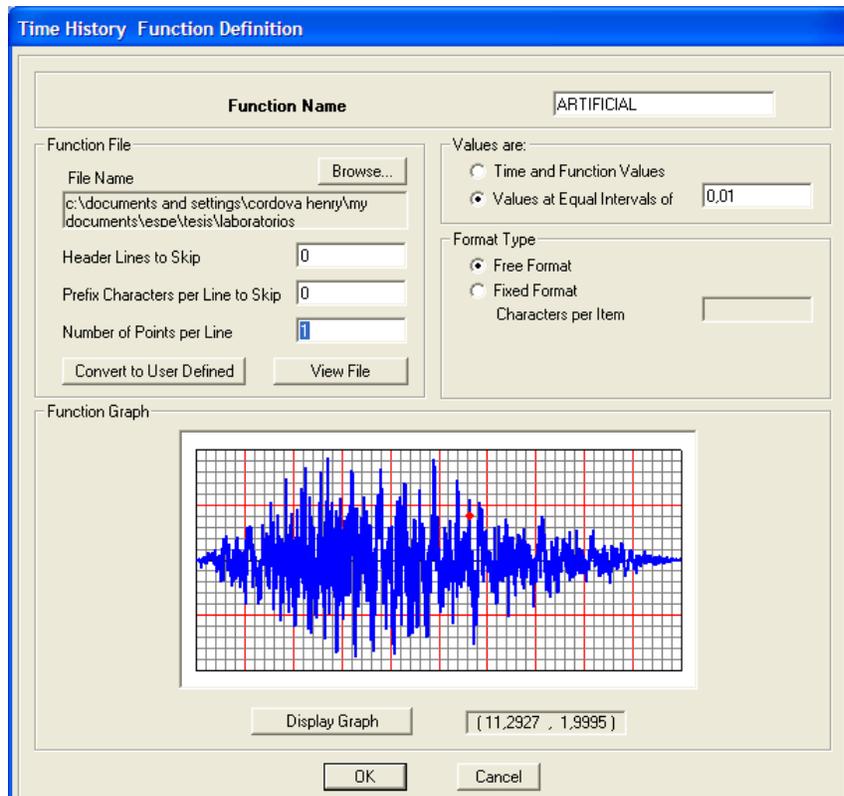


Figura 3.23: Acelerograma sintético a emplearse para el diseño.

Para concluir con éste tipo de análisis sísmico debo ingresar a los casos de análisis en donde debo modificarlo en X y en Y para que actúen como aceleración y tengan un multiplicador de 1, al igual que en el análisis estático, agregando también el número de respuestas en función del tiempo de análisis, para lo que elijo 400 con intervalos de tiempo de 0,5.

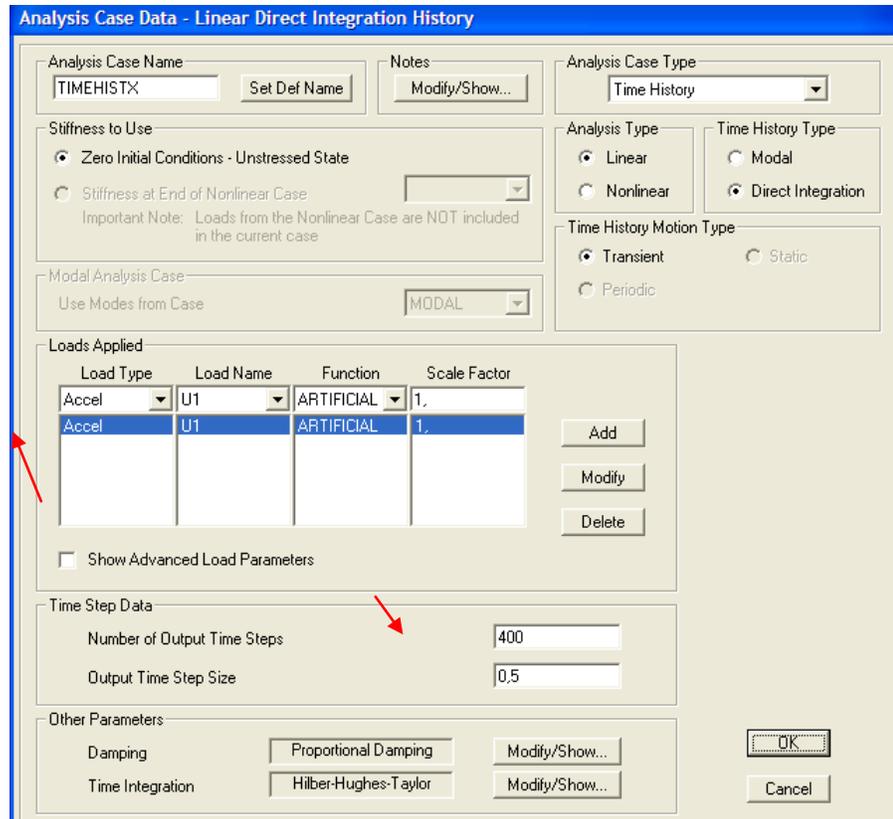


Figura 3.23: Definición de la carga tipo aceleración con 400 intervalos de análisis.

Finalmente la estructura del módulo de cubierta está lista para iniciar su análisis mediante corridas empleando el SAP2000.

3.1.2 Escaleras.

El proceso es el mismo explicado en detalle para la cubierta, por tanto, para las escaleras procederé en forma más resumida, determinando los pasos generales para su modelación digital.

- a. Exporto el dibujo realizado en AUTOCAD hacia el SAP2000, determinando adecuadamente sus coordenadas y ejes tridimensionales.
- b. Una vez que tengo la estructura en SAP2000 procedo a definir los materiales a emplear. Para este módulo únicamente emplearé concreto u hormigón armado.

- c. Procedo a definir las secciones de la estructura. Las secciones que emplearé serán vigas de 30x40, vigas de borde de 20x20, columnas circulares de 30cm de diámetro y nervios de 15x20 cada 0,50m que simulan el funcionamiento de nervios de 15x10 cada 1m. Además modelaré las escaleras como secciones de concreto de 0,15mx2,0m y 0,15mx3,0m.

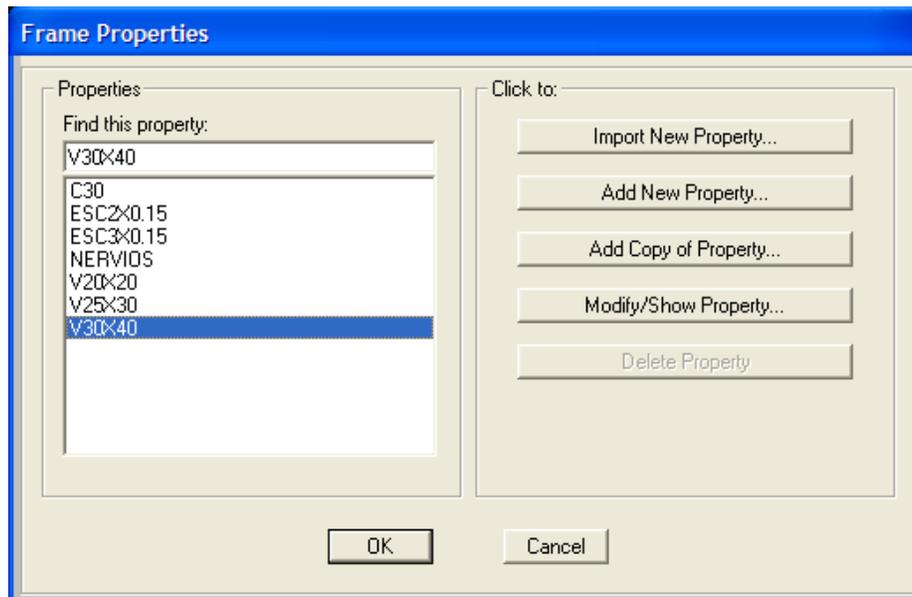


Figura 3.24: Definición de secciones para las escaleras.

- d. El siguiente paso es definir la sección de área que emplearé. Defino entonces, la sección de área denominada *Losa* con un grosor de 0,05m, para que se aplique su peso, pero con una capacidad de trabajo a flexión de 0, para que sólo trabajen los nervios en el modelo. Esta sección será de tipo *shell* y la voy a dividir al máximo en espacios de 0,5 en cuadrados y triángulos, en sentido 1 y 2, con subdivisiones también de 0,5.

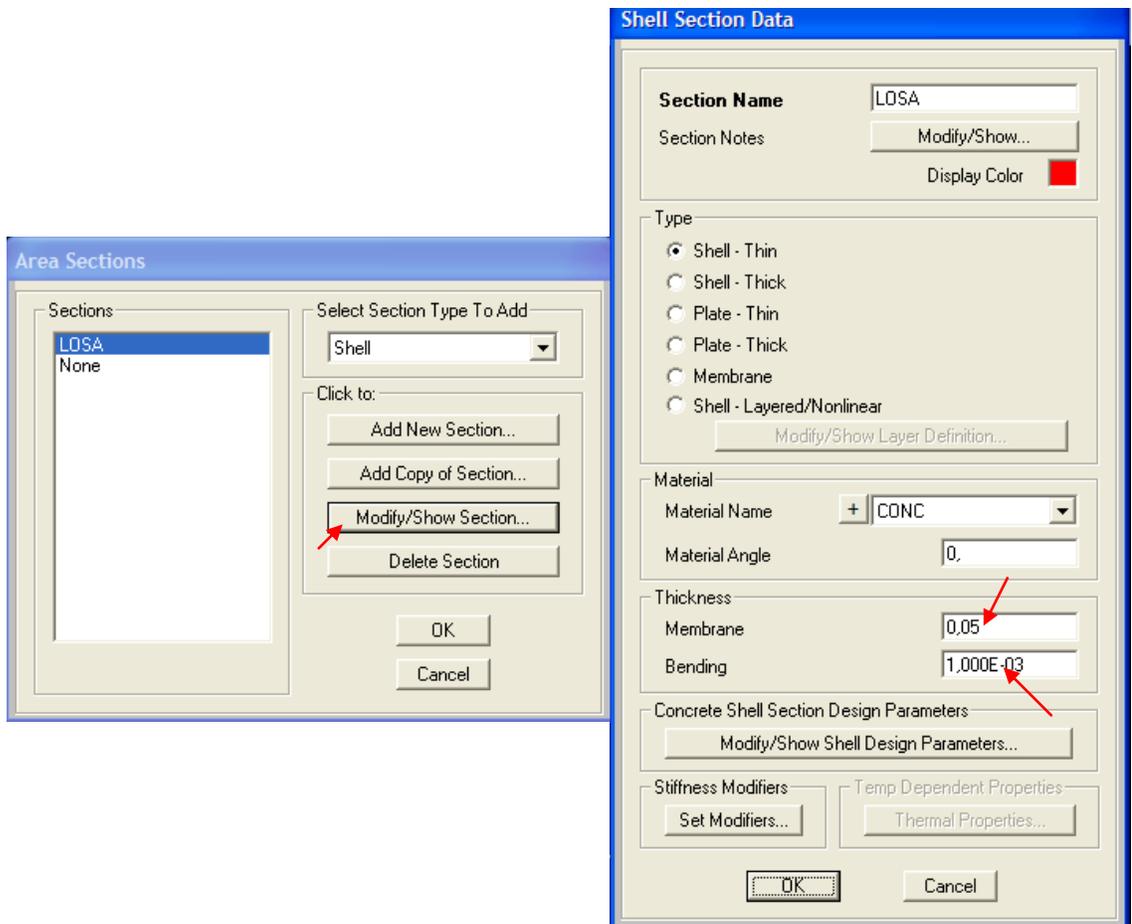


Figura 3.25: Definición de secciones de área tipo shell, espesor y ancho de doblado.

- e. El siguiente paso es definir las cargas que soportará la estructura, las mismas que son *VIVA*, *MUERTA*, *SISMOX* y *SISMOY*. Defino los *Load Cases* con el factor de multiplicador 1 para la carga muerta y 0 para las restantes.

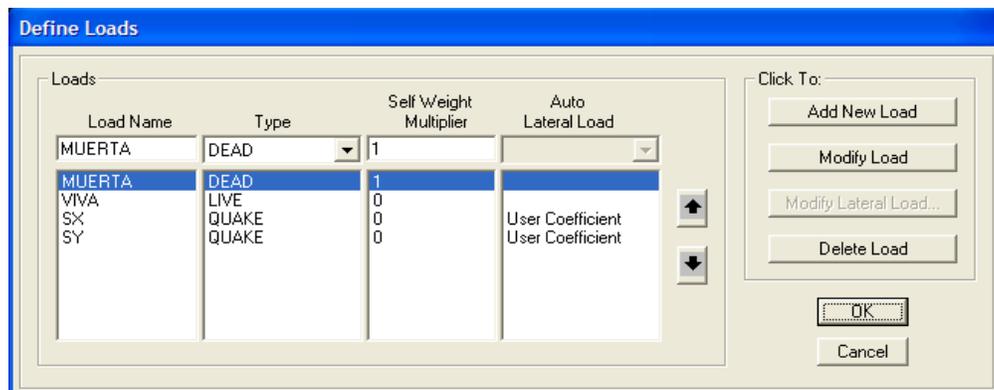


Figura 3.26: Definición de casos de carga a emplearse.

- f. En base al modelo concebido procedo a asignar los apoyos que tendrá la estructura en la base de la escalera que sube del nivel N+0,00 al N+2,52 y las columnas en el nivel N+0,00, los mismos que serán de tipo empotrado. Además de estos apoyos la estructura constará de cuatro apoyos para las escaleras en el nivel N+3,60, sobre las vigas centrales de la estructura de cubierta, los mismos que serán igualmente empotrados.
- g. El siguiente paso corresponde a la asignación de las secciones previamente definidas a cada elemento. Procedo seleccionando cada grupo de elementos de igual sección y opto por el menú *Assign* en donde escojo la opción *Frame/Cable/Tendon* y finalmente *Frame sections*. Realizo los pasos ya conocidos asignando las secciones y acepto.
- h. Lo siguiente es asignar las áreas definidas a los elementos que tendrán estas características, como es la losa del descanso.
- i. Finalmente la estructura está lista para ser cargada, quedando de la siguiente manera:

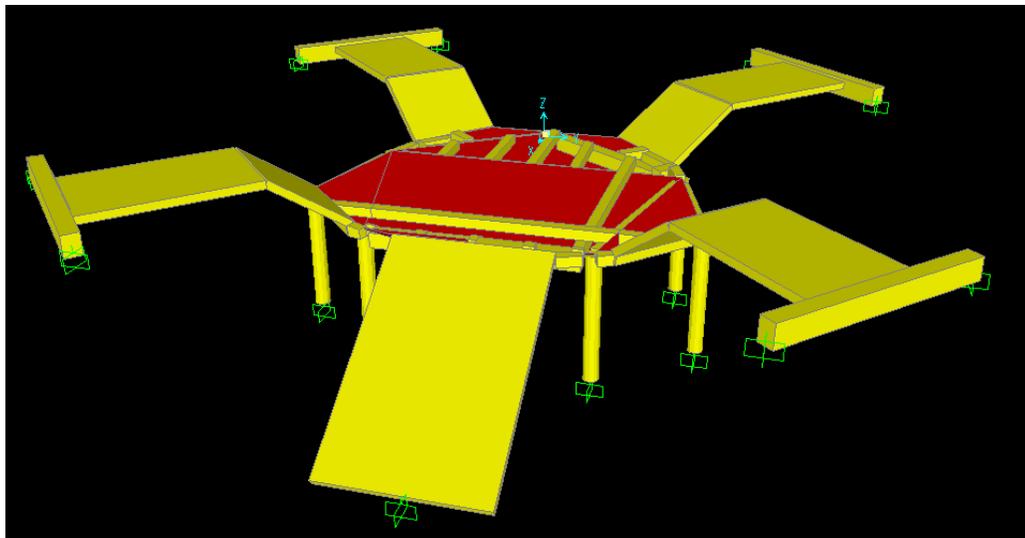


Figura 3.27: Estructura del módulo de escaleras lista para ser cargada.

- j. Una vez que ya cuento con la estructura procedo a asignarle las cargas que afectarán su funcionamiento, proceso que puedo resumir de la forma siguiente:

Carga Muerta o Permanente.

Esta carga estará compuesta del peso propio de cada elemento y de la carga que le proporciona los acabados y detalles como escalones. De igual forma que en la cubierta, el programa se encarga del peso propio una vez que seleccioné el factor multiplicador 1 en lugar del 0 en la definición de cargas. Sin embargo el peso de acabados y escalones debo ingresarlos manualmente, seleccionándolos previamente con el cursor, y procediendo mediante el menú *Assign* y las opciones para cargas en elementos tipo *frames* y para el área en la losa de descanso con elementos tipo *shell*

- Para el área de la losa de descanso la carga será de 0,184 T/m².
- La carga para las escaleras ortopoligonales incluye acabados, masillado y pasamanos, en total 0,226T/m².
- Para la escalera en losa maciza incluye además el peso de los escalones, un total de 0,908 T/m².

Carga Viva.

Como ya anoté en varias ocasiones, la carga viva es de 550Kg/m². Procedo a realizar dicha asignación mediante la selección de las áreas y de los elementos a ser cargados y siguiendo el procedimiento ya conocido. Por efectos de el ancho de las escaleras, las cargas quedan de la siguiente manera para su asignación como *frame loads*:

- Escaleras ortopoligonales 1,100 T/m.
- Escalera de losa maciza 1,65 T/m.

Carga Sísmica o carga por sismo.

Esta asignación la realizaré de igual forma que en la estructura de cubierta:

- a. Ingreso el valor del cortante basal y me aseguro que la carga sea de tipo aceleración más no tipo fuerza creando los casos de análisis en X y en Y.

- b. Ingreso el espectro de respuesta mediante los valores calculados previamente en el capítulo II, en forma de función y creo los casos de análisis en X y Y.
- c. Ingreso el acelerograma del sismo Artificial mediante los valores obtenidos previamente en el capítulo II. De igual forma debí haber creado los casos de análisis para el Histórico en el Tiempo en X y en Y.

Con esto, la estructura de escaleras está lista para someterse al cálculo de esfuerzos y deformaciones por parte del programa SAP2000.

3.2 DEFORMACIONES.

Para la determinación de las deformaciones emplearé el programa SAP2000 el mismo que una vez ejecutado el proceso de definición de materiales, secciones y cargas así como la asignación de ellos a cada elemento que conforma la estructura, está listo para realizar la primera corrida. Se define como corrida al proceso automático de cálculo de esfuerzos y deformaciones, datos que deben ser solucionados en base al diseño de los elementos que deberán afrontarlos. Sin embargo, no siempre la primera corrida es adecuada para las secciones y cargas impuestas, por tanto inicia un proceso de determinación de las características más adecuadas las cuales se determinarán con corridas subsiguientes en un número que dependerá de lo adecuado del desempeño de la estructura según el diseño realizado.

3.2.1 Cubierta.

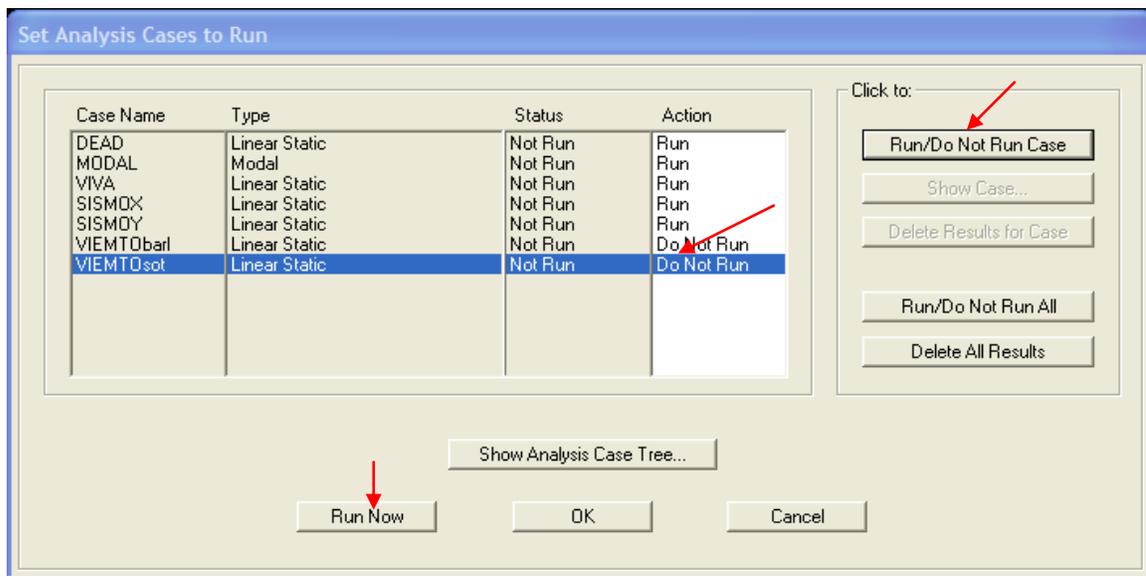
Voy a ejecutar la primera corrida de la estructura, para lo cual realizaré el siguiente procedimiento en SAP2000:

- a. Ingreso al menú *Analyze* y en él selecciono la opción *Run Análisis*.



Figura 3.28: Selección de opciones para correr el análisis estructural

- b. En la ventana que se despliega *Set Análisis Cases to Run* deben estar todos los estados de carga que asigné a la estructura con la inclusión del estado *MODAL* que permite determinar los modos de vibración de la estructura. Chequeo que los estados de carga que van a actuar estén activos mediante la palabra *Run*. Finalmente realizo la corrida con el ícono *Run Now*.



Una vez ejecut: **Figura 3.29:** Selección de los casos de análisis a ser corridos.) en forma numérica.

A continuación presentaré los valores máximos o críticos, por tanto los valores que no presento estarán por debajo de éstos.

Carga Permanente o Muerta.

Máx. deform.
0,15cm

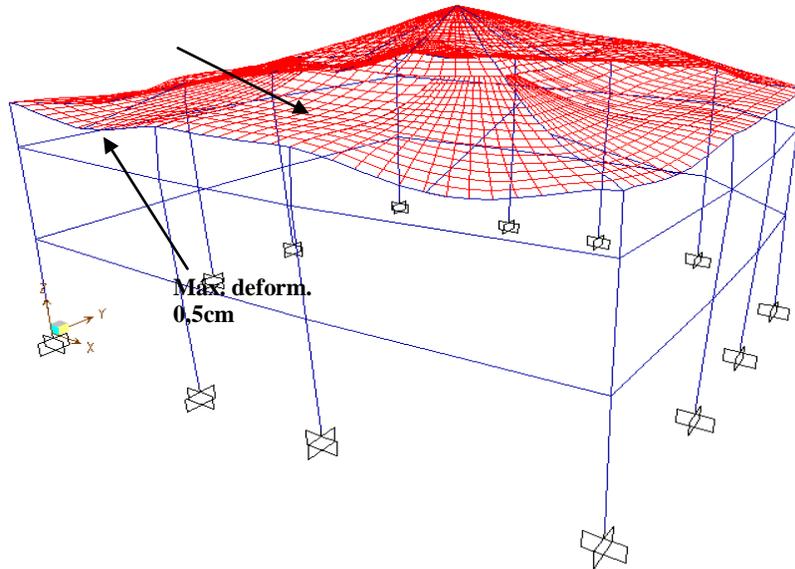


Figura 3.30: Deformaciones por carga Muerta, módulo de cubierta.

Carga Viva.

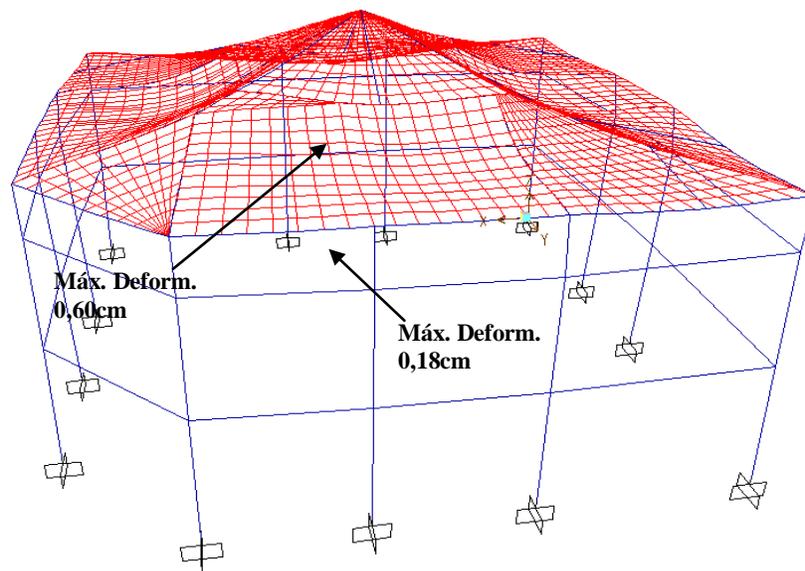


Figura 3.31: Deformaciones por carga Viva, módulo de cubierta.
Carga Sísmica en cualquier dirección X o Y (Análisis Histórico en el Tiempo).

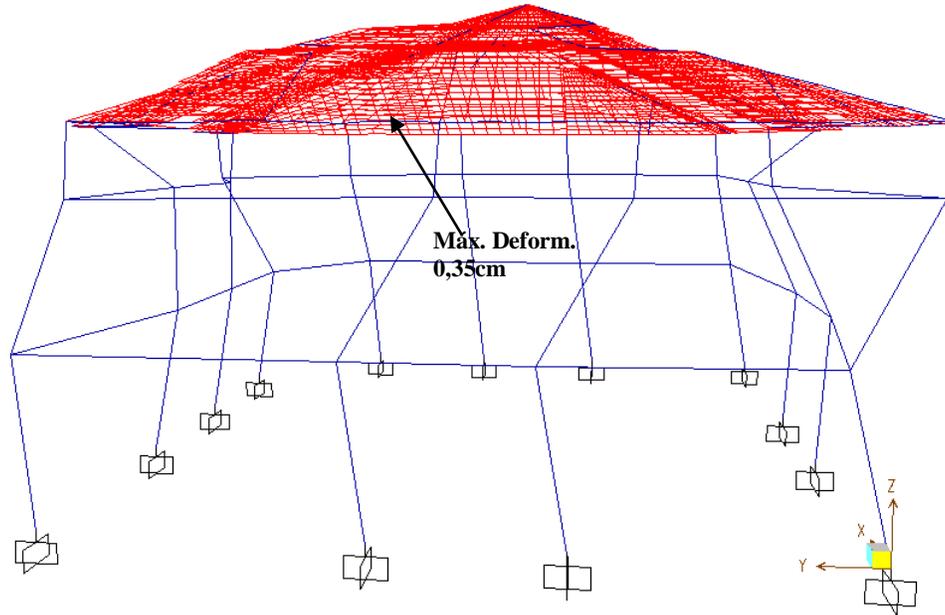


Figura 3.32: Deformaciones por carga Sísmica, módulo de cubierta.

3.2.2 Escaleras.

Primeramente corro la estructura en el programa SAP2000 siguiendo los mismos procedimientos que realicé en el análisis de la estructura de cubierta. De esta corrida presentaré los resultados máximos o más críticos:

Carga Permanente o Muerta.

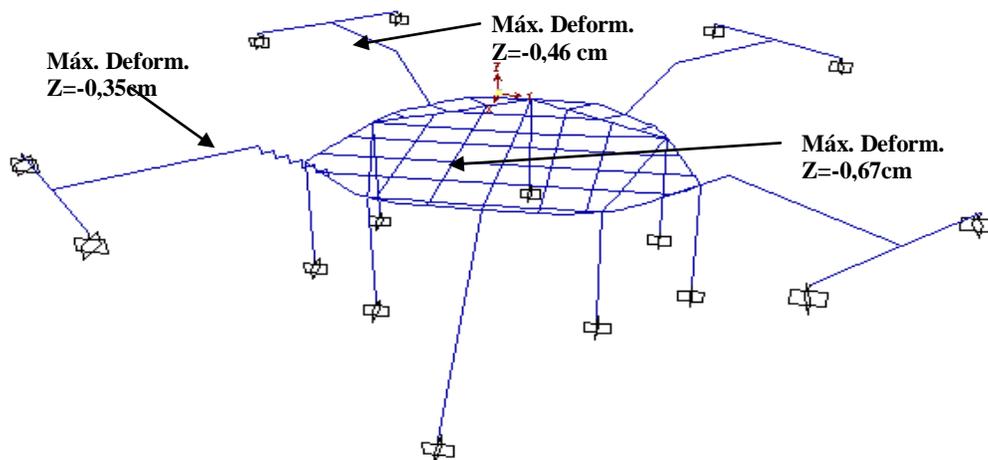


Figura 3.33: Deformaciones por carga Muerta, módulo de escaleras.
Carga Viva.

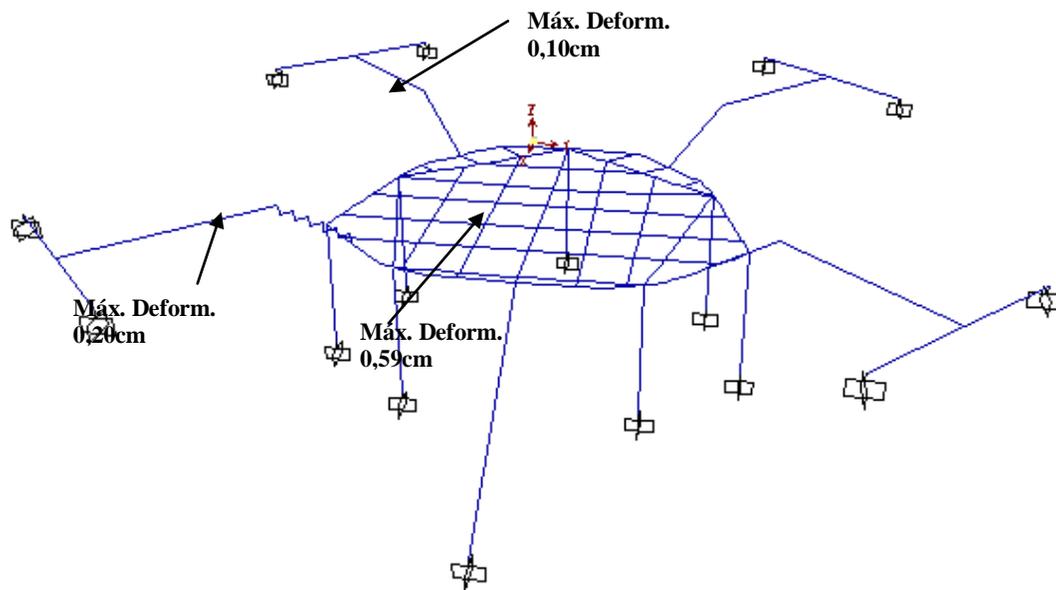


Figura 3.34: Deformaciones por carga Viva, módulo de escaleras.

Carga Sísmica en cualquier dirección X o Y (Análisis Estático).

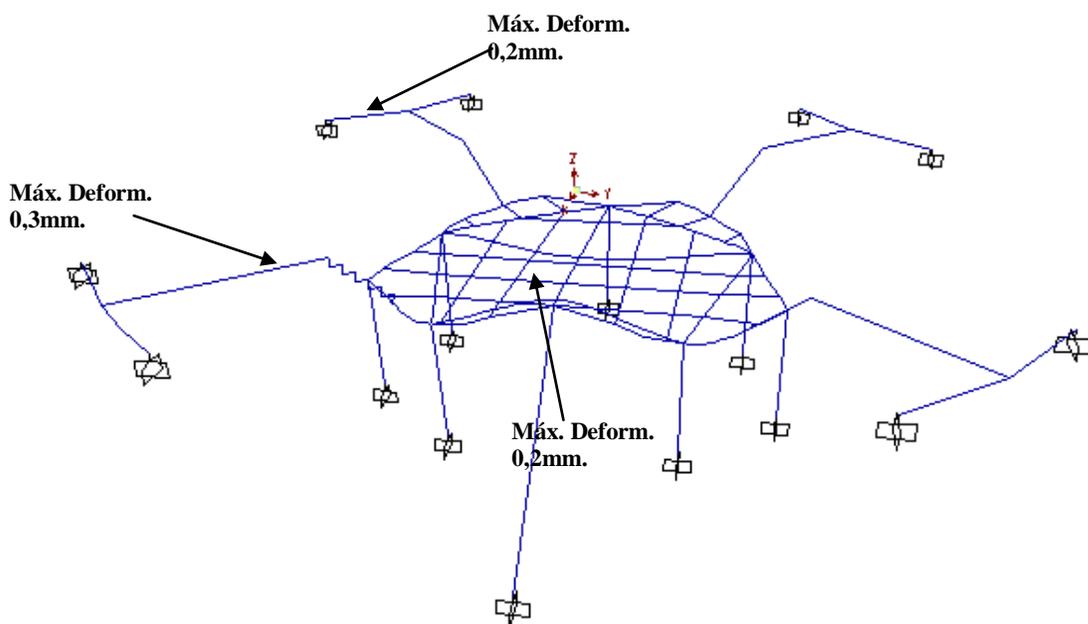


Figura 3.35: Deformaciones por carga Sísmica, módulo de escaleras.

3.3 ESFUERZOS.

Los esfuerzos que deberán soportar los elementos de cada una de las estructuras fueron calculados durante la corrida ejecutada para obtener las deformaciones. El programa SAP2000 nos permite trabajar indistintamente con esfuerzos y deformaciones en cada corrida que le ordenamos que realice. Estos valores pueden ser obtenidos en tablas de resumen, sin embargo el número de los mismos hacen que para presentarlos se necesite de mucho espacio. Sin embargo, debido a que todos los resultados están incluidos en el archivo digital adjunto al presente trabajo, pueden ser visualizados empleando una computadora.

3.4 CONCLUSIONES.

- Al realizar el análisis de las estructuras modeladas en el programa SAP2000 puedo concluir que el predimensionamiento realizado en el capítulo I fue correcto desde el punto de vista de la seguridad, sin embargo no lo es en la parte económica. Por esta razón realicé varias corridas de la estructura procurando optimizar las secciones en función de los esfuerzos obtenidos y procurando su menor tamaño posible en función de la parte económica. Una vez que alcance valores aceptables, a mi punto de vista y según el análisis del programa, procederé a realizar el diseño de cada elemento, el mismo que me permitirá detectar nuevas falencias y requerimientos para las secciones.
- La estructura de cubierta es muy estable por la gran área que abarca, pero sobretodo por la poca masa que presenta al no tener losas de entrepiso y haber disminuido los pesos con estructura metálica y cubierta de teja de latón. En vista

de esto, la estructura no sufre una afectación destacable por parte de las cargas críticas calculadas, las cargas de sismo.

- La estructura de escaleras es relativamente pequeña y por tanto posee poca masa. Sin embargo al incluir una losa de entrepiso que soporta cuatro grupos de escaleras y es soportada sobre columnas, provoca esfuerzos principalmente de corte que deben ser tomados en cuenta para el diseño. En lo que se refiere a los momentos, su estabilidad evita que la afectación sea importante y esto gracias a que en los elementos incluí dos (2) columnas adicionales, todas de sección circular, que la vuelven más rígida. En los elementos horizontales debo destacar el haber empleado una losa alivianada bi-direccional y las vigas de tipo descolgadas que mejoran el funcionamiento de la estructura.
- A continuación realizaré el análisis de derivas de piso en las columnas tipo:

Escaleras.

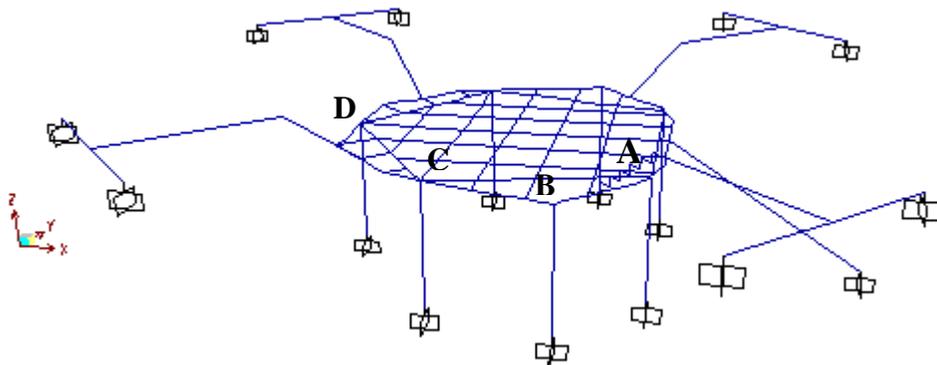


Figura 3.36: Columnas del módulo de escaleras a ser analizadas sus derivas.

Tabla 3.1: Cálculo de la deriva de piso para el módulo de escaleras.

$$\text{Deriva de piso} = \frac{\Delta}{h} \cdot R \cdot \phi_p \cdot \phi_E$$

$$R = 10$$

$$\phi_E = 0,9$$

$$\phi_p = 0,9$$

	Columna A	Columna B	Columna C	Columna D
Δ N+2,52	0,004	0,004	0,0038	0,0042
Δ N+0,00	0	0	0	0
h	2,52	2,52	2,52	2,52
Deriva	0,013	0,013	0,012	0,014
	0,13%	0,13%	0,12%	0,14%

Deriva Máxima = 0,02 = 2%

Las derivas chequeadas en cada columna de la estructura de escaleras son menores al 2%, por tanto, cumplen con las normas del Código C.E.C.

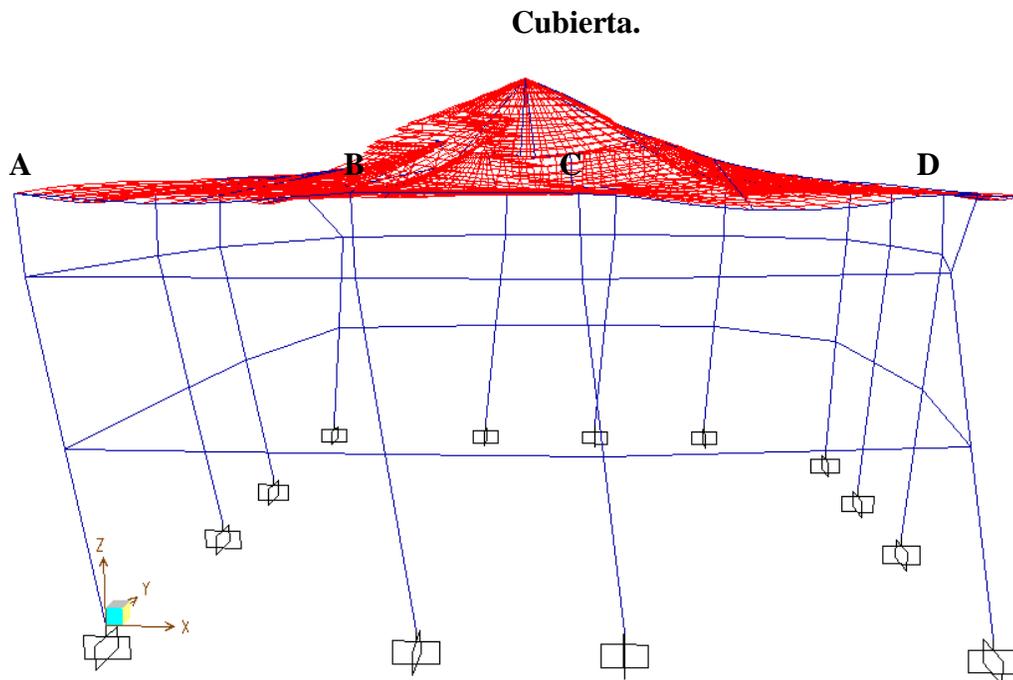


Figura 3.37: Columnas del módulo de cubierta a ser analizadas sus derivas.

Tabla 3.2: Cálculo de la deriva de piso para el módulo de cubierta.

$$\text{Deriva de piso} = \frac{\Delta}{h} \cdot R \cdot \phi_p \cdot \phi_E$$

$$R = 10$$

$$\phi_E = 0,9$$

$$\phi_p = 0,81$$

	Columna A	Columna B	Columna C	Columna D
Δ N+8,40	0,0088	0,0086	0,0086	0,0095
Δ N+6,90	0,0079	0,008	0,0079	0,0068
h	1,5	1,5	1,5	1,5
Deriva	0,0044	0,0029	0,0034	0,0131
	0,44%	0,29%	0,34%	1,31%

$$\text{Deriva Máxima} = 0,02 = 2\%$$

Del análisis realizado puedo concluir que las columnas cumplen el requerimiento del código CEC que exige una deriva menor al 2%.

Capítulo IV

DISEÑO ESTRUCTURAL.

RESUMEN

Para el desarrollo del presente capítulo emplee un sinnúmero de hojas de cálculo desarrolladas en EXCEL, las mismas que me permitieron agilizar el calculo de varios elementos al mismo tiempo. Estas hojas de cálculo han sido incluidas con breves explicaciones a manera de memoria de cálculo. Las hojas de cálculo completas estarán incluidas en el respaldo digital del proyecto.

Además incluyo varios gráficos demostrativos tomados del programa computacional SAP 2000 y dibujos en AUTO CAD y en el graficador de OFFICE.

Tabla 4.1: cálculo de armadura para vigas críticas, módulo de cubierta.

VIGAS CRÍTICAS												
	D1 - D2' (N+3,60)			D2' - D3' (N+3,60)			D3' - D4' (N+3,60)			D4' - D4 (N+3,60)		
	Apoyo	Centro	Apoyo	Apoyo	Centro	Apoyo	Apoyo	Centro	Apoyo	Apoyo	Centro	Apoyo
Longitud	5,55			4			3,95			4,98		
Mu	2,286	0,45	2,22	2,14	0,48	2,09	2,1	0,289	2,53	1,88	0,361	1,87
$\rho =$	0,00120	0,00053	0,00118	0,00116	0,00055	0,00114	0,00115	0,00043	0,00126	0,00108	0,00048	0,00108
$\rho \text{ min} =$	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333
As =	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
Armadura	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12	3 ϕ 12

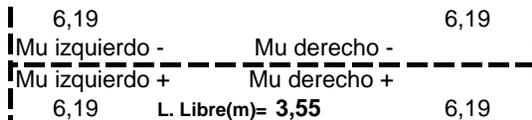
Diseño de estribos (capacidad), viga crítica:

Ingrese el Area de acero en cm² :



Mu resistente:

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



Cortante hiperestatico e isostatico.

$$\left. \begin{array}{l} Vu \text{ hip 1} = 3,49 \text{ T.} \\ Vu \text{ hip 2} = 3,49 \text{ T.} \end{array} \right\} \text{max} \rightarrow 3,49 \text{ T.}$$

$$\begin{array}{l} Vu \text{ isost} = 3,32 \text{ T.} \\ Vu \text{ actuante} = 6,8 \text{ T.} \end{array}$$

$$Vc = 0,53 \sqrt{f'c} b d \rightarrow Vc = 9,58 \text{ T.}$$

$$1^{\text{a}} \text{ chequeo: } Vu \text{ hiper.} < 0,5 Vu \text{ actuante}$$

$$Vs = -1,57 \text{ T.} \quad \text{No necesita estribos}$$

$$2^{\text{a}} \text{ chequeo: } Vs < 2,1 \sqrt{f'c} b d \text{ Si cumple}$$

$$3^{\text{a}} \text{ chequeo: } Vs < 1,06 \sqrt{f'c} b d \text{ S.max=d/4}$$

$$S = 9,00 \text{ cm}$$

$$Av = -0,0934 \text{ cm}^2 \rightarrow 1E \phi 8 \text{mm cada } 10 \text{ y } 20 \text{cm}$$

$$Av \text{ min} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Longitud de desarrollo.

$$ld = db \cdot \frac{fy \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma}{6,6 \cdot \sqrt{f'c}}$$

$$l.d = 47,46 \rightarrow 50 \text{ cm}$$

NOTA: El armado requerido se satisface con el acero mínimo, por lo que la sección podría disminuirse a sus mínimos según el código CEC. Sin embargo, por motivos arquitectónicos mantendré una sección de 30 x 40cm en vista que dichas vigas permanecerán vistas y deben presentar una apariencia acorde al módulo completo.

Columnas de hormigón armado

CHEQUEO DE ESBELTEZ.

Inercias de elementos:

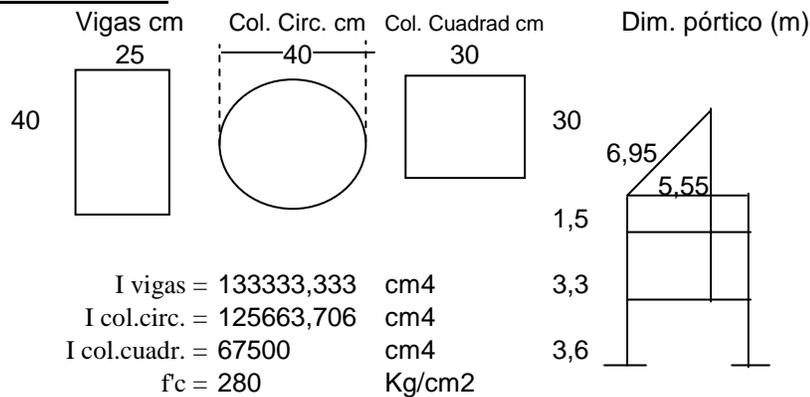


Figura 4.2: Secciones de columnas y vigas

Rigideces:

Columnas circulares esquineras (critica).

$$\mu_D = 1,68 \quad \text{T-m}$$

$$\mu_T = 4,93 \quad \text{T-m}$$

$$\beta_d = 0,34$$

Planta baja: $\Psi_A = 0$
 $\Psi_B = 3,38$

1 planta: $\Psi_A = 3,38$
 $\Psi_B = 5,64$

2 planta: $\Psi_A = 5,64$
 $\Psi_B = 3,88$

Nomograma $\frac{K.Lu}{r} < 22$

k = 1,4 $\frac{K.Lu}{r} = 44,8$ **Esbelta**

k = 2,1 $\frac{K.Lu}{r} = 60,9$ **Esbelta**

k = 2 $\frac{K.Lu}{r} = 22$ **No Esbelta**

Columnas cuadradas centrales (critica).

Sentido y

$$\mu_D = 0,16 \quad \text{Kg}$$

$$\mu_T = 1,96 \quad \text{Kg}$$

$$\beta_d = 0,08$$

		Nomograma	$\frac{K.Lu}{r} < 22$	
Planta baja:	$\Psi_A = 0$ $\Psi_B = 1,49$	$k = 1,22$	39,04	Esbelta
1 planta:	$\Psi_A = 1,49$ $\Psi_B = 2,49$	$k = 1,59$	46,11	Esbelta
2 planta:	$\Psi_A = 2,49$ $\Psi_B = 1,71$	$k = 1,53$	16,83	No Esbelta

Sentido x

Mu D = **0,23** Kg
 Mu T = **2,23** Kg
 $\beta_d = 0,10$

		Nomograma	$\frac{K.Lu}{r} < 22$	
Planta baja:	$\Psi_A = 0$ $\Psi_B = 4,95$	$k = 1,5$	48	Esbelta
1 y 2 planta:	$\Psi_A = 4,95$ $\Psi_B = 4,09$	$k = 2,1$	92,4	Esbelta

Magnificación de Momentos:

Columnas circulares esquineras (critica).

P.crit.circ = 839354,26

P.crit.cuadr = 786472,51

$$\delta_b = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0,75.Pcrit.}}$$

$\delta_b = 1,0304$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Pu}{0,75.\Sigma Pcrit}}$$

$\delta_s = 1,0227$

Columnas cuadradas centrales (critica).

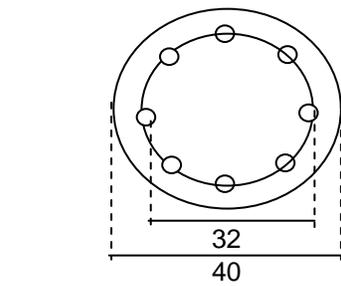
$\delta_b = 1,0216$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Pu}{0,75.\Sigma Pcrit}}$$

$\delta_s = 1,0227$

DISEÑO

Columna esquinera crítica:



$$A_g (\text{cm}^2) = 1256,64$$

$$\begin{aligned} f'_c &= 4 && \text{Ksi} \\ f_y &= 60 && \text{Ksi} \\ r &= 4 && \text{cm} \\ P_u &= 18,56 && \text{T} \\ M_x &= 4,93 \\ M_y &= 4,93 \\ \delta_b &= 1,0304 \\ \delta_s &= 1,0227 \end{aligned}$$

$$M_u (\text{T-m}) = 7,16$$

Magnificado

$$\gamma = 0,80$$

Figura 4.3: Sección de columna

$$\begin{aligned} x &= 0,051 \\ y &= 0,05 \end{aligned}$$

Según Diagramas del A.C.I.:

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 0,01 \\ A_s &= 12,566 \end{aligned}$$

$$\text{Armadura} = 8 \phi 14$$

Armadura transversal por confinamiento.

Compruebo si es zunchada:

$$A_c = 1244,32$$

$$A_n = 791,93$$

	Díámetro	Area
Asumo un :	10	0,79

$$S = 0,10 \quad \text{m}$$

$$V_z = 764,89 \quad \text{cm}^3$$

$$V_n = 80424,77 \quad \text{cm}^3$$

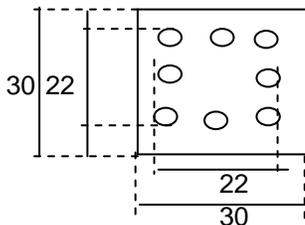
$$\rho = 0,009510681 < \rho_z \min \quad 0,017137417 \quad \text{No es necesario zuncho}$$

Armadura transversal por confinamiento.

$$\begin{aligned} S &= 7 \quad \text{cm} \\ A_{sh} &= 1,68 \longrightarrow 1E \quad 10@ 7 \text{ y } 15\text{cm} \end{aligned}$$

Columna cuadrada crítica:

Diseño bi-axial.



$$A_g (\text{cm}^2) = 900,00$$

$$\begin{aligned} f'_c &= 280 && \text{Ksi} \\ f_y &= 4200 && \text{Ksi} \\ r &= 4 && \text{cm} \\ P_u &= 11,35 && \text{T} \\ M_x &= 1,94 \\ M_y &= 2,24 \\ \delta_b &= 1,0216 \\ \delta_s &= 1,0227 \end{aligned}$$

$$M_u (\text{T-m}) = 3,03$$

Magnificado

Figura 4.4: Sección de columna rectangular

$$\begin{array}{lll}
 Tg\theta_1 = M_{ux} / M_{uy} = 0,866 & \longrightarrow & \theta_1 = 40,89 \\
 Tg\theta_2 = M_{uy} / M_{ux} = 1,155 & \longrightarrow & \theta_2 = 49,11 \longleftarrow \text{Mayor que } \beta \\
 Tg\beta = A / B = 1 & \longrightarrow & \beta = 45,00
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 \text{Cuando } 0^\circ: & x = 0,0401 & \rho_{\min} = 0,01 \\
 & y = 0,0450 & \\
 \text{Cuando } 45^\circ: & x = 0,0401 & \rho_{\min} = 0,01 \\
 & y = 0,0450 & \\
 & A_s = 9 & \text{cm}^2 \\
 \text{Armadura} = & \mathbf{8 \phi 12} &
 \end{array}$$

Armadura transversal por confinamiento.

$$\begin{array}{ll}
 A_c = & 890,95 \\
 A_g = & 900,00 \\
 S = & \mathbf{8} \text{ cm} \\
 A_{sh} = & 1,44 \longrightarrow 1E\phi 10@ 8 \text{ y } 16\text{cm}
 \end{array}$$

Por facilidad constructiva: 1E ϕ 10mm @10 y 20cm

4.1.2 diseño de vigas por torsión.

Viga crítica N+8,40:	A1-A2
Viga crítica N+3,60:	B'1-C'1

$$\begin{array}{lll}
 f'_c = & 280 & \text{Kg/cm}^2 \\
 b = & 30 & \text{cm} \\
 h = & 40 & \text{cm} \\
 \text{Momento de torsión } T_u = & 1,12 & \text{T-m}
 \end{array}$$

$$V_{T_u} = \frac{3.T_u}{\phi.b^2.d}$$

$$V_{T_u} = 10,98 \text{ Kg}$$

$$V_{T_u} < 0,4\sqrt{f'_c}$$

$$0,4\sqrt{f'_c} = 6,69 \quad \text{No cumple}$$

Chequeo de esfuerzos combinados de corte y torsión.

$$\begin{array}{lll}
 V_u = & 3,21 & \text{T} \\
 v_u = & 3,40 & \text{Kg/cm}^2 \\
 v_s = 3,18\sqrt{f'_c} & \text{Máx esfuerzo combinado}
 \end{array}$$

$$v_{CCT} = \sqrt{1,2(v_u)^2 + (v_{T_u})^2} \quad \text{Max esfuerzo combinado por torsión}$$

$$v_s = 53,21 > v_{CCT} = 11,60 \quad \text{Si cumple}$$

Esfuerzos nominales del hormigón para solicitaciones combinadas.

Corte:

$$v_c = \frac{0,53 \cdot \sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_u}{1,2 \cdot v_u}\right)^2}} = 3,09 \text{ Kg/cm}^2$$

Corte por torsión:

$$v_{Tc} = \frac{0,636 \cdot \sqrt{f'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{1,2 \cdot v_u}{V_{Tu}}\right)^2}} = 9,98 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero transversal por corte.

$$A_v = \frac{(v_u - v_c) \cdot b_w \cdot S}{f_y} \Rightarrow S = \frac{A_v \cdot f_y}{(v_u - v_c) \cdot b_w}$$

Si adopto estribos de 8mm:

$A_v =$	1,00	cm ²
$S =$	44,95	cm
$S \text{ max } L/2 =$	18,5	cm
$S \text{ max } L/4 =$	9,25	cm

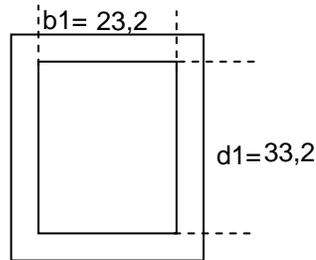
Acero transversal por torsión.

$$A_T = \frac{(V_{Tu} - V_{Tc}) \cdot S \cdot b^2 \cdot d}{3 \cdot \alpha_1 \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot f_y} \Rightarrow S = \frac{3 \cdot A_T \cdot \alpha_1 \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot f_y}{(V_{Tu} - V_{Tc}) \cdot b^2 \cdot d}$$

Asumo estribo de 8mm:

$A_T =$	1,00	cm ²
$\alpha_1 = 0,66 + 0,33 \frac{d_1}{b_1} < 1,50$		
$\alpha_1 =$	1,13	

$S =$	30,36	cm
$\text{Max. } S =$	14,1	cm
$\text{Min. } S =$	7,00	cm



4.5: Sección para torsión

Armadura transversal combinada por corte y torsión.

en L/2: $1/S = 1/S_1 + 1/S_2$

$S =$	8,00	cm
-------	------	----

en L/4: $S = 3,98 \text{ cm}$

Si uso varillas de 10mm:

en L/2: $S =$	12,64	
en L/4: $S =$	6,30	

Solución: 1 E $\phi 10\text{mm}@15$ y 7cm

Armadura Longitudinal por torsión.

$$A_L = 2 \cdot A_T \cdot \frac{b_1 + d_1}{S_{\min}}$$

$$A_L = 9,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{As tors.} = 2,41 \text{ cm}^2 \text{ en cada cara}$$

Solución longitudinal:

Cara superior e inferior: As flexión + As torsión = 6,41 cm²

$$\boxed{3 \phi 12 + 2 \phi 14}$$

Caras laterales:

As = 2,41 cm²

$$\boxed{2 \phi 12}$$

4.1.3 Vigas de Cubierta.

Para el diseño de éstas vigas conformadas por perfiles metálicos utilizaré los resultados de los esfuerzos obtenidos en el SAP 2000, con un análisis ASD, máxima esfuerzo resistente. Además emplearé el programa SAP2000 y su opción de diseño para estructuras metálicas para comprobar el diseño.

DISEÑO.

Viga tipo G1 (crítica).

$$\sigma \leq fb$$

$$fb = 0,6 \cdot fy$$

$$\sigma = \frac{M \cdot c}{I}$$

fy = 2530 Kg/cm²

M = 1,89 T-m

W = 355,08 cm³

$\sigma = 532,27 \text{ Kg/cm}^2$

2G: 250-100-25-5

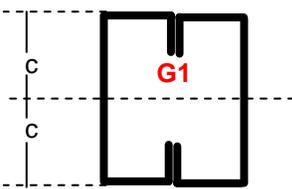


Figura 4.6: Sección viga metálica G1

$532,27 < 1518$
 Si cumple

Viga tipo G2 (crítica).

$$\sigma \leq fb$$
$$fb = 0,6 \cdot fy$$
$$\sigma = \frac{M \cdot c}{I}$$

$fy = 2530$ Kg/cm²

$M = 0,51$ T-m
 $W = 68$ cm³

$\sigma = 750,00$ Kg/cm²

<
Si cumple

$fb = 1518$ Kg/cm²

2G: 200-50-15-3

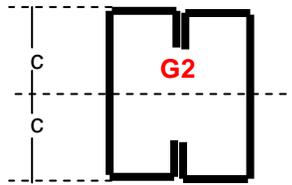


Figura 4.7: Sección viga metálica G2

Correa tipo C. (crítica).

$$\sigma \leq fb$$
$$fb = 0,6 \cdot fy$$
$$\sigma = \frac{M \cdot c}{I}$$

$fy = 2530$ Kg/cm²

$M = 0,10$ T-m
 $W = 17,7$ cm³

$\sigma = 553,67$ Kg/cm²

<
Si cumple

$fb = 1518$ Kg/cm²

C: 100-50-3

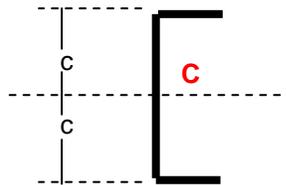


Figura 4.8: Sección correa tipo C.

DETALLES.

En la siguiente presentación del cálculo ejecutado se mostrará una hoja de cálculo que nos ayude a obtener las medidas óptimas para que el diseño aproveche todos los espacios y el material existente con las consideraciones de resistencia que permita un trabajo efectivo frente a las solicitaciones que serán transmitidas a estos elementos por medio de las vigas y correas.

PLACA.

$F_{axial} = 14,0525 \text{ T.}$
 $\alpha = 22^\circ$
 $V_{perp.} = 1,00$
 $\sqrt{f \cdot c} = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Area requerida = 3,57 cm²
 Sección mínima por carga = 1,9 x 1,9
 Sección mínima por tamaño de la viga = 25 x 25

Tamaño impuesto

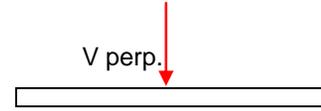
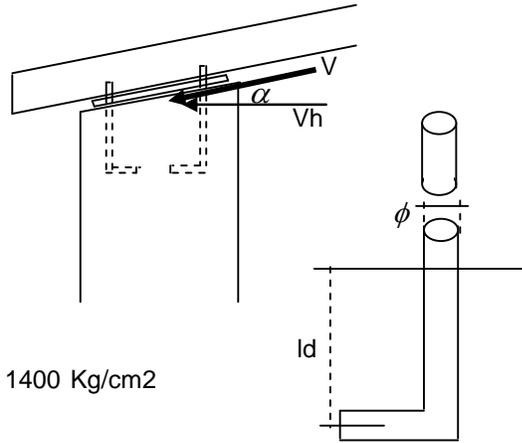


Figura 4.9: Sección placa metálica.

PERNOS.

$f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$
 $\alpha = 22^\circ$
 $V = 14,053 \text{ T.}$
 $V_h = 13029,25 \text{ Kg}$
 $\phi \text{ del perno} = 15,00 \text{ mm}$
 Area c/perno = 1,77 cm²
 # de pernos = 6,00

$\tau = \frac{V}{A} = 1228,84 \text{ Kg/cm}^2$
 $\tau = 1228,84 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{MAX} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$
Si cumple



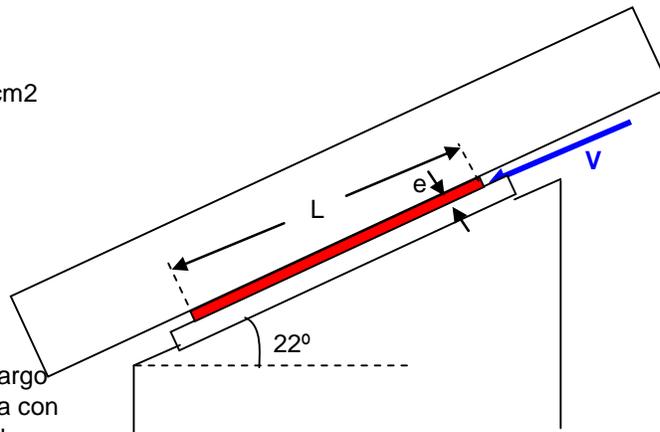
Longitud de desarrollo: 30cm

Figura 4.10: Diseño de pernos por corte.

LONGITUD DE SUELDA.

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $Long = \frac{V}{e \cdot 0,5 \cdot f_y}$
 $V = 14052,500 \text{ Kg}$
 $e = 2 \text{ cm}$
 $L = 3,35 \text{ cm}$

La suelda será corrida a todo lo largo de la unión entre la placa y la viga con un mínimo de 3,35cm de longitud.



$F_{axial} = 14,0525 \text{ T.}$
 $\alpha = 22^\circ$
 $V_{perp.} = 1,00$
 $\sqrt{f \cdot c} = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Area requerida = 3,57 cm²
 Sección mínima por carga = 1,9 x 1,9
 Sección mínima por tamaño de la viga = 25 x 25

Tamaño impuesto XCI

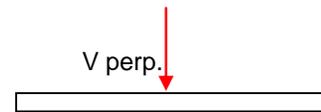


Figura 4.11: Longitud de la suelda

4.1.4 Diseño de detalles: unión viga columna o diseño de nudos.

En los pórticos, en los puntos de confluencia de vigas y columnas, denominados **nudos**, la capacidad resistente de las columnas debe ser mayor que la capacidad resistente de las vigas de tal forma que prevemos la formación de articulaciones plásticas primeramente en las vigas logrando una mayor cantidad de ellas y por tanto, una mayor disipación de la energía antes del colapso de la estructura.

Los controles considerados para el diseño de los nudos son:

4.1.4.1 CONTROL DEL CORTANTE HORIZONTAL.

El ACI318-99 prevé ecuaciones para el control del cortante horizontal en las uniones viga-columna, chequeando que el corte que la sección es capaz de resistir sea mayor que el cortante que afecta al nudo. Es importante mencionar que los chequeos se los debe hacer en los dos sentidos del nudo de ser posible.

- a. Se calcula la tensión que afecta al nudo por el acero superior e inferior descrito por las ecuaciones:

$$T_{sup} = A_{s1} \cdot \alpha \cdot F_y \quad \text{y} \quad T_{inf} = A_{s2} \cdot \alpha \cdot F_y$$

En donde: A_{s1} = Área total de acero superior.

A_{s2} = Área total de acero inferior.

$$\alpha = 1.25$$

F_y = Resistencia del acero a la fluencia.

- b. Se calcula el cortante que afecta al nudo, que en función de su ubicación. Se desprecia el cortante que soporta la columna descrito por V_{col} para mayor seguridad.

$$V_j = T_{sup} + T_{inf} - V_{col} \quad \text{nudos interiores}$$

$$V_j = T_{sup} - V_{col} \quad \text{nudos esquineros}$$

$$V_j = T_{inf} - V_{col} \quad \text{nudos esquineros}$$

- c. Se calcula la profundidad del nudo A_j empleando la ecuación.

$$A_j = b_j \cdot h_c$$

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.)

- d. Se calcula el cortante nominal, es decir, el corte que la sección es capaz de resistir mediante la ecuación:

$$V_n = \gamma \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$$

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.

e. Se verifica el cumplimiento de la ecuación:

$$V_j \leq \phi V_n \quad , \text{ en donde } \phi = 0.85$$

4.1.3.2 DETERIORO DE ADHERENCIA EN LOS NUDOS.

Dentro de este chequeo se tiene que verificar el cumplimiento de las ecuaciones:

$$h_c \geq 20 * \phi_v$$

$$h_v \geq 20 * \phi_c$$

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.

4.1.3.3 LONGITUD DE DESARROLLO.

Para esta verificación se comprueba que la longitud de desarrollo requerida obtenida sea menor que la longitud de desarrollo disponible en el nudo.

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

En donde $\alpha = 1.25$

Diseño de nudos para la estructura de cubierta.

1. Control de Cortante Horizontal

sentido X

$$\begin{aligned} A_{ss} &= 3\phi 12\text{mm} = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{si} &= 3\phi 12\text{mm} = 3,39 \text{ cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \alpha &= 1,25 \\ T_{sup} &= 17812,83 \text{ Kg} \\ T_{inf} &= 17812,83 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Nudo crítico esquina:

$$\begin{aligned} V_j &= T_{sup} = 17812,83 \text{ Kg} \\ A_j &= 4200 \text{ cm}^2 \\ V_n &= 224894,22 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V_j < \phi V_n \quad \text{Si cumple}$$

Nudo crítico central-perimetral:

$$\begin{aligned} V_j &= T_{sup} + T_{inf} = 35625,66 \text{ Kg} \\ A_j &= 3150 \text{ cm}^2 \\ V_n &= 168670,66 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V_j < \phi V_n \quad \text{Si cumple}$$

2. Deterioro de adherencia en los nudos

$$\begin{aligned} h_v &= 40 \text{ cm} \\ h_c &= 30 \text{ cm} \\ \phi_{col.} &= 12 \text{ mm} \\ \phi_{vig.} &= 12 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$40 > 24 \quad \text{Si cumple}$$

$$30 > 24 \quad \text{Si cumple}$$

3. Longitud de desarrollo.

$$\begin{aligned} L_{dh. req} &= 18,82 \text{ cm} \\ L_{dh. disponible} &= 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$50 > 18,82 \quad \text{Si cumple}$$

4.1.5 Diseño de la cimentación.

Para ésto emplearé los resultados obtenidos del ensayo de suelos realizado en el Laboratorio de Suelos de la ESPE, el mismo que adjuntaré como anexo.

El informe presenta que el suelo tiene problemas de resistencia hasta el nivel N-3,00 alcanzando apenas un esfuerzo de $\sigma = 0,11\text{Kg/cm}^2$ en el nivel N-1,00 y N-2,00. Sin embargo en el nivel N-3,00 la resistencia del suelo aumenta ostensiblemente hasta alcanzar un $\sigma = 4,00\text{Kg/cm}^2$. Por esta razón adoptaré una solución de cimentación especial. La alternativa recomendada por el laboratorio de suelos, particularmente por el Sr. Ing. Hugo Bonifaz está constituida por micropilotes.

Finalmente, por los esfuerzos que se presentan en la estructura optaré por realizar un pilotaje en cada columna hasta alcanzar el nivel N-3,00.

Columnas circulares.

Datos:

Super estructura	18,56 T
Resist. Suelo	11 T/m ²
cota fundación	4 m
Diámetro del fuste	40 cm
Rozamiento	0,3 Kg/cm ²

Cargas:

S. E.	18,56 T
P.Propio	1,206 T
Total	19,77 T
Reacción por fricción	4,2412 T

Campana:

Area	14113,79 cm ²
Número de pilotes	1
Diám. Campana	134,05
Diámetro final	130 cm
Vuelo (V)	45
h	77,9 cm

Esbeltez.

Si es esbelta.

Magnifico momentos.

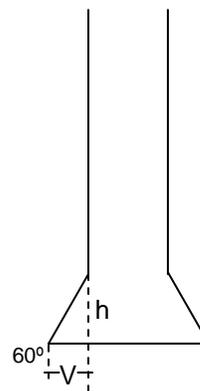
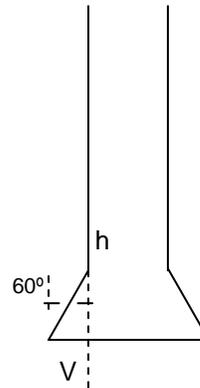


Figura 4.12: Pilotín, cimentación.

Cargas:	S. E.	11,58 T
	P.Propio	0,679 T
	Total	12,26 T
Reacción por fricción		4,2412 T
Campana:	Area	7288,53 cm ²
	Número de pilotes	1
	Diám. Campana	96,33
	Diámetro final	100 cm
	Vuelo (V)	35
h		60,6 cm
Armadura longit.:	$\rho_{\min} = 0,01$	
	As =	7,07
		6 ϕ 12
Armadura transv.:		
Zuncho		1 ϕ 10 paso 20cm.



4.2 DISEÑO DE ESCALERAS.

4.2.1 Escaleras con losa maciza.

$f'c =$	280	Kg/cm ²	Ancho de la escalera (m) =	3
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	h. (m) =	0,15
L =	4,20	m		

Modelos de cálculo.

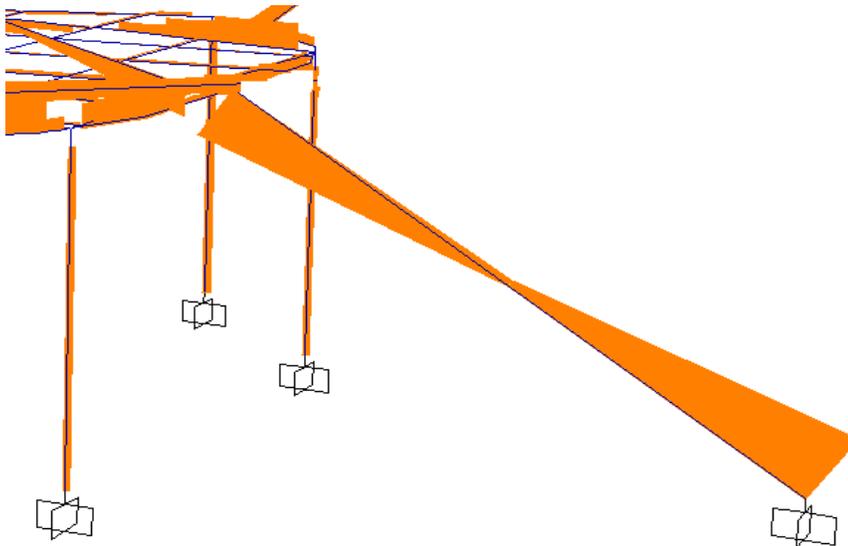


Figura 4.13: Modelo de cálculo para escaleras.

Cortante en En toneladas (V(x)):

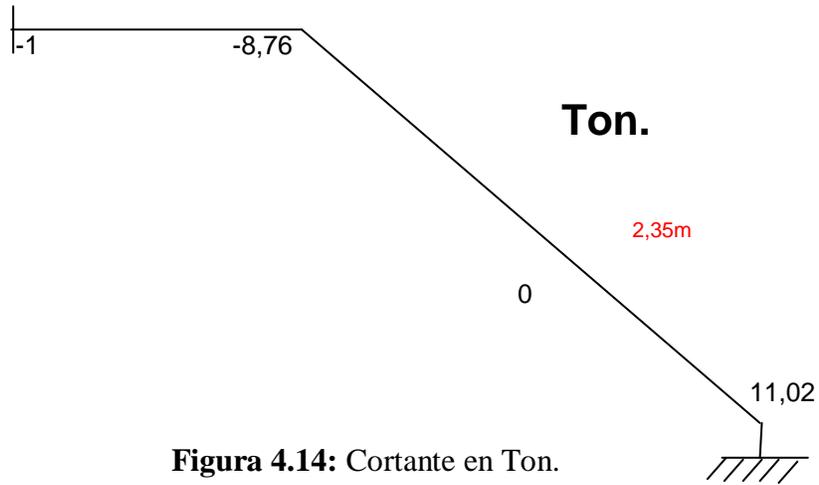


Figura 4.14: Cortante en Ton.

Chequeo por corte.

$$v_p = 0,53 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$v_p = 8,87 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$v_c = \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$Vu = 11020,00 \quad \text{Kg}$$

$$v_c = 3,929 \quad \text{es menor que } v_p, \text{ OK}$$

Diseño a flexión.

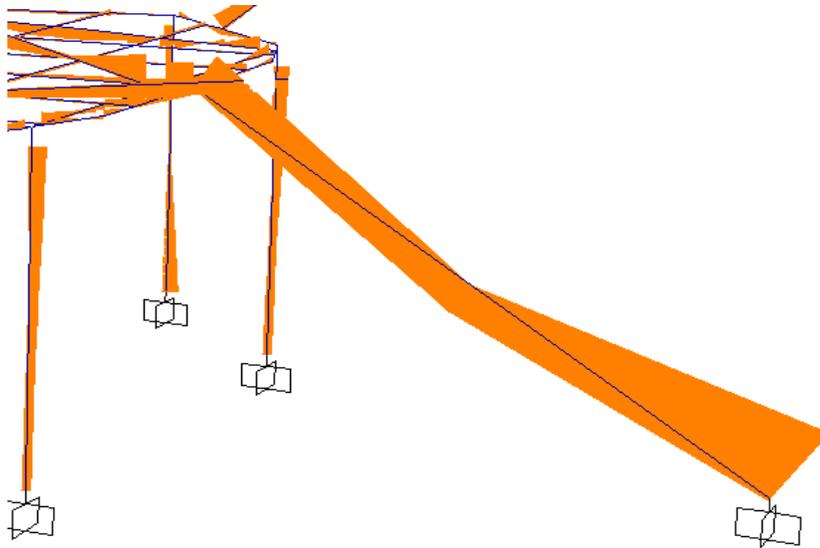


Figura 4.15: Esfuerzos por trabajo a flexión, escaleras.

Momentos en toneladas metro (M(x)):

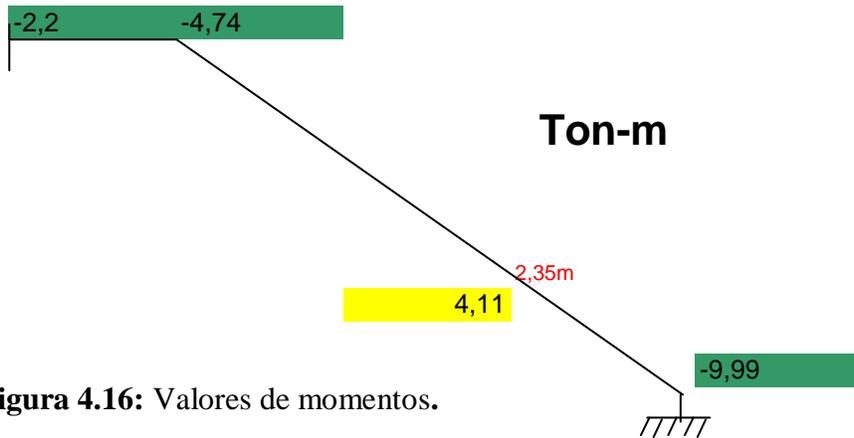


Figura 4.16: Valores de momentos.

$$\begin{array}{ll}
 M (-) = & 9990,00 \quad \text{Kg-m} \\
 M (+) = & 4110,00 \quad \text{Kg-m} \\
 \rho_b = & 0,028563953 \\
 \rho_{\max} = & 0,014281977 \\
 \rho_{\min} = & 0,00333
 \end{array}$$

Armadura longitudinal:

punto (x) =	0m	0,30m	2,35m	4,65m
Mu =	2200	4740	4110	9990
ρ =	0,00135	0,00198	0,00184	0,00287
ρ_{\min} =	0,00333	0,00333	0,00333	0,00333
As min =	11,00	11,00	11,00	11,00
Armadura =	10 ϕ 12	10 ϕ 12	10 ϕ 12	10 ϕ 12
espaciam. =		30	30	30
1 ϕ 12 @ 30cm				

As de Transversal:

$$\text{Asd} = \quad \mathbf{2,7} \quad \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 1 \phi 10 @ 30\text{cm} \quad (\text{Temperatura})$$

La armadura longitudinal final estará compuesta por 10 varillas de 12mm de diámetro, 1 cada 30cm.

La armadura transversal será finalmente de 23 varillas de 10mm, cada 30cm.

4.2.2 Escaleras en escalones u Orto-poligonales.

$f'c =$	280	Kg/cm ²	Ancho de la escalera =	2	m
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	h. min =	0,15	m

Modelos de cálculo.

Cortante en En toneladas (V(x)):

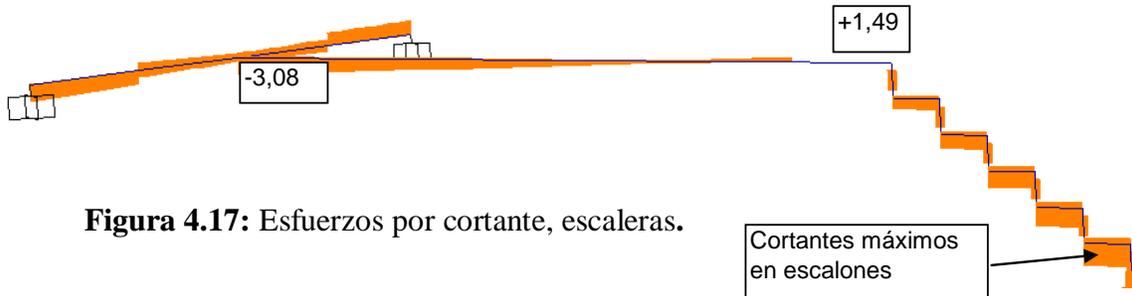


Figura 4.17: Esfuerzos por cortante, escaleras.

Valores máximos en escalones:

V vertical	1,05	T
V horizontal	3,94	T

Valor máximo en losa maciza:

V =	3,08	T
-----	------	---

Chequeo por corte.

$$v_p = 0,53 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$v_p = 8,87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$Vu = 1050,00 \text{ Kg}$$

$$v_c = 0,561 \text{ es menor que } v_p, \text{ OK}$$

Diseño a flexión.

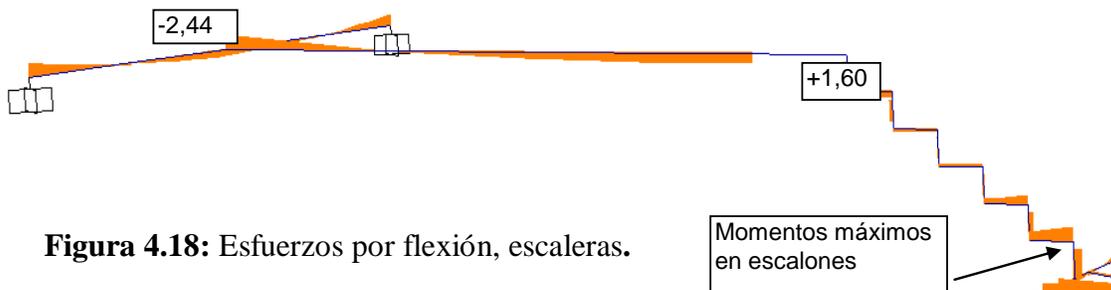


Figura 4.18: Esfuerzos por flexión, escaleras.

Momentos en toneladas-metro (M(x)):

ESCALONES

Valores máximos en escalones:

vertical	1,83	T.m
horizontal	2,41	T.m

Mu =	1830,00	2410,00
ρ =	0,00151	0,00173
ρ_{min} =	0,00333	0,00333
As =	7,33	7,33
Armadura =	9 ϕ 10	9 ϕ 10
espaciam.=	25cm	25cm
1 ϕ 10mm @ 25cm		

LOSA MACIZA (corredor)

Armadura longitudinal:

M (-) =	2440,00	Kg-m	ρb =	0,028563953
M (+) =	1600,00	Kg-m	ρ_{max} =	0,014281977
			ρ_{min} =	0,00333

	(-)	(+)
Mu =	2440,00	1600,00
ρ =	0,00174	0,00141
ρ_{min} =	0,00333	0,00333
As =	7,33	7,33
Armadura =	7 ϕ 12	7 ϕ 12
espaciam.=	30cm	30cm
1 ϕ 12mm @ 30cm		

As de transversal:

$$\text{Asd} = 2,7 \longrightarrow 1 \phi 10 @ 30\text{cm} \\ \text{(Temperatura)}$$

4.2.3 Losa de descanso.

Para la ubicación de los elementos a ser diseñados me basaré en la siguiente nomenclatura:

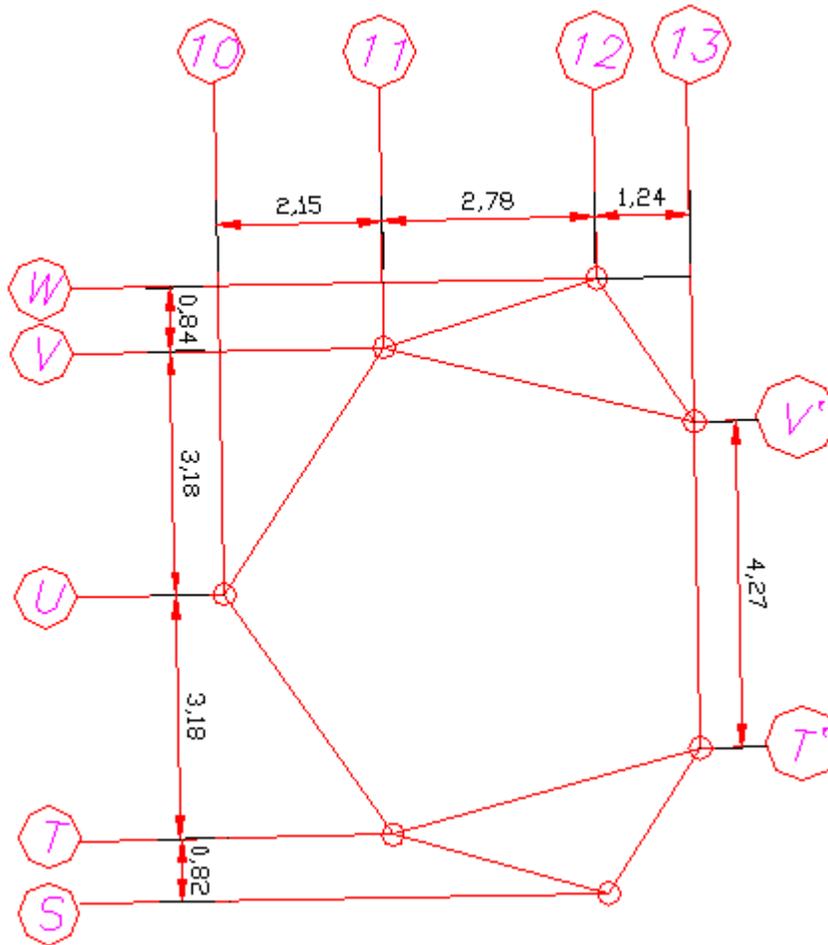


Figura 4.19: Losa de descanso, nomenclatura.

Vigas de hormigón armado.

Vigas críticas

$f'c = 280$ Kg/cm² $b = 25$
 $f_y = 4200$ Kg/cm² $h = 30$

VIGAS:	U10-V11 , U10-T11		
	L =	3,84	m
Mu	1,45	1,63	2,46
$\rho =$	0,00139	0,00148	0,00181
$\rho_{min} =$	0,0033	0,0033	0,0033
As =	2,50	2,50	2,50
Armadura =	2 ϕ 12	2 ϕ 12	2 ϕ 12

Diseño de estribos (capacidad), viga crítica:

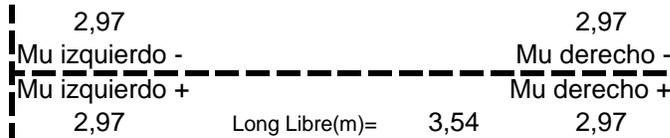
U10 - T11

Ingrese el Area de acero en cm² :



Mu resistente:

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



Cortante hiperestatico e isostatico.

$$\begin{array}{l} Vu \text{ hip 1} = 1,68 \quad T. \\ Vu \text{ hip 2} = 1,68 \quad T. \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} Vu \text{ hip 1} \\ Vu \text{ hip 2} \end{array}} \right\} \text{max} \quad 1,68 \quad T.$$

$$\begin{array}{l} Vu \text{ isost} = 5,01 \quad T. \\ Vu \text{ actuante} = 6,7 \quad T. \end{array}$$

$$Vc = 0,53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \longrightarrow Vc = 5,76 \quad T.$$

1ª chequeo: **Vu hiper. < 0,5 Vu actuante**

$$Vs = 2,10 \quad T.$$

2ª chequeo: **Vs < 2,1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d** Si cumple
 3ª chequeo: **Vs < 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d** S.max=d/4

$$\begin{array}{l} S = 6,50 \quad \text{cm} \\ Av = 0,1249 \quad \text{cm}^2 \longrightarrow 1E \phi 8\text{mm cada } 7 \text{ y } 14\text{cm} \\ Av \text{ min} = 0,14 \quad \text{cm}^2 \end{array}$$

facilidad constructiva: 1E ϕ 8mm @ 10 y 20cm

Vigas de borde

$$\begin{array}{l} f'c = 280 \quad \text{Kg/cm}^2 \quad b = 20 \\ fy = 4200 \quad \text{Kg/cm}^2 \quad h = 25 \end{array}$$

Viga crítica	2,6		
Mu (T) =	0,565	0,540	2,050
	0,00087	0,00085	0,00166
	0,00333	0,00333	0,00333
As =	1,66	1,66	1,66
Armadura =	2 ϕ 10	2 ϕ 10	2 ϕ 10

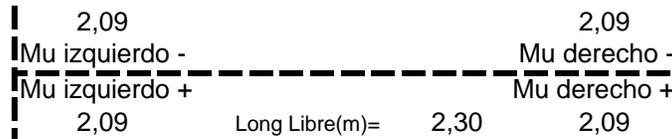
Diseño de estribos (capacidad), viga crítica:

Ingrese el Area de acero en cm² :



Mu resistente:

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



Cortante hiperestatico e isostatico.

$$\begin{array}{l} Vu \text{ hip 1} = 1,81 \quad T. \\ Vu \text{ hip 2} = 1,81 \quad T. \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} Vu \text{ hip 1} \\ Vu \text{ hip 2} \end{array}} \right\} \text{max} \rightarrow 1,81 \quad T.$$

$$\begin{array}{l} Vu \text{ isost} = 1,28 \quad T. \\ Vu \text{ actuante} = 3,1 \quad T. \end{array}$$

$$Vc = 0,53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \rightarrow Vc = 3,72 \quad T.$$

1ª chequeo: $Vu \text{ hiper.} < 0,5 Vu \text{ actuante}$

$$Vs = 0,00 \quad T.$$

2ª chequeo: $Vs < 2,1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ Si cumple

3ª chequeo: $Vs < 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$ S.max=d/4

$$\begin{array}{l} S = 8,00 \quad \text{cm} \\ Av = 0,0000 \quad \text{cm}^2 \rightarrow 1E \phi 8 \text{mm cada } 8 \text{ y } 16 \text{cm} \\ Av \text{ min} = 0,13 \quad \text{cm}^2 \end{array}$$

Por facilidad constructiva: 1E ϕ 8mm @ 15cm

Nervios

Nervio crítico:

$$\begin{array}{l} f'c = 280 \quad \text{Kg/cm}^2 \quad b = 10 \\ fy = 4200 \quad \text{Kg/cm}^2 \quad h = 20 \end{array}$$

Mu (T) =	2,360	1,250	2,290
	0,00421	0,00307	0,00415
	0,00333	0,00333	0,00333
As =	0,67	0,67	0,67
Armadura =	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12

Chequeo de Cortante:

Cortante máximo (T) = 2,09

$$v_p = 0,53\sqrt{f'c}$$

$$v_p = \mathbf{8,87} \text{ Kg/cm}^2 > v_c = \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$v_c = 12,313 \text{ No cumple}$$

Columnas.**Columna crítica.**

Diseño a flexión.

Diámetro externo = 30cm

Diámetro armadura = 22cm

$$f'c = 4 \text{ Ksi}$$

$$fy = 60 \text{ Ksi}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$Pu = 14,8 \text{ T}$$

$$Mx = 3,38$$

$$My = 6,28$$

$$\delta_b = 1,0142$$

$$\delta_s = 1,0107$$

Magnificado

$$\gamma = 0,75$$

$$x = 0,12$$

$$y = 0,07$$

Según Diagramas de A.C.I:

$$\rho = 0,01 \text{ mínimo}$$

$$As = 7,069$$

$$\text{Armadura Longitudinal} = \mathbf{6 \phi 14}$$

Armadura transversal por confinamiento.

Compruebo si es zunchada:

$$Ac = 697,62$$

$$An = 370,90$$

Armadura	Diámetro	Área
Asumo un:	10	0,79

$$S = 0,08m$$

$$Vz = 647,69 \text{ cm}^3$$

$$Vn = 38013,27 \text{ cm}^3$$

$$\rho = 0,01704 < \rho_z \text{ min } 0,02643 \text{ No necesita Zuncho}$$

Armadura transversal por confinamiento

$$S = 8 \text{ cm}$$

$$Ash = 1,44 \longrightarrow 1E \phi 10 @ 10 y 20cm$$

4.2.4 Diseño de vigas por Torsión.

Viga crítica N+2,52: T11-T'13

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$
$$b = 25 \text{ cm}$$

Momento de torsión $T_u = 1,21 \text{ T-m}$

$$V_{Tu} = 22,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{Tu} < 0,4\sqrt{f'c} = 6,69 \text{ No cumple}$$

Chequeo de esfuerzos combinados de corte y torsión.

$$V_u = 3,21 \text{ T}$$

$$v_u = 3,40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_s = 53,21 < v_{CCT} = 23,08 \text{ No cumple}$$

Esfuerzos nominales del hormigón para solicitaciones combinadas.

Corte:

$$v_c = 1,56 \text{ Kg/cm}^2$$

Corte por torsión:

$$v_{Tc} = 10,48 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero transversal por corte.

Si adopto estribos de 8mm:

$$A_v = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$S = 7,62 \text{ cm}$$

$$S \text{ max } L/2 = 13,5 \text{ cm}$$

$$S \text{ max } L/4 = 6,75 \text{ cm}$$

Acero transversal por torsión.

Asumo estribo de 8mm:

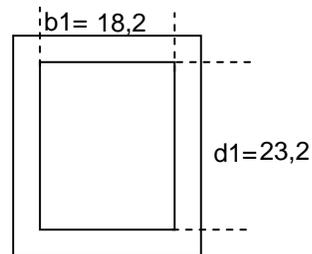
$$A_T = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_1 = 1,08$$

$$S = 2,49 \text{ cm}$$

$$\text{Max. } S = 10,35 \text{ cm}$$

$$\text{Min. } S = 7,00 \text{ cm}$$



Armadura transversal combinada por corte y torsión.

$$\text{en } L/2: \quad 1/S = 1/S_1 + 1/S_2$$

$$S = 5,86 \text{ cm}$$

$$\text{en } L/4: \quad S = 3,44 \text{ cm}$$

Si uso varillas de 10mm:

$$\text{en } L/2: \quad S = 9,26$$

$$\text{en } L/4: \quad S = 5,43$$

Solución: 1 E ϕ 10mm@10 y 6cm

Armadura Transversal por torsión.

$$\begin{array}{l} A_L = 12,73 \text{ cm}^2 \\ \text{As tors.} = 3,18 \text{ cm}^2 \text{ en cada cara} \end{array}$$

Solución longitudinal:

Cara superior e inferior: As flexión + As torsión = 5,68 cm²

4 ϕ 14

Caras laterales:

As = 3,18 cm²

3 ϕ 12

4.2.5 Diseño de nudos para el módulo de escaleras.

1. Control de Cortante Horizontal

$$A_{ss} = 2\phi \text{ 12mm} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{si} = 2\phi \text{ 12mm} = 2,26 \text{ cm}^2$$

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

$$\alpha = 1,25$$

$$T_{sup} = 11875,22 \text{ Kg}$$

$$T_{inf} = 11875,22 \text{ Kg}$$

Nudo crítico esquina:

$$V_j = T_{sup} = 11875,22 \text{ Kg}$$

$$A_j = 4200 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 224894,22 \text{ Kg}$$

$$V_j < \phi V_n \quad \text{Si cumple}$$

~

2. Deterioro de adherencia en los nudos

$$h_v = 30 \text{ cm}$$

$$h_c = 30 \text{ cm}$$

$$\phi_{col.} = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{vig.} = 12 \text{ mm}$$

$$30 > 24 \quad \text{Si cumple}$$

$$30 > 24 \quad \text{Si cumple}$$

3. Longitud de desarrollo.

$$L_{dh. req} = 18,82 \text{ cm}$$

$$L_{dh. disponible} = 50 \text{ cm}$$

$$50 > 18,82 \quad \text{Si cumple}$$

4.2.6 Diseño de la cimentación.

ESCALERA LOSA MACIZA

Datos:

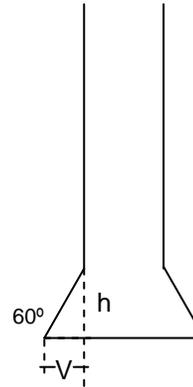
Super estructura	23,64 T
Resist. Suelo	11 T/m ²
cota fundación	4 m
Diámetro del fuste	30 cm
Rozamiento	0,3 Kg/cm ²

Cargas:

S. E.	23,64 T
P.Propio	0,679 T
Total	24,32 T
Reacción por fricción	4,2412 T

Campana:

Area	18252,17 cm ²
Número de pilotes	2
Diám. Campana	76,22
Diámetro final	80 cm
Vuelo (V)	25
h	43,3 cm



Armadura:

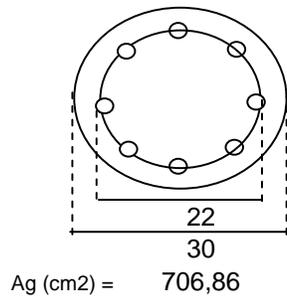
Long.	8 ϕ 12
Zuncho	1 ϕ 10 paso 20cm.

Esbeltez.

Si es esbelta.

Magnifico momentos.

Diseño a flexión.



$f'c =$	4	Ksi
$f_y =$	60	Ksi
$r =$	4	cm
$P_u =$	14,8	T
$M_x =$	3,38	} $M_u (T-m) =$
$M_y =$	6,28	
$\delta_b =$	1,0142	} $M_u (T-m) =$
$\delta_s =$	1,0107	

$$Mu (T-m) = 7,23$$

Magnificado

$\gamma =$	0,75
$x =$	0,12
$y =$	0,07

Según Diagramas del A.C.I:

$\rho =$	0,01	mínimo.
$A_s =$	7,069	
Armadura longitudinal =	6 ϕ 14	

Armadura transversal por confinamiento.

Compruebo si es zunchada:

$A_c = 706,86$

$A_n = 380,13$

	Diámetro	Area
Asumo un :	10	0,79

$S = 0,2 \text{ m}$

$V_z = 259,08 \text{ cm}^3$

$V_n = 38013,27 \text{ cm}^3$

$\rho = 0,00682 < \rho_z \text{ min } 0,02579$ **No necesita zuncho**

Armadura transversal adoptada:

Zuncho 1 ϕ 10 paso 20cm.

COLUMNAS CIRCULARES.

Datos:

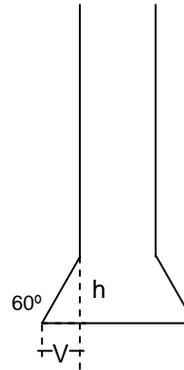
Super estructura	15,679 T
Resist. Suelo	11 T/m ²
cota fundación	4 m
Diámetro del fuste	30 cm
Rozamiento	0,3 Kg/cm ²

Cargas:

S. E.	15,679 T
P.Propio	0,679 T
Total	16,36 T
Reacción por fricción	4,2412 T

Campana:

Area	11014,89 cm ²
Número de pilotes	1
Diám. Campana	118,43
Diámetro final	120,00 cm
Vuelo (V)	45
h	77,9 cm



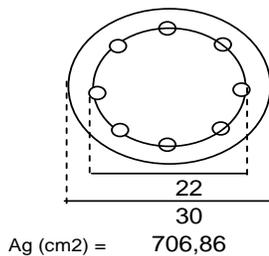
Armadura:

Long.	8 ϕ 12
Zuncho	1 ϕ 10 paso 20cm.

Esbeltez.

Si es esbelta.
Magnifico momentos.

Diseño a flexión.



$f'_c =$	4	Ksi	} $M_u \text{ (T-m)} =$	7,23
$f_y =$	60	Ksi		
$r =$	4	cm		
$P_u =$	14,8	T		
$M_x =$	3,38			
$M_y =$	6,28			
$\delta_b =$	1,0142			
$\delta_s =$	1,0107			

Magnificado

$$\begin{aligned} \gamma &= 0,75 \\ x &= 0,12 \\ y &= 0,07 \end{aligned}$$

Según Diagramas del A.C.I:

$$\begin{aligned} \rho &= 0,01 && \text{mínimo.} \\ A_s &= 7,069 \end{aligned}$$

$$\text{Armadura longitudinal} = 6 \phi 14$$

Armadura transversal por confinamiento.

Compruebo si es zunchada:

$$A_c = 706,86$$

$$A_n = 380,13$$

	Diámetro	Area
Asumo un :	10	0,79

$$S = 0,2 \quad \text{m}$$

$$V_z = 259,08 \quad \text{cm}^3$$

$$V_n = 38013,27 \quad \text{cm}^3$$

$$\rho = 0,00682 < \rho_z \text{ min } 0,02579 \quad \text{No necesita zuncho}$$

Armadura transversal adoptada:

Zuncho 1 ϕ 10 paso 20cm.

Capítulo V

PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

RESUMEN

Este capítulo contiene las especificaciones básicas de las características de los elementos estructurales y sus procesos constructivos, las mismas que servirán como guía para que más adelante se desarrollen detalladamente junto con el análisis de precios unitarios.

Además he incluido un presupuesto referencial en base a las áreas, peso de elementos, cantidades requeridas y características del hormigón y acero, incluyendo mano de obra, costo de uso de equipo y transporte, valores tomados del boletín de la cámara de la construcción de Quito y de la revista del Colegio de Ingenieros de Pichincha.

5.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS BÁSICAS.

Antes de desarrollar el presupuesto del presente proyecto presentaré las especificaciones técnicas básicas que enmarquen los principales rubros y sus características requeridas con la finalidad de asegurar un correcto desarrollo de los procesos constructivos y la buena calidad del material y equipo requerido para la construcción. Para realizar un compendio de especificaciones técnicas en forma completa es requerido el análisis de precios unitarios, sin embargo dicho análisis no es parte del presente trabajo, por ello las especificaciones que resumo a continuación son generales y básicas para una mejor comprensión de las características complementarias de las estructuras.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Tabla 5.1: Especificaciones técnicas.

CÓD	RUBRO	U	DEFINICION	ESPECIFIC.	MEDICION Y PAGO
0003	Replanteo manual para edificaciones	m ²	Replanteo es la ubicación de un proyecto en el terreno, a base de las indicaciones de los planos respectivos, previo a la construcción	Se replanteará en forma manual los puntos de las edificaciones del proyecto a ser construido, que sean necesarios para determinar la ubicación y trazado de los elementos de la obra. Se utilizará para obtener perpendiculares la relación con cinta 3, 4, 5 (triangulación) por cada cruce de ejes, con el uso de estacas guías, pialas y niveles de mano	Se medirá en m ² con dos decimales
0001	Excavación de cimientos tipo pilotines	m ³	Excavación mediante medios manuales, en cualquier tipo de suelo desde arcilla, pasando por limos hasta arenas y gravas que no requieren del uso de explosivos.	La altura máxima de excavación será de 4m incluirá un desalojo total. Deberá controlarse la estabilidad del suelo, de ser necesario deberá encamisarse las paredes. El uso de bentonita es indispensable.	Se medirá en m ³ , con dos decimales

COD	RUBRO	U	DEFINICION	ESPECIFICACION	MEDICION Y PAGO
0040	Excavación y relleno de zanjas(altura promedio 2.50 m)	m ³	Excavación mediante medios manuales, en cualquier tipo de suelo desde arcilla, pasando por limos hasta arenas y gravas que no requieren del uso de explosivos..	La altura máxima de excavación será de 2.50 m incluirá un desalojo de hasta 25 m. Deberá controlarse la estabilidad del suelo, de ser necesario deberá apuntalarse las paredes Se entenderá por "relleno compactado" aquel que se forme colocando capas sensiblemente horizontales, de 20 cm de espesor, con la humedad que requiera el material de acuerdo con la prueba Proctor, para su máxima compactación	Se medirá en m ³ , con dos decimales
0010	Cimientos tipo pilotes.	m ³	Es un tipo de cimentación que se emplea para suelos con muy poca resistencia para la carga. Su principio es cimentar a grandes profundidades.	Para construirlos se debe realizar primeramente la excavación profunda empleando métodos para evitar el desmoronamiento tales como el uso de la bentonita o el encamisado. El detalle principal es la punta, la misma que está constituida por un bulbo en donde se soportará la carga axial. Se arma al igual que una columna, de preferencia zunchada, y se coloca sobre una parilla base sobre un contrapiso de hormigón pobre. Una vez colocada la armadura, se funde el pilote in-situ.	Será medido en m ³ con 21 decimales de aproximación
0002	Relleno compactado suelo natural	m ³	Conjunto de operaciones necesarias para llenar, los vacíos existentes entre las estructuras y las secciones de las excavaciones hechas para alojarlas, o entre las estructuras y el terreno natural, en tal forma que ningún punto de la sección terminada quede a una distancia mayor de 10 cm., del correspondiente de la sección del proyecto	Se entenderá por "relleno compactado" aquel que se forme colocando capas sensiblemente horizontales, de 20 cm de espesor, con la humedad que requiera el material de acuerdo con la prueba Proctor, para su máxima compactación. Cada capa será compactada uniformemente en toda su superficie mediante el empleo de pisones de mano o neumáticos hasta obtener la máxima compactación que, sea posible obtener con el uso de dichas herramientas. Se usará el material de la propia excavación libre de residuos orgánicos. El ingeniero Fiscalizador aprobará previamente el material que se empleará en el relleno, Previamente al relleno, el terreno deberá estar libre de escombros	Se medirá en m ³ , con dos decimales
0060	Desalojo manual de tierra/escombros.	m ³	Conjunto de trabajos para que los lugares que rodeen las obras muestren un aspecto de orden y de limpieza	Todas las obras deberán estar totalmente terminadas. Se retirará basuras, desperdicios, materiales sobrantes y todos los objetos usados durante la ejecución de los trabajos y depositarlos en los bancos del desperdicio señalados por el proyecto, el Fiscalizador o el Municipio. Si no se ejecutan estos trabajos, se ordenará el desalojo y limpieza a expensas del Constructor.	Será medido y pagado en m ³ .

0011	ENCOFRADO- DE CADENAS DE AMARRE (h=30 cm a= 30 cm)	m	Formas volumétricas que se confeccionan con piezas de madera, metálicas o de otro material resistente para que soporten el vaciado del hormigón con el fin de amoldarlo a la forma prevista.	Generalmente son contruidos de madera, deberán ser lo suficientemente fuertes para resistir la presión del vaciado y vibración del hormigón e impermeable para evitar la pérdida de la lechada, estarán sujetos rígidamente en su posición correcta Al hormigonar los cofres deberán estar libres de incrustaciones de mortero, lechada u otros materiales que pudieran contaminar el hormigón. Antes de depositar el hormigón, las superficies del encofrado deberán aceitarse con aceite de origen mineral Las formas se dejarán en su lugar hasta que se autorice su remoción y se removerán con cuidado para no dañar el hormigón. Después de que los encofrados hayan sido colocados en su posición final, serán inspeccionados por el ingeniero Fiscalizador para comprobar que son adecuados en construcción, colocación y resistencia; El uso de vibradores mecánicos exige el empleo de encofrados más resistentes	Será medido y pagado en m.
0006	ENCOFRADO DE COLUMNAS (h=30 cm a= 30 cm, diámetro ≤40cm)	m	Formas volumétricas que se confeccionan con piezas de madera, metálicas o de otro material resistente para que soporten el vaciado del hormigón con el fin de amoldarlo a la forma prevista.	Generalmente son contruidos de madera, deberán ser lo suficientemente fuertes para resistir la presión del vaciado y vibración del hormigón e impermeable para evitar la pérdida de la lechada, estarán sujetos rígidamente en su posición correcta Al hormigonar los cofres deberán estar libres de incrustaciones de mortero, lechada u otros materiales que pudieran contaminar el hormigón. Antes de depositar el hormigón, las superficies del encofrado deberán aceitarse con aceite de origen mineral Las formas se dejarán en su lugar hasta que se autorice su remoción y se removerán con cuidado para no dañar el hormigón. Después de que los encofrados hayan sido colocados en su posición final, serán inspeccionados por el ingeniero Fiscalizador para comprobar que son adecuados en construcción, colocación y resistencia; El uso de vibradores mecánicos exige el empleo de encofrados más resistentes Dependiendo del tipo de acabado de hormigón se podrá utilizar madera contrachapada, o madera de monte.	Será medido y pagado en m.
0013, 0036	Encofrado de losas, otros elementos volumétricos	m ²	Formas volumétricas que se confeccionan con piezas de madera, metálicas o de otro material resistente para que	Generalmente son contruidos de madera, deberán ser lo suficientemente fuertes para resistir la presión del vaciado y vibración del hormigón e impermeable para evitar la pérdida de la lechada, estarán sujetos rígidamente en su posición correcta.	Los encofrados se medirán en m ² , con

			soporten el vaciado del hormigón con el fin de amoldarlo a la forma prevista.	Para tabiques o paredes delgadas, estarán formadas por tableros compuestos de tablas o bastidores o de madera contrachapada de un espesor en ningún caso menores de 1 cm. Los tableros se mantendrán en su posición, con pernos de un diámetro mínimo de 8 mm., roscados de lado y lado, con arandelas y tuercas; estos tirantes y los espaciadores de madera, formarán el encofrado. Los apuntalamientos y riostras servirán solamente para mantener a los tableros en su posición, Al hormigonar los cofres deberán estar libres de incrustaciones de mortero, lechada u otros materiales que pudieran contaminar el hormigón. Antes de depositar el hormigón, las superficies del encofrado deberán aceitarse con aceite de origen mineral Las formas se dejarán en su lugar hasta que se autorice su remoción y se removerán con cuidado para no dañar el hormigón. Después de que los encofrados hayan sido colocados en su posición final, serán inspeccionados por el ingeniero Fiscalizador para comprobar que son adecuados en construcción, colocación y resistencia; El uso de vibradores mecánicos exige el empleo de encofrados más resistentes Dependiendo del tipo de acabado de hormigón se podrá utilizar madera contrachapada, o madera de monte.	aproximación de un decimal. Al efecto, se medirán directamente en su estructura las superficies de hormigón que estuvieron en contacto con los encofrados empleados
0009	Acero de refuerzo (en barras $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$)	Kg	Conjunto de operaciones necesarias para cortar, formar, doblar, formar ganchos y colocar las varillas de acero de refuerzo utilizadas para la formación de hormigón armado, de acuerdo a los diseños.	Varillas corrugadas $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ deberán cumplir la norma INEN 102, no tendrán desperfectos y estarán libres de oxidación, aceite, escarificaciones o cualquier material que afecte la adherencia con el hormigón. Las distancias a que deben colocarse las varillas serán consideradas de centro a centro, salvo que específicamente se indique otra cosa, la posición exacta, el traslape, el tamaño y la forma de las varillas deberán ser las que se consignen en los planos; deberán ser colocadas y aseguradas exactamente en su lugar, por medio de soportes, separadores, etc., preferentemente metálicos de manera que no sufran movimientos durante el vaciado del hormigón; por ningún concepto se permitirá efectuar desdoblamientos para corregir un error. Se utilizará el alambre # 18 para amarre.	Se medirá en kilogramos, con un decimal. No se considera para el pago el desperdicio
0004	HORMIGON EN REPLANTILLO (SIMPLE $F'C=140 \text{ kg/cm}^2$)	m^3	Se entiende por hormigón al producto endurecido resultante de la mezcla de cemento Portland, agua y agregados pétreos en proporciones	Resistencia especificada del hormigón a la compresión de 140 Kg/cm^2 . Contendrá mínimo 309 Kg. de cemento por m^3 , 0.65 m^3 de arena y 0,95 m^3 de ripio triturado. Deberá cumplir con la prueba de asentamiento (A= 7 a 10 cm.), y la resistencia especificada se comprobará a los 14 y 28 días, para lo cual la supervisión obtendrá las muestras cilíndricas respectivas. Se tomarán.	Será medido en m^3 con 1 decimal de aproximación.

			adecuadas, puede tener aditivos con el fin de obtener cualidades especiales	3 cilindros por cada 5 m3 o fracción	
0005, 0007, 0027, 0037	HORMIGON SIMPLE F'C=280 kg/cm ²	m ³	Se entiende por hormigón al producto endurecido resultante de la mezcla de cemento Portland, agua y agregados pétreos en proporciones adecuadas, puede tener aditivos con el fin de obtener cualidades especiales	Contendrá mínimo 425 Kg. de cemento por m3., 0.46 m3 de arena y 0,71 m3. de ripio triturado Deberá cumplir con la prueba de asentamiento (A= 7 a 10 cm.), y la resistencia especificada se comprobará a los 7;14 y 28 días, para lo cual la supervisión obtendrá las muestras cilíndricas respectivas. Se tomarán 3 cilindro por cada 5 m3 o fracción.	Será medido en m ³ con 1 decimal de aproximación .
0020	LOSA ALIVIANADA 210Kg/cm2 e= 20 cm.	m ²	Elemento de H.A. que sirve de entepiso o cubierta en edificaciones	La construcción de las losas se regirá a las especificaciones de cada uno de sus componentes: Hormigón simple f'c = 280 kg/cm ² , acero de refuerzo fy= 4.200 kg/cm ² bloque de alivianamiento de 40 cm x 20 cm x 15 cm. No incluye acero de refuerzo y encofrado.	
0091	Masillado e impermeabilizado de losa	m ²	Se entiende por enlucidos, al conjunto de acciones que deben realizarse para poner una capa de mortero de arena cemento en paredes, tumbados, columnas, vigas, etc, con objeto de obtener una superficie regular uniforme, limpia y de buen aspecto Se entenderá por impermeabilización el conjunto de procesos constructivos, que darán a ciertas estructuras la condición de ser impenetrables al agua y a otros fluidos	Se ejecutarán mediante enlucidos a los que se incluirá aditivos hidrófugos de reconocida calidad y su uso estará supeditado a la previa aprobación del ingeniero Fiscalizador. La dosificación se sujetará a las especificaciones que para este fin recomiende la casa productora del aditivo. Se utilizara una dosificación de mortero plástico 1:2:10 más impermeabilizante (químico), en tres capas compuestas de mortero 1:3 la primera de 1/2 cm, la segunda de 2 cm. y la tercera de 1/2 centímetro de mortero plástico. Deben enlucirse las superficies de ladrillo, bloques, piedras y hormigón en paredes, columnas, vigas, dinteles Su localización consta en los planos respectivos Se debe limpiar y humedecer la superficie antes de aplicar el enlucido, además deben ser ásperas y con un tratamiento que produzca la adherencia debida Las superficies obtenidas deberán ser perfectamente regulares, uniformes, sin fallas, grietas, o fisuras y sin denotar despegamiento Las intersecciones de dos superficies serán en líneas rectas o en acabados tipo medias cañas, perfectamente definidos, para lo cual se utilizarán guías, reglas y otros, deben ir nivelados y aplomados	La unidad de medida será el m ² y la cantidad total de obra será estimada con un decimal de aproximación
0020	Bloque alivianamiento	u	Elementos de construcción de formas rectangulares	Bloques alivianados con pómez de arena-cemento fabricados a máquina, con resistencia mínima a la compresión de 45 Kg/cm2, sus dimensiones de cara	La medida será por

	40*20*15)		vibropresado, de arena-cemento, alivianado con pómez. Utilizados para mamposterías y alivianamiento de losas;	son de 40 x 20 cm., y 15 cm. de espesor considerando la superficie total sin descontar el área de huecos., de aristas bien marcadas y sin deformaciones	unidad
0401	Acero en perfiles	kg.	Comprende todos los elementos: materiales (perfilería), mano de obra, suelda, incluye imprimación más dos manos de esmalte. Se cuidará de los elementos de sujeción.	El acero a usarse será nuevo, tipo A-36, limpio a base de desoxidante y diluyente que garantice el proceso de no oxidación. La soldadura será tipo 60-11 para penetración y 60-13 para recubrimiento. Montaje con uniones soldadas o empernadas, de acuerdo a los planos o las disposiciones del Supervisor	Se medirá en kg
0402	TEJA METALICA e=0.50, CALIBRE 26	m ²	Conjunto de acciones para dotar de entechado de edificaciones con el fin de dar protección de las acciones del medioambiente	Estará constituido por una lámina metálica con color interior variable y exterior variable, tipo ondulado o similar, garantizará al menos el doble de aislamiento térmico de las cubiertas de fibra mineral. Constituida por valles y crestas trapezoidales de dimensiones tales que le permitan tener un comportamiento estructural que soporte una carga se hasta 75 kg/m ² con una luz libre de 1.45 m . Deberá tener un ancho útil mínimo de 0.70 m; un espesor del alma de acero no menor a 0.45 mm y un espesor total de 2.0 mm. Se sujeta a la estructura de cubierta mediante ganchos "J" o tirafondos con capuchón impermeable de PVC, o tornillo autorroscante con arandela metálica y de neopreno. Las piezas deberán tener de fábrica las dimensiones especificadas en los planos, de tal manera que no se permitirán cortes en obra, para asegurar la cobertura total del metal. Las laminas cumplan las normas ASTM A568, A653.	La medida será m ² . con dos decimales
0034	ENLUCIDO HORIZONTAL (PALETEADO FINO MORTERO 1:5 e= 2 cm)	m ²	Se entiende por enlucidos, al conjunto de acciones que deben realizarse para poner una capa de yeso, mortero de arena cemento, cal u otro material, tumbados, vigas, etc, con objeto de obtener una superficie regular uniforme,	Cuando la superficie es uniforme, lisa y libre de marcas, las esquinas y ángulos serán bien redondeados, se trabaja con lianas o paletas de metal o de madera Deben enlucirse las superficies de ladrillo, bloques, piedras y hormigón en paredes, columnas, vigas, dinteles, tumbados, expuesto a la vista. Su localización consta en los planos respectivos Se debe limpiar y humedecer la superficie antes de aplicar el enlucido, además deben ser ásperas y con un tratamiento que produzca la adherencia	La unidad de medida será el m ² con un decimal de aproximación

			limpia y de buen aspecto	debida. La primera capa tendrá un espesor promedio de 1.5 cm. de mortero y no debiendo exceder de 2 cm ni ser menor de 1 cm. Después de la colocación de esta capa debe realizarse un curado de 72 horas por medio de humedad. Las superficies obtenidas deberán ser perfectamente regulares, uniformes, sin fallas, grietas, o fisuras y sin denotar despegamiento Las intersecciones de dos superficies serán en líneas rectas o en acabados tipo medias cañas, perfectamente definidos, para lo cual se utilizarán guías, reglas y otros, deben ir nivelados y aplomados.	
0071	Masillado de gradas (mortero 1:5 e=2 cm)	m	Se entiende por masillados, al conjunto de acciones que deben realizarse para poner una capa de mortero de arena cemento en paredes, tumbados, columnas, vigas, gradas, etc, con objeto de obtener una superficie regular uniforme, limpia y de buen aspecto	Cuando la superficie es uniforme, lisa y libre de marcas, las esquinas y ángulos serán bien redondeados, se trabaja con lianas o paletas de metal o de madera Deben enlucirse las superficies de ladrillo, bloques, piedras y hormigón en paredes, columnas, vigas, dinteles, tumbados, expuesto a la vista. Su localización consta en los planos respectivos Se debe limpiar y humedecer la superficie antes de aplicar el enlucido, además deben ser ásperas y con un tratamiento que produzca la adherencia debida. La primera capa tendrá un espesor promedio de 1.5 cm. de mortero y no debiendo exceder de 2 cm ni ser menor de 1 cm. Después de la colocación de esta capa debe realizarse un curado de 72 horas por medio de humedad. Las superficies obtenidas deberán ser perfectamente regulares, uniformes, sin fallas, grietas, o fisuras y sin denotar despegamiento Las intersecciones de dos superficies serán en líneas rectas o en acabados tipo medias cañas, perfectamente definidos, para lo cual se utilizarán guías, reglas y otros, deben ir nivelados y aplomados.	La unidad de medida será el m ² con un decimal de aproximación
0069	Chafado cielo raso	m ²	Se entiende por chafado al terminado que se le da a la losa por debajo de la misma con el objeto de darle una apariencia más agradable que el simple enlucido.	Recubrimiento de mampostería mediante mortero 1:3 o aumentando cementina, cuando la superficie es áspera, pero uniforme, puede realizarse con grano grueso, mediano o fino, se trabaja a mano, con malla o a máquina. Deben enlucirse las superficies de ladrillo, bloques, piedras y hormigón en paredes, columnas, vigas, dinteles, tumbados, expuesto a la vista. Su localización consta en los planos respectivos Se debe limpiar y humedecer la superficie antes de aplicar el chafado, además deben ser ásperas y con un tratamiento que produzca la adherencia debida.	Los enlucidos de superficies serán medidos en metros cuadrados, con un decimal de

				La primera capa tendrá un espesor promedio de 1.5 cm. de mortero y no debiendo exceder de 2 cm ni ser menor de 1 cm. Después de la colocación de esta capa debe realizarse un curado de 72 horas por medio de humedad. Las superficies obtenidas deberán ser perfectamente regulares, uniformes, sin fallas, grietas, o fisuras y sin denotar despegamientos Las intersecciones de dos superficies serán en líneas rectas o en acabados tipo medias cañas, perfectamente definidos, para lo cual se utilizarán guías, reglas y otros, deben ir nivelados y aplomados.	aproximación . Se determinaran las cantidades directamente en obras
0401	Pintura epoxica dos componentes (anticorrosiva)	m ²	Pintura es el conjunto de operaciones que se deberán ejecutar para colorear con una película delgada, elástica y fluida las superficies acabadas y pulidas de estructuras, muebles, etc., para lograr efectos sedantes a la vista, protección contra el uso, la intemperie y/ o los agentes químicos. Anticorrosivas son aquellas hechas a base de resinas sintéticas, con pigmentos que inhiben la corrosión en las superficies metálicas.	Las superficies sobre las cuales se deba aplicar pinturas anticorrosivas estarán perfectamente limpias y libres de óxidos, grasas, aceites u otras impurezas. Serán limpiadas con chorros de arena a presión, disolventes orgánicos, cepillos de alambre metálico, lijas o abrasivos expulsados con aire comprimido En general, por pinturas, barnices y plásticos protectores anticorrosivos para recubrimientos protectores de aplicación a tres manos se entienden los productos industriales hechos a base de resinas sintéticas, tales como polímeros y copolímeros del vinilo, hule clorados, resinas acrílicas, estirenadas, etc., con pigmentos o sin ellos, que se aplican a estructuras y superficies metálicas para protegerlas de la acción del medio con el cual van a estar en contacto.	Se medirán, en m ² con dos decimales,
0319	Pasamanos de grada	m	Se tenderá al arreglo de elementos de acero (tubería circular de diámetro 3.5" o superior) que permiten brindar seguridad en los bordes de gradas.	Se proveera de arreglos formados por dos y tres barras o tuberías de acero, debidamente arriestradas vertical y horizontalmente, para conformar el pasamanos o baranda. Los elementos de acero serán debidamente tratados, liberados de oxido, pintados, sujetos a la grada mediante pernos y placas.	Se medirán, en m con un decimal,

5.2 PRESUPUESTO FINAL.

Tabla 5.2: Presupuesto.

P R E S U P U E S T O

PROYECTO: Cubierta y escaleras- IASA
FECHA: 22/08/2007
PROPONENTE: Henry Cordova
DIRECCION: Valle Chillos
PROPIETARIO: ESPE

DESCRIPCION	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES	\$ 315,03
ESTRUCTURA	\$ 7.574,04
CUBIERTA METALICA	\$ 18.264,17
ENLUCIDOS, MASILLADOS	\$ 2.779,09
ALBAÑILERIA MENOR	\$ 605,39
RECUBRIMIENTOS	\$ 71,28
RUBROS AUXILIARES, COMPLEMENTARIOS	\$ 7,65
	\$ 29.616,65

Capítulo VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RESUMEN

En el presente capítulo se recoge las conclusiones más importantes obtenidas del proceso de diseño y desarrollo del cálculo con el objeto de recalcar en la utilidad de ciertos procedimientos y de ciertas experiencias obtenidas durante el trabajo, así como la valoración de todas las actividades ejecutadas con la intención de extraer recomendaciones que permitan mejorar los proyectos que se realicen en el futuro optimizando tiempo y medios en la consecución de un mejor resultado para el diseñador y el constructor.

6.1 CONCLUSIONES

- El presente proyecto funcionará en forma completamente independiente de las estructuras ya existentes. Sin embargo, el hecho de que ya existan edificaciones a las cuales deben acoplarse los dos módulos motivo de ésta tesis obliga a que el diseño estructural procure dar soluciones a los problemas ya existentes, caso específico de la cimentación de los laboratorios ya construidos, restringiendo la libertad de emplear elementos estructurales que tendrían un desempeño igual o mejor que los adoptados pero con mayores facilidades constructivas y a costos menores.
- El suelo sobre el cual se asentarán los módulos de escaleras y cubierta presenta grandes problemas a las solicitaciones de cualquier tipo de superestructura en los primeros 2m de profundidad, característica determinada mediante el estudio de suelos que adjunto al presente proyecto, hallando un suelo adecuado para establecer la cimentación apenas a partir de los 3m de profundidad. Debido a esta característica la solución para la cimentación debe presentar opciones diferentes a una cimentación ordinaria, la misma que fue adoptada para la construcción de los edificios ya existentes. Por esta razón concluyo que el pilotaje es la solución más adecuada para afrontar las solicitaciones existentes así como para acoplar la estructura en el espacio y a las condiciones de los laboratorios ya construidos.
- Al someter a las estructuras a las diferentes cargas, es claro que la carga crítica en los dos módulos es el sismo, ésto debido a las condiciones de irregularidad en planta que presentan, pero sobre todo a las malas condiciones que presenta el suelo llegando apenas a un 0,1 y 0,6Kg/cm². Estos valores determinan que el suelo no trabaje en la disipación de esfuerzos haciendo que el sismo alcance las mayores solicitaciones.

- En lo que respecta al módulo de cubierta, éste presenta una arquitectura que contrae problemas de inestabilidad por irregularidad en planta debido a que no tiene losas de entrepiso. Sin embargo concluyo que pese a que su comportamiento por irregularidad presenta problemas en el desempeño de sus elementos a solicitaciones sísmicas, al mismo tiempo debido a la poca masa que tiene trabaja en forma apropiada puesto que el efecto del sismo va directamente relacionado con el peso de la estructura.
- Como mencioné anteriormente, la carga más influyente o crítica es la sísmica. Además, dentro del análisis de estas cargas dinámicas presenté el análisis Estático, el análisis Modal Espectral y el análisis Histórico en el Tiempo. De estos tres tipos de análisis, el histórico en el tiempo fue el concluyente, puesto que al tomar un acelerograma, para este caso uno sintético, y someter las estructuras a su efecto en un período de tiempo, se determina el comportamiento más aproximado que adoptaría la edificación en la realidad. Sin embargo, concluyo que en el desarrollo de este acelerograma se obtuvieron picos muy elevados los cuales presentan problemas serios en las estructuras. Finalmente, antes de su aplicación debe revisarse la participación de la gravedad, la misma que debe excluirse puesto que en las cargas permanentes y temporales ya la estamos incluyendo, caso contrario se redundaría en su efecto produciendo efectos sobredimensionados.
- Por las condiciones antes descritas, el diseño de los elementos de hormigón del módulo de cubierta inicialmente resultan acoplarse a los mínimos especificados por los códigos C.E.C 2000 y A.C.I 318-99. Sin embargo al desarrollar los chequeos que también se contemplan como obligatorios en los mismos códigos, tales como derivas de piso, pandeo de columnas, diseño de nudos para la unión vigas-columnas y requisito de

diseño de vigas por torsión, las condiciones de los elementos cambian por completo, apareciendo la necesidad de incrementar sus secciones y sus armaduras de refuerzo. En la estructura en cuestión los cambios fueron muy destacables.

- Del punto anterior cabe destacar que el chequeo de las vigas por torsión presenta los cambios más importantes, debiendo reforzar los elementos en donde existe dicho efecto con un aparente sobredimensionamiento del refuerzo estructural.
- En lo que respecta a los modos de vibración, los dos primeros modos, o modos principales de vibración son traslacionales, lo que comprueba que el comportamiento de la estructura frente a las solicitaciones es el adecuado. El primer período de vibración tiene un período de 0,4539seg. y el segundo 0,4473seg.
- En el módulo de estructura encontré que su diseño le convierte en una estructura sumamente rígida puesto que cuenta con 7 columnas de apoyo en el suelo más el apoyo que representa la escalera de acceso en el nivel N+0,00 y además se suman los apoyos en las vigas centrales del nivel N+3,60.
- Debido a la característica antes mencionada, esta estructura presenta como primer modo de vibración o el más importante en su losa de compresión, seguido por dos modos de vibración traslacional con períodos de 0,299seg y 0,249seg, confirmando que corresponde a una estructura muy rígida.
- En las escaleras se presentó el mismo caso que en el módulo de cubierta, el análisis de las vigas por efecto de torsión propició un incremento en el armado de un 80% más que el armado por flexión y el armado por corte se incrementó en un 20%.

- Debido a las características descritas en base al análisis de las vigas por torsión, concluyo que el diseño de nudos no debe realizarse hasta no haber determinado el refuerzo torsional.
- Para el diseño de la estructura metálica de cubierta emplee el diseño por Esfuerzos Admisibles, diseño que me permitió determinar una estructura estable que resiste adecuadamente a los esfuerzos sometidos. Sin embargo mi diseño no ha profundizado en el análisis del comportamiento del acero estructural, concluyendo que éste podría ser mejorado.
- Es recomendable que el análisis realizado empleando el programa computacional SAP 2000 sea comprobado en sus diferentes etapas. Sin embargo, según los resultados obtenidos en mi análisis, concluyo que la recomendación de diseño que realiza el mencionado programa guarda muy buena relación con los cálculos manuales y con los requerimientos de los códigos en vigencia.

6.2 RECOMENDACIONES.

- Los módulos motivo del presente proyecto forman parte de un conjunto de estructuras que consolidarán los laboratorios del IASA. Es importante destacar que pese a ser estructuras que cumplen sus funciones en forma completamente independiente unas de otras, todas son parte de un mismo proyecto. Es mi recomendación que se establezca una etapa antes del inicio de su construcción para determinar sus características comunes así como sus grandes diferencias y sus futuros desempeños motivo del diseño estructural, tales como especificaciones técnicas de materiales a emplear, cimentación

que podría unificarse, desplazamientos, juntas, y otros, a fin de que su desempeño como conjunto sea óptimo.

- El estudio de suelos es prioridad en todo proyecto, y es recomendable que sin importar los costos que pueda requerir debe realizarse cada vez que se prevé la edificación de estructuras, y pese a disponer de estudios de suelo de proyectos aledaños, por más cercana que se encuentre la edificación, recomiendo su ejecución para prevenir problemas como los que se presentaron durante el desarrollo de esta tesis.
- Para el diseño del hormigón es recomendable basarse en las exigencias del Código Ecuatoriano de la Construcción que pese a no haber sido actualizado y que su contenido tiene muchísimo del extracto del ACI, tiene normas que van más de acuerdo con la realidad de nuestro país.
- Es recomendable que el uso y manejo de los códigos, tanto para la regulación de estructuras de hormigón como para estructuras y elementos metálicos, debe ser prioritario puesto que al no conocerlos debidamente se incurre en un sinnúmero de problemas que pueden producir errores y falta de claridad en el manejo de los elementos en cuestión.

BIBLIOGRAFÍA

- Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers. ASCE 7-98.
- Estructuras De Acero, Análisis Y Diseño. Stanley. W. Crawley, Robert M. Dillon. Editorial Limusa. 1992. Italia.
- AISC MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION: Load and Resistance Factor Design – LRFD.
- ASD Manual of Steel Construction, Volume I, 9th Edition.
- ASD Manual of Steel Construction, Volume II – Connections.
- Código Ecuatoriano de la Construcción, 2001.
- ACI 318-05: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- Diseño en Hormigón Armado. Marcelo Romo Proaño, MsC. ESPE, Ecuador.
- Concreto Reforzado. Un Enfoque Básico. Edgard Nawy. Editorial Prentice. México. 1988.
- Estructuras de Concreto reforzado. Park T. Paulay. Editorial Limusa
- Diseño simplificado de Concreto Reforzado Harry Parker. Editorial Limusa
- Catálogo de productos de acero. DIPAC.
- Manual de SAP2000. Pablo Caiza S., MsC. ESPE, Ecuador.
- Ingeniería De Cimentaciones. Peck, Hanson, Thornburn. 13^a reimp.2001.
- Ingeniería de cimentaciones. Delgado Vargas, M. Editorial ALFAOMEGA. 2000.
- Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. 2001.

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

Capt. de E Córdova Valdiviezo Henry G.

COORDINADOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Ing. Jorge Zúñiga

DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO

Dra. Laura López

Sangolquí, Agosto del 2007