

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO DE INVESTIGACIÓN PREVIO A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y SU INCIDENCIA EN
LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO TIPO, DE
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL IRREGULAR
RIGIDIZADO CON MUROS DE CORTE O CON CRUCES DE
SAN ANDRÉS Y NO RIGIDIZADO”**

AUTOR: LUIS ENRIQUE CHÁVEZ RUBIO

TUTOR: Ing. FERNANDO DURÁN

Ambato – Ecuador 2015

CERTIFICACIÓN

Yo, Ing. Fernando Durán, con cédula de ciudadanía №, en mi calidad de Tutor del trabajo de investigación sobre el tema: “EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO TIPO, DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL IRREGULAR RIGIDIZADO CON MUROS DE CORTE O CON CRUCES DE SAN ANDRÉS Y NO RIGIDIZADO.” desarrollado por Luis Chávez Rubio, egresado de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos mínimos, tanto técnicos como científicos y corresponde a las normas establecidas en el Reglamento de Graduación de Pregrado, de la Universidad Técnica de Ambato. Por lo tanto, autorizo la presentación del mismo ante el organismo pertinente, para que sea sometido a evaluación por los profesores calificadores designados por el H. Consejo de Pregrado - UTA.

Ambato, de 02 Octubre de 2015

TUTOR

.....
Ing. Fernando Durán

AUTORÍA DE DESARROLLO DE INVESTIGACIÓN

Yo, Luis Enrique Chávez Rubio, con cédula de ciudadanía № 180440512-2, tengo a bien indicar que los criterios emitidos en el informe investigativo, bajo el tema: “EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO TIPO, DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL IRREGULAR RIGIDIZADO CON MUROS DE CORTE O CON CRUCES DE SAN ANDRÉS Y NO RIGIDIZADO.”, así como también los contenidos presentados, ideas, análisis y síntesis de datos y resultados son de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autor de este trabajo de Investigación.

Ambato, 02 Octubre de 2015

AUTOR

.....

Egdo. Luis Chávez Rubio

DEDICATORIA

El presente trabajo le dedico con mucho cariño:

A mis padres, Enrique e Isabel, por su amor incondicional, quienes me han brindado todo su apoyo, quienes me han enseñado que sin esfuerzo y dedicación en la vida jamás se tendrá una recompensa satisfactoria, que la manera de sobrellevar las cosas sea asumiendo las responsabilidades que le competen, cometiendo errores y sabiendo que cada día habrá una oportunidad más para cumplir las metas.

A mi hermano Xavier, que siempre me ha apoyado y se ha preocupado por mí en todo momento a pesar de la distancia, y enseñarme que no siempre las cosas van a salir como uno las quiere, pero cuando algo te apasiona y quieres cumplir ese objetivo dedicas horas y horas para lograrlo.

AGRADECIMIENTO

Mi más sincero agradecimiento a mis padres Enrique e Isabel, a mi hermano Xavier y a toda mi familia por siempre brindarme el apoyo y palabras que me han sacado adelante y ser mejor persona.

Al Ing. Fernando Durán quien en calidad de tutor, con su gran calidad humana, capacidad, apoyo y conocimientos me ha brindado su ayuda incondicional para culminar con éxito este proyecto de investigación.

A la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, a maestros, quienes nos han brindado los conocimientos necesarios que nos servirán para enfrentarnos al día a día que nos presenta la vida.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

PÁGINAS PRELIMINARES

PORTADA.....	I
APROBACIÓN POR EL TUTOR.....	II
AUTORÍA DE DESARROLLO DE INVESTIGACIÓN	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
INDICE GENERAL DE COTENIDOS	VI
INDICE DE TABLAS Y GRÁFICOS	X
RESUMEN EJECUTIVO	XXVI
SUMMARY	XXVII

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I	1
1.1 TEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2.1. Contextualización del Problema.....	1
1.2.2 Análisis Crítico	5
1.2.3 Prognosis	5
1.2.4. Formulación del problema.....	6
1.2.5 Preguntas directrices.....	6
1.2.6 Delimitación del objeto de Investigación	6
1.2.6.1. Delimitación de Contenido	6
1.2.6.2 Delimitación Espacial.....	6
1.2.6.3 Delimitación Temporal.....	6
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	7
1.4 OBJETIVOS.....	8
1.4.1 Objetivo general	8
1.4.2 Objetivo específico	8
CAPÍTULO II.....	9

2.1	ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	9
2.2	FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....	12
2.3	FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	12
2.4	CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....	13
2.4.1	Supraordinación de Variables.....	13
2.4.2	Definiciones.....	14
2.4.2.1	Comportamiento Sísmico.....	14
2.4.2.2	Terremotos.....	14
	Figura 2.4 Velocidades de las ondas.....	16
2.4.2.3	Espectro elástico.....	23
2.4.2.4	Sismicidad ecuatoriana.....	26
2.4.2.5	Configuración Estructural en Planta y Elevación.....	28
2.4.2.6	Coefficientes de Configuración Estructural.....	29
2.4.2.7	Coefficiente de Configuración Estructural en Planta \emptyset_P	29
2.4.2.8	Coefficiente de Configuración Estructural en Elevación \emptyset_E	30
2.4.2.9	Proyecto arquitectónico.....	31
2.5	HIPÓTESIS.....	32
2.6	SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES.....	33
	CAPÍTULO III.....	34
3.1	ENFOQUE.....	34
3.2	MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	34
3.3	NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	35
3.4	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	35
3.4.1	POBLACIÓN.....	35
3.4.2	TIPO DE MUESTRA.....	35
3.5	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	36
3.5.1	VARIABLE INDEPENDIENTE.....	36
3.5.2	VARIABLE DEPENDIENTE.....	36
3.6	RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.....	38
3.7	PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.....	39
3.7.1	PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	39
3.7.2	PLAN DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	39
	CAPITULO IV.....	40
4.1	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	40
4.2	VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	51

CAPITULO V	52
5.1 CONCLUSIONES	52
5.2 RECOMENDACIONES	53
CAPÍTULO VI	54
6.1 DATOS INFORMATIVOS	54
6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA	55
6.3 JUSTIFICACIÓN.....	55
6.4 OBJETIVOS.....	56
6.4.1 Objetivo General.....	56
6.4.2 Objetivo Específico	56
6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD	56
6.6 FUNDAMENTACIÓN	57
6.7 METODOLOGÍA	57
6.7.1 Parámetros para Diseño	57
6.7.1.1 Códigos a utilizarse:	57
6.7.1.2 Hormigón Armado	57
6.7.1.3 Acero:.....	58
6.7.2 Disposición Estructural.....	58
6.7.3 Pre diseño de Elementos Estructurales	60
6.7.4 Análisis Estático Lineal (Fuerzas Sísmicas Estáticas)	72
6.7.4.1 Parámetros para el Espectro Sísmico	73
6.7.4.2 Espectro Elástico de Diseño en Aceleraciones	81
6.7.5 Límite para Deriva de Piso	87
6.7.6 Momentos Torsionales	88
6.7.7 Procedimiento Dinámico Lineal.....	89
6.7.7.1 Análisis Dinámico Espectral.....	89
6.7.8 Muros de Cortante de Hormigón Armado.....	90
6.7.8.1 Ubicación de Muros de Cortante	91
6.7.8.2 Bases de Diseño de Muros Estructurales	91
6.7.9 Cruces de San Andrés.....	92
6.7.9.1 Ubicación de Cruces de San Andrés.....	93
6.7.9.2 Bases de Diseño según AISC 360-10	93
6.7.10 Generalidades del Modelado	94
6.7.10.1 Control de Periodo de Vibración	94

6.7.10.2 Control de Modos de Vibración.....	95
6.7.11 Análisis del Comportamiento Sísmico	95
6.7.11.1 Análisis de Edificio Sin Rigidizadores	95
6.7.11.2 Análisis de Edificio con Ducto de Ascensor.....	100
6.7.11.3 Análisis de Edificio Rigidizado con Muros de Corte	104
6.7.11.4 Análisis de Edificio Rigidizado con Cruces de San Andrés	110
6.7.11.5 Comparación entre los Diferentes Modelos Estructurales.....	114
6.7.12. Modelación Tridimensional de la Estructura Utilizando un Programa Especializado en Edificaciones	120
6.7.12.1 Análisis y Chequeo de Resultados.....	149
6.7.12.2 Control de Derivas de Piso	149
6.7.12.3 Control de Modos de Vibración.....	152
6.7.13 Chequeo y Diseño de Elementos Estructurales	153
6.7.13.1 Chequeo de Porcentajes en Acero en Vigas	153
6.7.13.2 Chequeo a Corte de Vigas.....	162
6.7.13.3 Chequeo de Porcentajes de Acero en Columnas.....	165
6.7.13.4 Diseño de Muros de Corte	167
6.7.13.4.1 Diseño en Programa Especializado	167
6.7.13.4.2 Diseño Manual de Muros de Corte	170
6.7.13.4.3 Armado Mínimo en Muros de Corte	172
6.7.13.5 Diseño de Losa Utilizando Un Programa Especializado Cimentaciones	176
6.7.13.6 Diseño de Cimentaciones.....	180
6.7.13.6.1 Diseño en Programa Especializado	180
6.7.13.6.2 Diseño Manual de la Zapata Central	187
6.7.13.6.3 Diseño Manual de la Zapata Corrida o de Muro	194
6.7.14 Conclusiones y Recomendaciones.....	197
6.7.14.1 Conclusiones	197
6.7.14.2 Recomendaciones	199
6.8. ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA	200
6.9. PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN	200

INDICE DE GRÁFICOS

Figura N° 1.1 Arbol de Problemas.....	4
Figura N° 2.1 Supraordinación de Variable Independiente	13
Figura N° 2.2 Supraordinación de Variable Dependiente	13
Figura N° 2.3 Distribución de Placas Tectónicas	15
Figura N° 2.4 Velocidades de las Ondas	16
Figura N° 2.5 Tipos de Ondas Sísmicas	17
Figura N° 2.6 Corte de Tierra ilustrado el proceso de un Sismo	18
Figura N° 2.7 Configuraciones Estructurales Recomendadas	28
Figura N° 2.8 Configuraciones Estructurales No Recomendadas NEC 2011	29
Figura N° 2.9 Coeficientes de Irregularidad en Planta	30
Figura N° 2.10 Coeficientes de Irregularidad en Elevación	31
Figura N° 4.1 Vulnerabilidad Sistema Estructural	41

Figura N° 4.2	
Vulnerabilidad Tipo de materiales en paredes.....	42
Figura N° 4.3	
Vulnerabilidad Tipo de Cubierta	43
Figura N° 4.4	
Vulnerabilidad Sistema de Entrepisos	44
Figura N° 4.5	
Vulnerabilidad Estado de Conservación.....	45
Figura N° 4.6	
Vulnerabilidad Número de Pisos	46
Figura N° 4.7	
Vulnerabilidad Año de Construcción.....	47
Figura N° 4.8	
Vulnerabilidad Características del Suelo bajo la Edificación.....	48
Figura N° 4.9	
Vulnerabilidad Topografía del Sitio	49
Figura N° 4.10	
Resumen Vulnerabilidad Física ante Sismos	50
Figura N° 6.1	
Vista en Planta de la Edificación	59
Figura N° 6.2	
Vista en Elevación del Eje 1 de la Edificación	59
Figura N° 6.3	
Vista en Elevación de Losa Alivianada de 25 cm.....	62
Figura N° 6.4	
Vista en Planta de Losa Alivianada de 25 cm.....	62

Figura N° 6.5	
Mosaico de Cargas en Losas.....	64
Figura N° 6.6	
Representación gráfica del Método de los Coeficientes del ACI	66
Figura N° 6.7	
Áreas cooperantes para pre dimensionamiento de las columnas	68
Figura N° 6.8	
Representación Gráfica del Modelo para Pre dimensionamiento.....	70
Figura N° 6.9	
Zonas Sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	74
Figura N° 6.10	
Espectro Sísmico Elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.....	84
Figura N° 6.11	
Espectro Elástico para la edificación	87
Figura N° 6.12	
Muros Esbeltos y Robustos.....	90
Figura N° 6.13	
Ejemplos de Estabilidad Torsional	91
Figura N° 6.14	
Refuerzo en los Muros de Corte	92
Figura N° 6.15	
Cálculo de esfuerzos sobre elementos de arriostramiento en doble diagonal en edificios elevados.....	94
Figura N° 6.16	
Distribución en Planta del Edificio Sin Rigidizadores	96
Figura N° 6.17	
Vista Tridimensional del Edificio Sin Rigidizadores	96

Figura N° 6.18	
Deriva Máxima de Piso para Edificio Sin Rigidizadores	98
Figura N° 6.19	
Distribución en Planta del Edificio Con Ducto de Ascensor	100
Figura N° 6.20	
Vista Tridimensional del Edificio con Ducto de Ascensor	100
Figura N° 6.21	
Vista Frontal del Ducto de Ascensor	103
Figura N° 6.22	
Deriva Máxima de Piso para Edificio con Ducto de Ascensor	101
Figura N° 6.23	
Distribución en Planta del Edificio Con Muros de Corte	105
Figura N° 6.24	
Vista Tridimensional del Edificio Con Muros de Corte	105
Figura N° 6.25	
Vista Frontal del Ducto de Ascensor	106
Figura N° 6.26	
Deriva Máxima de Piso para Edificio con Muros de Corte	108
Figura N° 6.27	
Distribución en Planta del Edificio Con Cruces de San Andrés	110
Figura N° 6.28	
Vista Tridimensional del Edificio Con Cruces de San Andrés	110
Figura N° 6.29	
Vista Posterior Tridimensional del Edificio Con Cruces de San Andrés	111
Figura N° 6.30	
Deriva Máxima de Piso para Edificio Con Cruces de San Andrés	113

Figura N° 6.31	
Gráfica de las Derivas Máximas de Piso de cada Modelo Estructural	116
Figura N° 6.32	
Selección de Unidades de Trabajo	120
Figura N° 6.33	
Creación de Un Nuevo Modelo	121
Figura N° 6.34	
Definir Paámetros de la Malla	121
Figura N° 6.35	
Malla en Planta y en 3D	122
Figura N° 6.36	
Definir Características del Material	122
Figura N° 6.37	
Definir Características de Sección de Columna.....	123
Figura N° 6.38	
Definir Características de Sección Viga	123
Figura N° 6.39	
Definir Recubrimiento en Vigas y Columnas	124
Figura N° 6.40	
Definir Inercias Agrietadas de Columnas y Vigas	124
Figura N° 6.41	
Definir el elemento Losa.....	125
Figura N° 6.42	
Definir Muros de Corte e Inercia Agrietada	126
Figura N° 6.43	
Definir Estados de Carga	126

Figura N° 6.44	
Cuadro de Parámetros de Carga de Sismo	127
Figura N° 6.45	
Estados de Carga de Sismos en Ambos Sentidos	128
Figura N° 6.46	
Ventana con los 7 Estados de Carga Estática	128
Figura N° 6.47	
Ventana para añadir un Espectro Elástico	129
Figura N° 6.48	
Ventana de Parámetros del Espectro Elástico.....	130
Figura N° 6.49	
Ventana para Crear el Caso de Espectro de Respuesta.....	130
Figura N° 6.50	
Ventana Caso de Espectro de Respuesta	131
Figura N° 6.51	
Definir la Carga Reactiva.....	132
Figura N° 6.52	
Efectos Sísmicos Especiales	133
Figura N° 6.53	
Creación de las Combinaciones de Carga.....	134
Figura N° 6.54	
Creación de la Envolvnte	134
Figura N° 6.55	
Designar combinaciones de carga al Programa	135
Figura N° 6.56	
Código de Diseño en Concreto para elementos Frame	136

Figura N° 6.57	
Código de Diseño en Concreto para elementos Wall	136
Figura N° 6.58	
Dimensiones del Ducto de Ascensor	138
Figura N° 6.59	
Puntos de Referencia para Dibujar Ducto de Ascensor	138
Figura N° 6.60	
Vista en Planta y Elevación del Ducto de Ascensor	138
Figura N° 6.61	
Puntos de Referencia del Ducto de Ascensor	139
Figura N° 6.62	
Planos de Referencia del Ducto de Ascensor	139
Figura N° 6.63	
Vista en Elevación del Ducto de Ascensor Dibujado	140
Figura N° 6.64	
Vista en Planta de Muros de Corte Perimetrales	140
Figura N° 6.65	
Opciones de Vista	141
Figura N° 6.66	
Vista 3D Estructura Modelada	141
Figura N° 6.67	
Seleccionar Muro para Etiqueta Pier	142
Figura N° 6.68	
Asignar Etiqueta Pier a Muro	142
Figura N° 6.69	
Seleccionar Columna para Etiqueta Pier	143

Figura N° 6.70	
Asignar Etiqueta Pier a la Columna.....	143
Figura N° 6.71	
Creación del Muro con Cabezales	144
Figura N° 6.72	
Editor de Secciones Pier	144
Figura N° 6.73	
Restricciones en la Base.....	145
Figura N° 6.74	
Asignar Cargas a Entrepiso.....	146
Figura N° 6.75	
Colocar Valores de Carga CM y VIVA.....	146
Figura N° 6.76	
Definir rigidez en Nudos.....	147
Figura N° 6.77	
Asignar Diafragmas Rigidos.....	147
Figura N° 6.78	
Diafragmas Rigidos	148
Figura N° 6.79	
Definir Modos de Vibración.....	149
Figura N° 6.80	
Chequeo de Deriva Máxima SISMOX	150
Figura N° 6.81	
Ventana para Seleccionar Derivas de Piso.....	151
Figura N° 6.82	
Tablas de Derivas de Piso	151

Figura N° 6.83	
Ventana para Chequeo de Modos de Vibración	152
Figura N° 6.84	
Tabla de Modos de Vibración.....	153
Figura N° 6.85	
Ventana de Resultados de Refuerzo	154
Figura N° 6.86	
Areas de Refuerzo Longitudinal en Vigas	154
Figura N° 6.87	
Ventana de Viga Con valor Crítico de Corte	163
Figura N° 6.88	
Porcentajes de Acero en Columnas.....	165
Figura N° 6.89	
Ventana Definir Secciones Pier Para Chequeo	168
Figura N° 6.90	
Editor de Secciones.....	168
Figura N° 6.91	
Detalles del Diseño del Muro	169
Figura N° 6.92	
Optimización del Muro	169
Figura N° 6.93	
Exportar al Programa Especializado	176
Figura N° 6.94	
Vista 3D de la Losa.....	177
Figura N° 6.95	
Chequeo de Deflexiones de la Losa.....	178

Figura N° 6.96	
Ventana para Esfuerzos de la Losa	178
Figura N° 6.97	
Esfuerzos de la Losa	179
Figura N° 6.98	
Ventana de Sección de Zapata	180
Figura N° 6.99	
Dibujo de las cimentaciones	181
Figura N° 6.100	
Cimentaciones Exportadas al Programa	181
Figura N° 6.101	
Módulos de Reacción del Suelo.....	182
Figura N° 6.102	
Ventana para Modificar el Coeficiente de Balasto	182
Figura N° 6.103	
Restricciones en Cimentación.....	183
Figura N° 6.104	
Creación de la Combinación de Carga.....	183
Figura N° 6.105	
Ventana de Fuerzas de Reacción	184
Figura N° 6.106	
Presión del Suelo.....	184
Figura N° 6.107	
Chequeo de Punzonamiento en Zapatas	185
Figura N° 6.108	
Creación de Franjas de Diseño	186

Figura N° 6.109	
Franjas de Diseño para Cimentación	186
Figura N° 6.110	
Ventana de Diseño de la Cimentación	187
Figura N° 6.111	
Diseño de la Cimentación	187
Figura N° 6.112	
Vista Frontal de la Zapata	188
Figura N° 6.113	
Vista en Planta de la Zapata	189
Figura N° 6.114	
Dimensiones para Chequeo a Corte	190
Figura N° 6.115	
Dimensiones para Chequeo a Punzonamiento	192
Figura N° 6.116	
Dimensiones y Cargas que Soporta la Zapata	194
Figura N° 6.117	
Diagrama de Corte de Zapata Corrida	195
Figura N° 6.118	
Diagrama de Momento de Zapata Corrida	196

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 2.1	
Escala de Mercalli Modificada	20
Tabla N° 2.2	
Escala de Richter.....	23
Tabla N° 3.1	
Operacionalización de la Variable Independiente	36
Tabla N° 3.2	
Operacionalización de la Variable Dependiente.....	37
Tabla N° 3.3	
Plan de Recolección de Información	38
Tabla N° 4.1	
Factores de Vulnerabilidad	40
Tabla N° 4.2	
Vulnerabilidad Sistema Estructural	41
Tabla N° 4.3	
Vulnerabilidad Tipo de Materiales en paredes	42
Tabla N° 4.4	
Vulnerabilidad Tipo de Cubierta	43
Tabla N° 4.5	
Vulnerabilidad Sistema de Entrepisos	44
Tabla N° 4.6	
Vulnerabilidad Estado de Conservación.....	45
Tabla N° 4.7	
Vulnerabilidad Número de Pisos	46

Tabla N° 4.8	
Vulnerabilidad Año de Construcción.....	47
Tabla N° 4.9	
Vulnerabilidad Características del Suelo Bajo la Edificación	48
Tabla N° 4.10	
Vulnerabilidad Topografía del Sitio	49
Tabla N° 4.11	
Vulnerabilidad Física ante Sismos.....	50
Tabla N° 6.1	
Rubros de Gastos	55
Tabla N° 6.2	
Altura Equivalente de Losa.....	61
Tabla N° 6.3	
Análisis de las cargas actuantes para predimensionamiento de Viga	62
Tabla N° 6.4	
Momentos obtenidos a partir del Método del ACI	66
Tabla N° 6.5	
Análisis de las cargas para predimensionamiento de Columna	68
Tabla N° 6.6	
Determinación de las secciones de Columna de cada Eje	69
Tabla N° 6.7	
Valores de Factor Z en función de la zona sísmica adoptada	74
Tabla N° 6.8	
Clasificación de los Perfiles de Suelo	75
Tabla N° 6.9	
Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fa	77

Tabla N° 6.10	
Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fd	78
Tabla N° 6.11	
Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs	79
Tabla N° 6.12	
Tipo de uso, destino e importancia	79
Tabla N° 6.13	
Coefficiente de Reducción de Respuesta Estructural	80
Tabla N° 6.14	
Parámetros utilizados para la Estructura	81
Tabla N° 6.15	
Periodo de Vibración de las Edificaciones	83
Tabla N° 6.16	
Valores de Coeficiente de Cortante Basal para las Edificaciones	84
Tabla N° 6.17	
Valores de Aceleración Espectral Inelástico y Elástico	85
Tabla N° 6.18	
Derivas Máximas para Edificio Sin Rigidizadores	97
Tabla N° 6.19	
Modos de Vibración para Edificio Sin Rigidizadores	99
Tabla N° 6.20	
Derivas Máximas para Un Edificio Con Ducto de Ascensor	101
Tabla N° 6.21	
Modos de Vibración para Edificio Con Ducto de Ascensor	104
Tabla N° 6.22	
Derivas Máximas para Un Edificio Con Muros de Corte	106

Tabla N° 6.23	
Modos de Vibración para Edificio Con Muros de Corte	109
Tabla N° 6.24	
Derivas Máximas para Edificio Con Cruces de San Andrés	101
Tabla N° 6.25	
Modos de Vibración para Edificio Con Cruces de San Andrés	114
Tabla N° 6.26	
Resumen de Derivas de los Diferentes Modelos Estructurales	115
Tabla N° 6.27	
Resumen de Las Derivas Máximas Por Piso de Cada Modelo Estructural	116
Tabla N° 6.28	
Resumen de Modos de Vibración para los Diferentes Modelos Estructurales	118
Tabla N° 6.29	
Combinaciones de Carga	118
Tabla N° 6.30	
Factores de Reducción de Resistencia del ACI	135
Tabla N° 6.31	
Comandos para Dibujar Elementos Línea	137
Tabla N° 6.32	
Comandos para Dibujar Elementos Area	137
Tabla N° 6.33	
Cargas de Entrepiso	145
Tabla N° 6.34	
Tabla de Chequeo para Vigas Tres Primeros Pisos	155
Tabla N° 6.35	
Tabla de Chequeo para Vigas Ultimos Pisos	159

Tabla N° 6.36	
Areas de Acero en Columnas	166
Tabla N° 6.37	
Resumen Armado Muros de Corte	174
Tabla N° 6.38	
Resumen Armado de Losa	179
Tabla N° 6.39	
Chequeo de Esfuerzos Admisibles	190
Tabla N° 6.40	
Monitoreo y Evaluación	200

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TEMA: “EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO TIPO, DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL IRREGULAR RIGIDIZADO CON MUROS DE CORTE O CON CRUCES DE SAN ANDRÉS Y NO RIGIDIZADO”

Autor: Luis Chávez Rubio

RESUMEN EJECUTIVO

Se optó por realizar un análisis comparativo de varios modelos estructurales los cuales son: un edificio rigidizado con muros de corte, con cruces de San Andrés, con un ducto de ascensor y sin rigidizar, tomando en cuenta su comportamiento estructural ante un sismo y mediante el uso de tablas y gráficas comprender de manera más ilustrativa como la utilización de elementos estructurales ayudan a la edificación, evitar problemas de torsión en planta y superar los límites de deriva máximos, para llegar a una conclusión de que modelo estructural es el que mejor comportamiento y mayor estabilidad da al edificio cuando un sismo se presente. Para el análisis propiamente dicho se utilizaron los códigos ACI-318-2008 y NEC-2011, espectro de respuesta elástica proporcionado por la norma ecuatoriana de la construcción, así como para el chequeo y dimensionamiento de los elementos se utilizó programas especializados de diseño estructural y su comprobación mediante el cálculo manual. Realizado el análisis del edificio se encontró dos fallas: torsión en planta y desplazamientos excesivos, los mismos que se solucionaron de manera apropiada y factible con el modelo estructural de muros de corte para la primera, una vez concluido el diseño para el modelo estructural con mejor comportamiento se procede a elaborar un juego de planos.

TECHNICAL UNIVERSITY OF AMBATO

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND MECHANICS

CIVIL ENGINEERING CAREER

**TEMA: “THE SEISMIC BEHAVIOR AND ITS IMPACT ON THE STABILITY OF A
KIND BUILDING CONFIGURATION IRREGULAR STRUCTURAL STIFFENED
WITH SHEAR WALLS OR ST. ANDREW'S CROSSES AND UNSTIFFENED”**

Author: Luis Chávez Rubio

SUMMARY

It was decided to conduct a comparative analysis of various structural models which are: a stiffened with shear walls, with crosses of St. Andrew, with a pipeline of elevator and an unstiffening building, taking into account their structural behavior in an earthquake and by using charts and graphs to understand more illustratively how the use of structural elements help to the building, avoid twisting plant problems and overcome the limits of maximum drift, to reach a conclusion that structural model is the best performing and greater stability gives the building when an earthquake occurs. For the analysis itself and the ACI-318-2008 NEC-2011, elastic response spectrum provided by Ecuadorian standard building codes they were used, and for screening and sizing of structural elements specialized design was used and checked using the manual calculation. plan torsion and excessive movement, the same that were resolved in an appropriate and feasible way with the structural model of shear walls to the first, once completed the design for the structural model with better: He performed the analysis of the building two flaws found behavior proceed to develop a set of drawings.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 TEMA DE INVESTIGACIÓN

EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO TIPO, DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL IRREGULAR RIGIDIZADO CON MUROS DE CORTE O CON CRUCES DE SAN ANDRÉS Y NO RIGIDIZADO.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. Contextualización del Problema

Los eventos sísmicos se han convertido en los últimos años en uno de los fenómenos naturales más frecuentes en nuestro medio. Caracterizados por la rapidez con que se generan, el ruido que generalmente lo acompaña, los efectos sobre el terreno, etc. Es por esto que han sido calificados por la población como uno de los fenómenos naturales más terribles, debido principalmente a que ocurren en una forma repentina e inesperada y por su capacidad de destrucción como estructural provocando que las fuerzas horizontales causadas por el sismo colapsen a la estructura, sin embargo, la utilización de dispositivos pueden ayudar a que el comportamiento de la estructura cambie y sea más efectivo provocando que se transforme en una estructura sismo resistente.

Un sismo siempre se produce por los embates de la naturaleza conocida en nuestro medio como terremotos. Las rocas localizadas cerca de la superficie sufren una falla frágil cuando su capacidad de deformación es excedida, como resultado de las deformaciones de la corteza

terrestre se producen movimientos relativos, estos desplazamientos representan el mecanismo desencadenante de los sismos denominados tectónicos, es decir que el movimiento de la falla se produce el terremoto y no viceversa.

“La teoría de la Tectónica de Placas es un modelo que, en función del tipo de borde que se forma entre cada placa y la adyacente, explica el movimiento de las placas litosféricas, la interacción entre éstas y los eventos geológicos que provocan. El sitio donde se dan estos bordes son denominados fallas y pueden ser básicamente de tres tipos, según el tipo de movimiento que tiene lugar en ellas: Divergente donde una placa se fractura, dando origen a dos placas nuevas que empiezan a separarse "empujándose" o alejándose una de la otra, un ejemplo de esta falla es la que se observa en la dorsal del Océano Atlántico. Convergente se produce cuando se encuentran dos placas que se aproximan una hacia la otra según el tipo de convergencia existe subducción de placas o dichas placas se funden y forman una cordillera montañosa como un ejemplo es el Himalaya. Finalmente la Transformante se producen cuando dos placas se desplazan una contra la otra en el plano horizontal, bien sea en el mismo sentido o en contrasentido una de la otra, un ejemplo es la falla de San Andrés.” (ROSALES, 2010, págs. 12-13)

Los investigadores encontraron fallas en los edificios las mismas que llevaron incluso al colapso de las edificaciones por tal motivo estas fallas ya tienen nombre y apellido son las siguientes “irregularidad en planta” la misma que se presentó en edificios con geometrías complejas y aquellos edificios tuvieron un mal comportamiento ante las fuerzas laterales provocadas por los sismos.

Una de las fallas que se presentó durante los eventos sísmicos fue la irregularidad en elevación lo que provocó piso blando, columna corta entre las más importantes. Los edificios

que sufren el efecto de piso blando son aquellos que su primer piso son destinados para parqueaderos o locales comerciales y sus pisos superiores.

En el Ecuador la utilización de elementos estructurales como dispositivos que ayudan a que la estructura se comporte de mejor manera ante un evento sísmico como son los rigidizadores es un tema que tal vez muchos profesionales no lo conozcan o habrán escuchados de los mismo pero la utilización en la práctica profesional no lo usan por algún tipo de desconocimiento en la manera de cómo afectan a la estructura, a qué tipo de estructuras y si son económicamente factibles. Se llega a conclusiones como la mala utilización de los mismos dando consecuencias desfavorables para la estructura convirtiéndola en un peligro potencial que afectaría a la gran pérdida de vidas humanas y económicas.

La amenaza sísmica es grande en casi todo el territorio, si bien es cierto hemos tenido sismos de mediana magnitud los que produjeron daños considerables en las edificaciones debido a que se presentaron las mismas fallas que se habló anteriormente pero en la actualidad es común ver que se siguen haciendo construcciones con las mismas características.

En la Provincia del Tungurahua históricamente ha sido azotada por tres terremotos importantes (1698-1797-1949) este último con una magnitud de 6.8 en la escala de Richter, el sismo fue trágico dejó aproximadamente 6000 muertos, daños económicos, si bien es cierto casi todas las construcciones eran de bareque, las mismas que fueron arrasadas en su gran mayoría, actualmente la mayor parte de las construcciones son de hormigón armado.

En la actualidad seguirían sin existir reformas o reglamentos municipales para el control del análisis y diseño estructural de las edificaciones especialmente en los que se consideran de importancia, para tener estructuras que sean capaces de dar seguridad y estabilidad a las personas.

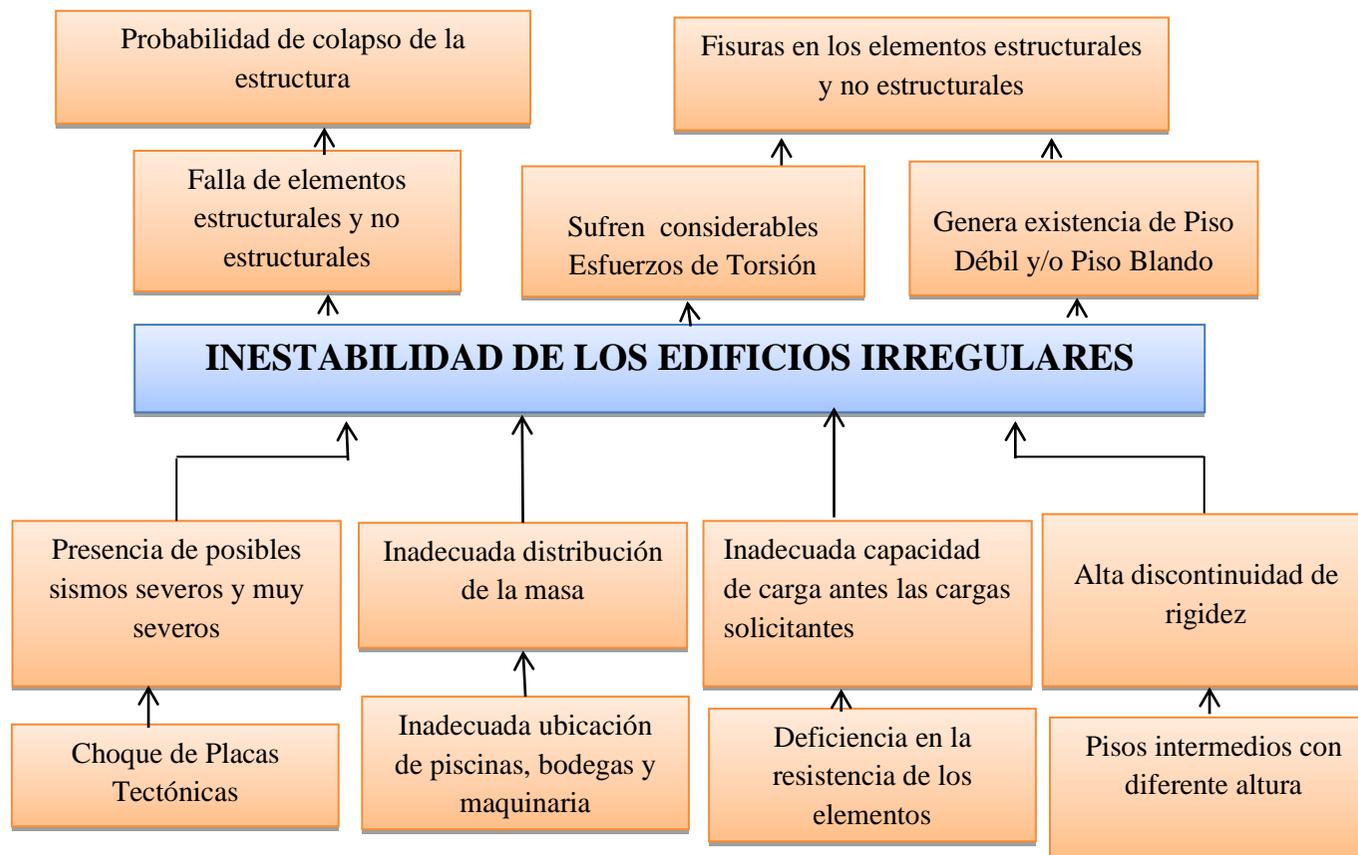


Figura N° 1.1 Árbol de Problemas

Elaborado por: Luis Enrique Chávez Rubio

1.2.2 Análisis Crítico

Ante la presencia de posibles sismos severos ocasionados por la liberación de energía acumulada de las placas tectónicas, las estructuras deben soportar grandes esfuerzos y tener un comportamiento sísmico adecuado, sin embargo al no contar con estas condiciones la estructura se torna inestable.

Existen varios factores como por ejemplo la falta de elementos estructurales, además la inadecuada distribución de la masa, la mala ubicación de las bodegas de las máquinas; los edificios sufren considerables esfuerzos de torsión. Además la inadecuada capacidad de carga y la deficiente resistencia de los elementos hacen que se genere fisuras en las estructuras. Finalmente la alta discontinuidad de rigidez en los pisos de diferente altura hace que se produzca inestabilidad en los mismos.

Todos estos factores generan que la estructura se comporte de manera inestable, generando fisuras y fallas estructurales que puedan finalizar en el colapso de la estructura y en la pérdida de vidas humanas.

1.2.3 Prognosis

Al no realizar un análisis comparativo en el Comportamiento Sísmico de un Edificio Tipo, de Configuración Estructural Irregular Rigidizado y No Rigidizado, no se tendría una idea clara de cómo los elementos estructurales ayudan a la estabilidad del edificio.

Se vería afectado en la seguridad de la estructura, debido a su falta de resistencia ante grandes esfuerzos de torsión o presencia de piso blando y/o piso débil, provocados por la presencia de un sismo severo.

Provocaría el posible colapso de la estructura sin tener el tiempo necesario de evacuar dando lugar, lamentablemente a la pérdida de vidas humanas.

1.2.4. Formulación del problema

¿De qué manera incide en la Estabilidad De Edificios Irregulares Rigidizados Con Muros De Corte o Rigidizados Con Cruz De San Andrés Y No Rigidizados en el comportamiento sísmico?

1.2.5 Preguntas directrices

- ¿Sabe usted que son los rigidizadores?
- ¿Sabe usted cuales son las ventajas y desventajas de los rigidizadores?
- ¿Conoce usted que factores intervienen en la estabilidad de un edificio?
- ¿Sabe usted en qué casos se utiliza rigidizadores?
- ¿Conoce en que afecta a la estructura el empleo de rigidizadores?

1.2.6 Delimitación del objeto de Investigación

1.2.6.1. Delimitación de Contenido

El Comportamiento Sísmico Y Su Incidencia En La Estabilidad De un Edificio Tipo, de Configuración Estructural Irregular Rigidizados Con Muros De Corte o Con Cruces De San Andrés Y No Rigidizados, se realizará en el área de ingeniería civil en el campo de análisis estructural.

1.2.6.2 Delimitación Espacial

El presente trabajo de investigación se desarrollará en la ciudad de Ambato

1.2.6.3 Delimitación Temporal

El proyecto propuesto se ejecutará en un plazo de 10 meses a partir del mes de Noviembre del 2014 hasta Septiembre del año 2015.

1.3 JUSTIFICACIÓN

En la presente investigación se abordará el tema del comportamiento sísmico de un edificio irregular, que es de gran interés debido que el Ecuador es un país netamente sísmico y es necesario conocer la manera en que un edificio irregular reaccionará con la presencia de un sismo, su vulnerabilidad y los factores que intervienen, que serán claves para conocer un poco más del análisis sísmico en las estructura.

La importancia de esta investigación radica en que toda estructura debe soportar y ser capaz de resistir las fuerzas horizontales provocadas por los sismos. Algunos países de Latinoamérica se han destacado y corroborado su análisis y diseño estructural en las edificaciones así como su normativa por la única y principal razón que han sufrido sismos severos y muy severos, y sus estructuras han presentado un comportamiento sísmico que ha logrado salvaguardar miles de vidas como es el caso de Chile.

La originalidad de la investigación es que contará de un cuadro comparativo que explicará y ayudará a entender de mejor manera la importancia de realizar un análisis sísmico pero tomando en cuenta factores como es la rigidez de la estructura, donde se modelarán y se utilizará elementos rigidizadores y cómo afectan a la estructura en su comportamiento ante un sismo.

La investigación será un aporte de nuevos conocimientos promoviendo a la investigación de otros campos que no son muy convencionales en el medio por falta de interés o por desconocimiento, dando oportunidad a nuevas investigaciones y mejores criterios de la manera en que un edificio al tener una configuración irregular , los profesionales se desafíen así mismos y entrarse más en el tema de métodos y técnica innovadoras para que una estructura sea sismo resistente e incluso con una mayor tecnología tener una estructura anti sísmica.

La investigación es factible ya que toda bibliografía y aportes técnicos están al alcance además de utilizar un software especializado que facilita los cálculos y modelación de la estructura comprendiendo de una forma dinámica, tomando en cuenta que se debe conocer cómo funciona el programa y de qué manera trabaja para realizar dichos cálculos.

Los beneficiarios directos son los ingenieros civiles que se informen e inmerjan en la utilización de este programa especializado y se promoverá aún más el uso de la tecnología para realizar investigaciones y diseños mucho más complejos y laboriosos.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

- Estudiar el Comportamiento Sísmico y su Incidencia en La Estabilidad de un Edificio Tipo de configuración estructural irregular rigidizados con muros de corte o con cruces de San Andrés y no rigidizado.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Establecer el comportamiento sísmico para tener una estructura sismo resistente en el análisis de un edificio de configuración estructural irregular.
- Analizar los factores que intervienen en la estabilidad de los edificios.
- Elaborar un análisis comparativo sísmico de un edificio tipo de configuración estructural irregular de 5 pisos rigidizado con muros de corte o con Cruces de San Andrés y no rigidizado.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Se toma como referencia de investigación de nuestro tema: “El comportamiento sísmico y su incidencia en la estabilidad de un edificio tipo, de configuración estructural irregular rigidizado con muros de corte o con cruces de San Andrés y no rigidizado“, las presentes dos tesis alineados o parecidos a nuestro tema a investigarse a continuación se presentan las investigaciones previas acerca del tema a investigarse.

Según (GRANIZO, 2013, págs. 5-47) La presente tesis tomada de la UTA realizó la investigación “Estudio de la configuración estructural en planta y elevación y su incidencia en la estabilidad de un edificio”

La configuración estructural bien definida en los edificios tiene un comportamiento satisfactorio ante la presencia de un sismo, y reside su importancia en el diseño arquitectónico comprometiendo en que una estructura sea sismo resistente.

Los más grandes desafíos que presentan las estructuras son los eventos provocados por la naturaleza ya que son inciertos, así que se trata de construir diseños lo más simétricos y simples posibles para mitigar problemas e incluso modificar los proyectos arquitectónicos que no conlleven a soluciones estructurales complejas.

Las edificaciones deben presentar una configuración en los elementos estructurales que permita el flujo continuo regular y eficiente de las fuerzas sísmicas además de disponer de una capacidad de deformación inelástica que les permita disipar la energía inducida por el sismo sin presentar las fallas locales y globales en la estructura. La configuración estructural se define como la naturaleza, el tamaño y la situación de sus elementos estructurales y no estructurales que puedan influir en el comportamiento sismo resistente. Existe la norma NEC 2011 que penalizan las irregularidades en la configuración estructural tanto en planta como en elevación. Una buena configuración estructural ayuda a mitigar errores además de dar un mejor comportamiento sísmico.

Tener una buena discusión entre el arquitecto y el ingeniero civil ayudará a que el proyecto de la edificación de ser necesario modificarse para adaptarse a las exigencias de posibles fallas debido a un sismo. Siempre antes pasar a un diseño de la estructura se deben corregir y verificar las irregularidades que presente de una manera técnica y con criterio

Según (HERNÁNDEZ, 2003, págs. 1-10,179-189) La presente tesis tomada de la Universidad de las Américas (Puebla-México) realizó la investigación “Análisis comparativo del comportamiento sísmico de edificios reticulares rigidizados, no rigidizados y con piso débil”

El principal problema en estructuras reticulares es la presencia de zonas débiles o un cambio notable en la rigidez de cada piso, a este problema es denominado piso débil, generando un nivel alto de peligro ante la presencia de un sismo. La concentración de fuerzas sísmicas se debe a que existen zonas débiles en las estructuras por lo que las deformaciones se concentran en dichas zonas provocando deflexiones mucho mayores que el resto de pisos dando como resultado esfuerzos y daños más severos.

Se propone a comparar dos modelos estructurales (estructura reticular, estructura de muros estructurales) para identificar las condiciones críticas y resultados del diseño sísmico en este tipo de estructuras. El tipo de análisis usado se determinara cual es el sistema estructural más desfavorable y económico así como la manera de presentar los resultados de manera coherentes de un diseño sísmico aplicando normas establecidas.

La configuración estructural del edificio es de gran importancia para conocer donde se encuentran las zonas débiles y aplicar una solución. Los proyectos arquitectónicos siempre están en tendencias así que en ocasiones se presentaran configuraciones estructurales complejos que requieran soluciones complejas. La alternativa correcta se escogerá según el análisis comparativo entre los modelos estructurales propuestos para tener referencias de cuál es la mejor elección.

Según (Bazán Melli , 2006, pág. 124) la configuración estructural está regida en buena parte, por el proyecto arquitectónico en consecuencia es esencial la interacción entre el proyectista arquitectónico y proyectista estructural a través de la cual este último debe concientizar al primero de las mínimas necesidades de rigidez, resistencia y regularidad que requiere una estructura en este caso un edificio para comportarse establemente ante un sismo.

Es necesario proporcionar a las edificaciones sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales “la configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo regular y eficiente de las fuerzas sísmicas“ y evitar las amplificaciones de las vibraciones torsionales que se producen por irregularidades en la distribución de masas o rigideces en planta o en elevación procurando que el diseño estructural del edificio sea lo más sencillo, regular, simétrico y continuo. Los sistemas estructurales deben disponer de capacidad de deformación inelástica que les permita disipar la energía inducida por el sismo mediante

elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas locales básicas locales y globales.

Es importante señalar que los daños ocurridos en las estructuras analizadas como consecuencia de los sismos en las diferentes regiones de América ya son conocidos desde hace aproximadamente 30 años no obstante se siguen cometiendo los mismos errores y menospreciando el estudio de la configuración estructural la misma que es la más importante al momento de un diseño sismo resistente.

En consecuencia vale la pena recalcar que ante el conocimiento de ciertas deficiencias y concepciones inadecuadas en los proyectos arquitectónicos de edificaciones por construirse en zonas sísmicas debe evitarse la configuración geométrica asimétrica tanto en planta como en elevación. La falta de elementos resistentes en ambas direcciones (paredes de corte) ortogonales.

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

El presente trabajo de investigación está dentro del paradigma neo-positivista ya que predomina los métodos cuantitativos, por la aplicación de leyes y principios ya establecidos es decir no podemos cambiar el procedimiento y el presente esta direccionado a la verificación y comparación de resultados.

2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Los fundamentos legales para el presente trabajo investigativo se encuentran en los códigos ACI 318-08, y las Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011 y si de ser necesario se manejaría otros códigos se los mencionará en la parte que corresponda.

2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 Supraordinación de Variables



Figura N: 2.1 Supraordinación de Variable Independiente

Elaborado por: Luis Chávez



Figura N: 2.2 Supraordinación de Variable Dependiente

Elaborado por: Luis Chávez

2.4.2 Definiciones

2.4.2.1 Comportamiento Sísmico

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructura o de una zona urbana completa, se define como su predisposición a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociado directamente a sus características físicas y estructurales de diseño.. (Bermudez Carlos, 2004, pág. 6)

En los mismos, se abordan temáticas sobre disposición de rigidizadores en planta, tipologías de rigidizadores, influencia del efecto del momento flexotorsor en estructuras monótonas así como la evaluación de la fuerza cortante con la altura entre otros aspectos.

Los procedimientos establecidos se limitan a considerar solamente la rigidez del tímpano, sin embargo es conocido que los pórticos también aportan rigidez en su propio plano. Los resultados que se obtienen de este enfoque resultan muy aproximados para estructuras muy esbeltas, pues se asumen los desplazamientos como funciones continuas con la altura y no como variables discretas.

Para darle solución exacta a una serie de rigidizado res que no tenían respuesta, se adecúa el método de la rigidez con enfoque matricial espacial al tema de distribución de fuerzas laterales conocido como el método PPG [Pimpo, con la principal limitante que solo considera rigidez de los rigidizadores en su propio plano.

2.4.2.2 Terremotos

El origen de los terremotos ha sido asignado a causas diferentes a lo de la Historia. En muchos casos, estas explicaciones han estado estrechamente vinculadas a las costumbres o las creencias religiosas de los diferentes pueblos y han sido atribuidas a la acción de deidades.. (Herráiz Migel, 1997, págs. 1-16/54-62)

Esa liberación brusca de energía se manifiesta principalmente de dos maneras: En forma de calor debido a la fuerte fricción entre las masas rocosas, y mediante ondas sísmicas que se propagan por el interior de la Tierra y se perciben como una vibración; la fractura inicial, es lo que se denomina terremoto o sismo.

Se pueden distinguir 17 placas importantes de las 6 que se consideran principales:

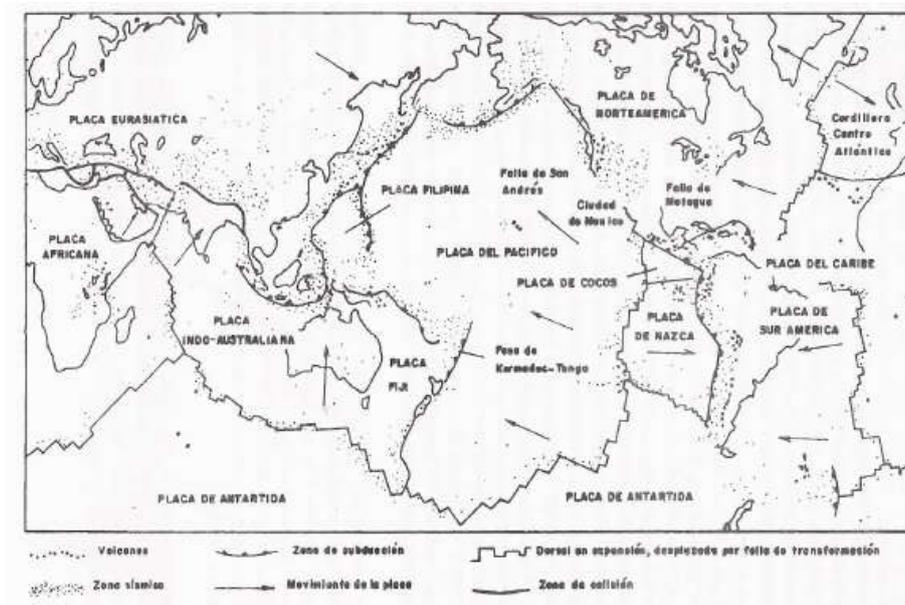


Figura N:2.3 Distribución de placas tectónicas.

Ondas Sísmicas

Las ondas sísmicas son ondas que se propagan hacia el exterior desde lugar en el interior de la Tierra conocido como hipocentro, cuya proyección perpendicular a la superficie terrestre se conoce como epicentro, donde se ha producido el terremoto. Hay dos tipos principales de

ondas: las Ondas de Cuerpo u Ondas Internas (P y S) que son las que viajan por el interior de la Tierra y las Ondas Superficiales que lo hacen solamente por la superficie terrestre.

Ondas Primarias (P): son ondas longitudinales, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación. Las velocidades típicas son 330 m/s en el aire, 1450 m/s en el agua y cerca de 5000 m/s en el granito.

Ondas Secundarias (S): son ondas transversales, lo cual significa que el suelo se desplaza perpendicularmente a la dirección de la propagación, alternadamente hacia un lado y al otro. Su velocidad es alrededor de 58% la de una onda P para cualquier material sólido, debido a que poseen mayor amplitud de onda que la P se siente más fuerte.

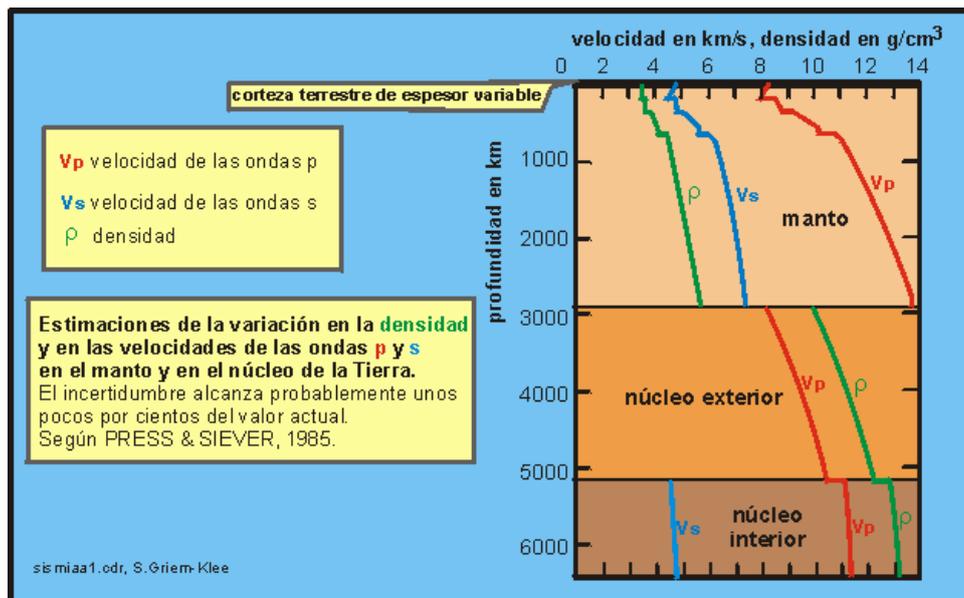


Figura 2.4 Velocidades de las ondas

Ondas Superficiales:

Por su parte las Ondas Superficiales son las más lentas y se desplazan solamente en la superficie de la Tierra; por sus características son las más destructivas, y se dividen en:

Ondas Rayleigh: estas ondas resultan de una combinación particular entre los desplazamientos de las partículas debido a las ondas P y S. Las partículas se mueven en forma elipsoidal en el plano vertical que pasa por la dirección de propagación.

Ondas Love: son ondas de cizalla donde las partículas oscilan sólo en la dirección perpendicular al plano de propagación, el movimiento se produce solo en forma horizontal.

La velocidad de las ondas Love es ligeramente superior a la velocidad de las ondas Rayleigh.

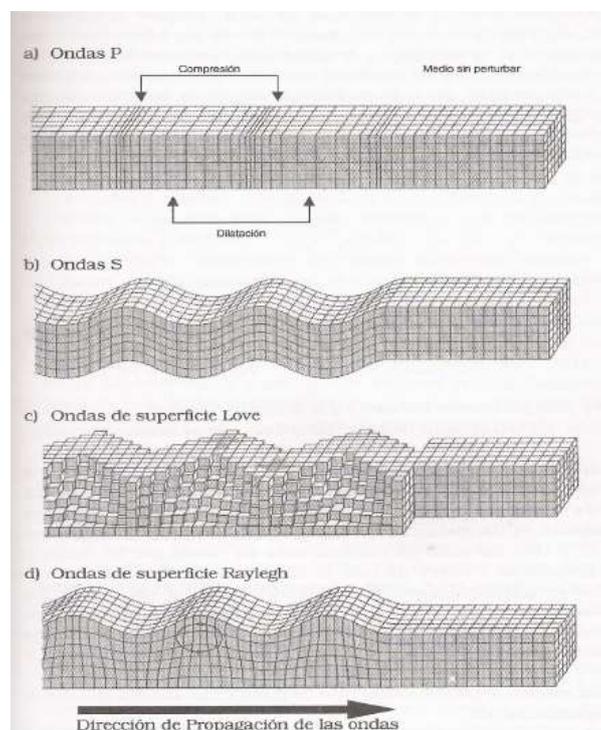


Figura N: 2.5 Tipos de Ondas Sísmicas

Partes de un Sismo

- **Hipocentro (o foco)**

Es el punto en la profundidad de la Tierra desde donde se libera la energía en un terremoto. Cuando ocurre en la corteza de ella (hasta 70 km de profundidad) se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 km se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo (recordemos que el centro de la Tierra se ubica a unos 6.370 km de profundidad).

- **Epicentro**

Es el punto de la superficie de la Tierra directamente sobre el hipocentro, desde luego donde la magnitud del terremoto es mayor.

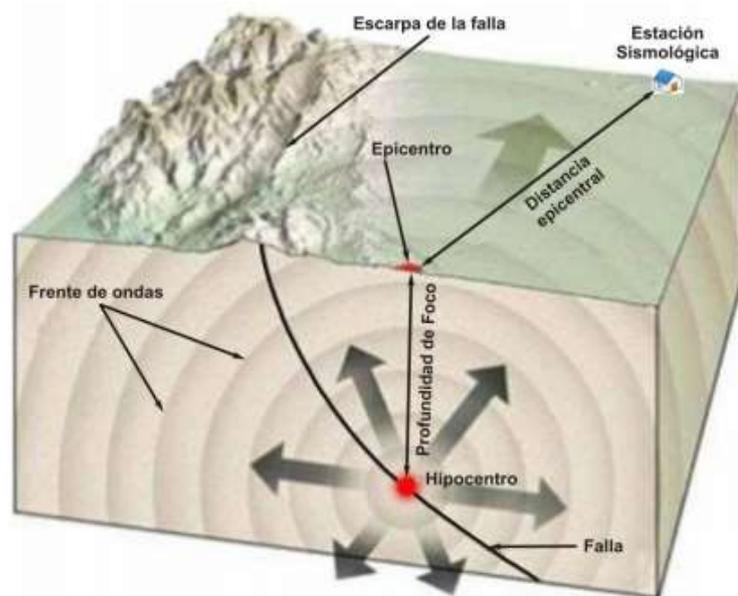


Figura N:2.6 Corte de la Tierra ilustrado el proceso de un sismo

Parámetros de Tamaño de los Sismos

El terremoto se mide mediante tres parámetros: el momento sísmico, la intensidad y la magnitud. El primero lo obviaremos al ser un tema más pegado al conocimiento de un geólogo, por lo que tomaremos más atención a los otros dos.

- **Intensidad Sísmica**

Se entiende que es la fuerza con que en él se experimentan los efectos del terremoto, es el más utilizado en ingeniería y mide cualitativamente los daños producidos por el terremoto. Su uso se inició a finales del siglo XIX y desde entonces se han desarrollado varias escalas que evalúan los efectos del terremoto cualitativamente.

Las más utilizadas son las escalas de Mercalli Modificada (MM) y MKS. La primera fue desarrollada por Mercalli en 1902 y modificada por Wood y Newman en 1931 y por Richter en 1956, es muy utilizada en América. La segunda fue desarrollada por Medvedev, Sponheuer y Karnik en 1967, es más utilizada en Europa. El principal inconveniente es que la intensidad se estima de forma subjetiva, y la separación entre dos grados consecutivos no es uniforme y difícil de calificar.

Tabla N: 2.1 Escala de Mercalli Modificada

VALOR	DESCRIPCIÓN
IMM	
GRADO I	Sacudida sentida por muy pocas personas en condiciones especialmente favorables.
GRADO II	Sacudida sentida sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos altos de los edificios. Los objetos suspendidos pueden oscilar.
GRADO III	Sacudida sentida claramente en los interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, muchas personas no lo asocian con un temblor. Los vehículos de motor estacionados pueden moverse ligeramente. Vibración como la originada por el paso de un carro pesado. Duración estimable
GRADO IV	Sacudida sentida durante el día por muchas personas en los interiores, por pocas en el exterior. Por la noche algunas despiertan. Vibración de vajillas, vidrios de ventanas y puertas; los muros crujen. Sensación como de un carro pesado chocando contra un edificio, los vehículos de motor estacionados se balancean claramente.

GRADO V	<p>Sacudida sentida casi por todo el mundo; muchos despiertan. Algunas piezas de vajilla, vidrios de ventanas, etcétera, se rompen; pocos casos de agrietamiento de aplanados; caen objetos inestables. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos.</p> <p>Se detienen de relojes de péndulo.</p>
GRADO VI	<p>Sacudida sentida por todo mundo; muchas personas atemorizadas huyen hacia afuera. Algunos muebles pesados cambian de sitio; pocos ejemplos de caída de planados o daño en chimeneas. Daños ligeros.</p>
GRADO VII	<p>Advertido por todos. La gente huye al exterior. Daños sin importancia en edificios de buen diseño y construcción.</p> <p>Daños ligeros en estructuras ordinarias bien onstruidas; daños considerables en las débiles o mal planeadas; rotura de algunas chimeneas. Estimado por las personas conduciendo vehículos en movimiento.</p>
GRADO VIII	<p>Daños ligeros en estructuras de diseño especialmente bueno; considerable en edificios ordinarios con derrumbe parcial; grande en estructuras débilmente truidas. Los muros salen de sus armaduras. Caída de chimeneas, pilas de productos en los almacenes de las fábricas, columnas, monumentos y muros. Los muebles pesados se vuelcan.</p> <p>Arena y lodo proyectados en pequeñas cantidades.</p> <p>Cambio en el nivel del agua de los pozos. Pérdida de control en la personas que guían vehículos motorizados.</p>
GRADO IX	<p>Daño considerable en las estructuras de diseño bueno; las armaduras de las estructuras bien planeadas se desploman; grandes daños en los edificios sólidos, on derrumbe parcial. Los edificios salen de sus cimientos. El terreno se agrieta notablemente. Las tuberías subterráneas se rompen</p>

GRADO X	Destrucción de algunas estructuras de madera bien construidas; la mayor parte de las estructuras de mampostería y armaduras se destruyen con todo y mientos; rietamiento considerable del terreno. Las vías del ferrocarril se tuercen. Considerables deslizamientos en las márgenes de los ríos y pendientes fuertes. Invasión el agua de los ríos sobre sus márgenes.
GRDO XI	Casi ninguna estructura de mampostería queda en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el terreno. Las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio. Hundimientos y derrumbes en terreno suave. Gran torsión de vías férreas.
GRADO XII	Destrucción total. Ondas visibles sobre el terreno. Perturbaciones de las cotas de nivel (ríos, lagos y mares). Objetos lanzados en el aire hacia arriba.

- **Magnitud Sísmica**

La magnitud sísmica es una medida instrumental que se relaciona con la energía sísmica liberada en el foco y transmitida por ondas sísmicas, donde no depende del lugar de observación y se relaciona directa o indirectamente con las amplitudes de las fases registradas.

La magnitud fue definida por Richter para los terremotos del Sur de California como el logaritmo decimal de la máxima amplitud expresada en micrones (10^{-6}m) del registro obtenido de un sismógrafo Wood – Anderson. Es un sismógrafo de torsión que tiene un periodo propio de 0,85 segundos, una amplificación de 2800 y un factor de amortiguamiento igual a 0,8.

Tabla N: 2.2 Escala de Richter

Magnitud en Escala Richter	Efectos del terremoto
Menos de 3.5	Generalmente No se Siente
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero solo causa daños menores
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en areas muy pobladas
7.0 - 7.9	Terremoto mayor, causa graves daños
8 o mayor	Gran Terremoto, destrucción total a comunidades cercanas

La escala de Richter se generalizó a terremotos locales ocurridos en zonas diferentes que el Sur de California, y registrados con otros tipos de sismógrafos dando lugar a la magnitud local M_L . Se desarrolló un procedimiento para tener sismogramas Wood-Anderson a partir de acelerogramas por Kanamori y Jennings (1978), de manera que es posible evaluar la magnitud M_L de sismos que se obtuvieron registros de aceleración.

Se definen dos tipos de magnitud: m_b y M_s según se mida la amplitud de ondas internas o de ondas superficiales. La magnitud m_b se utiliza para terremotos regionales y lejanos de magnitud inferior a 6,5 o de gran profundidad, ya que en ambos casos no generan ondas superficiales de gran amplitud, estima la energía en el rango de periodos próximos a 1s. La magnitud M_s mide la energía correspondiente a periodos de 20s (ondas superficiales – ondas Rayleigh). La relación empírica entre ambas escalas es:

$$m_b = 2,5 + 0,63M_s$$

Las escalas de magnitud se saturan a partir de un determinado valor, una de las razones es que la respuesta del sismógrafo es limitada tanto para amplitudes como para frecuencias, dicho valor esta alrededor de 6,5 para la escala m_b y en torno a 7,5 para la escala M_s .

La limitación se supera con la escala M_w , introducida por Kanamori (1977), que se basa en el Momento Sísmico Escalar M_o medido, por ejemplo, a partir de la zona plana del espectro de amplitudes. La relación es:

$$M_w = \frac{1}{1,5} \log M_o - 10,7$$

Permite evaluar hasta $M_w = 9,5$ este es el valor asignado al terremoto de Chile de 1960 ($M_s = 8,3$) que se originó en una dislocación de la placa de Nazca de aproximadamente 800×200 km^2 .

2.4.2.3 Espectro elástico

Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta. Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta de deformación... El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración (Castillo Alfred, 2002, pág. 26)

Cuando la base de un edificio entra en vibración ésta se trasmite a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente la misma de la de su base. Sin embargo, como las estructuras tienen siempre una cierta elasticidad, la vibración no es la misma y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de base y estructura son diferentes.

El espectro elástico de respuesta muestra la aceleración máxima absoluta de la vibración de la estructura. Tiene, por lo tanto, unidades de aceleración. Estudios experimentales han demostrado que el espectro depende fundamentalmente de dos factores:

- La aceleración de la vibración a la que se somete la base. Aunque la vibración de base y estructura sean diferentes, no son independientes, sino que el aumento de una implica el aumento de la otra, generalmente de forma lineal. Esto hace que en muchas ocasiones el espectro elástico de respuesta no sea mostrado como una aceleración, sino como el cociente entre el espectro de respuesta en sí y la aceleración de la base.
- El periodo de oscilación de la estructura. Un periodo muy corto indica una estructura muy rígida, por lo que en periodos muy cortos el espectro elástico de respuesta es muy parecido a la vibración de la base. En periodos muy largos, la vibración es mucho más lenta que la del suelo, por lo que la estructura se independiza y el espectro elástico de respuesta es muy reducido. Los mayores valores de espectro elástico se dan para periodos de oscilación intermedios, en torno a 0,3-0,6 segundos.

Tipo de suelo

Se denomina suelo a la parte superficial de la corteza terrestre, biológicamente activa, que proviene de la desintegración o alteración física y química de las rocas y de los residuos de las actividades de seres vivos que se asientan sobre ella. Los suelos son sistemas complejos donde ocurren una vasta gama de procesos físicos y biológicos que se ven reflejados en la gran variedad de suelos existentes en la tierra... (Hudson Norman, 2004, pág. 187)

Los suelos son sistemas complejos donde ocurren una vasta gama de procesos físicos y biológicos que se ven reflejados en la gran variedad de suelos existentes en la tierra. Son

muchos los procesos que pueden contribuir a crear un suelo particular, algunos de estos son: la deposición eólica, sedimentación en cursos de agua, meteorización, y deposición de material orgánico.

De un modo simplificado puede decirse que las etapas implicadas en la formación del suelo son las siguientes:

- Disgregación mecánica de las rocas.
- Meteorización química de los materiales regolíticos, liberados

Movimiento y ruptura del suelo

Movimiento y ruptura del suelo son los efectos principales de un terremoto en la superficie terrestre, debido a roce de placas tectónicas, lo cual causa daños a edificios o estructuras rígidas que se encuentren en el área afectada por el sismo. Los daños en los edificios dependen de: a) intensidad del movimiento; b) distancia entre la estructura y el epicentro; c) condiciones geológicas y geomorfológicas que permitan mejor propagación de ondas.

Corrimientos y deslizamientos de tierra

Terremotos, tormentas, actividad volcánica, marejadas y fuego pueden propiciar inestabilidad en los bordes de cerros y de otras elevaciones del terreno, lo cual provoca corrimientos en la tierra.

Licuefacción del suelo

La licuefacción ocurre cuando, por causa del movimiento, el agua saturada en material, como arena, temporalmente pierde su cohesión y cambia de estado sólido a líquido. Este fenómeno puede propiciar derrumbe de estructuras rígidas, como edificios y puentes.

El estudio de la dinámica del suelo muestra que sigue un proceso evolutivo al que son aplicables por completo los conceptos de la sucesión ecológica. La formación de un suelo profundo y complejo requiere, en condiciones naturales, largos períodos de tiempo y el mínimo de perturbaciones. Donde las circunstancias ambientales son más favorables, el desarrollo de un suelo a partir de un sustrato geológico bruto requiere cientos de años, que pueden ser millares en climas, topografías y litologías menos favorables

2.4.2.4 Sismicidad ecuatoriana

Guayaquil. 10 oct 2000. Cada 48 horas se registra un movimiento telúrico mayor a los 4.0 grados en la escala de Richter en alguna parte del territorio continental ecuatoriano o en sus aguas cercanas. Solo en 1999 se sintieron 242 movimientos, con un promedio mensual de 20 sismos. (MUÑOZ, 2000, pág. 25)

En los primeros ocho meses de este año los cincuenta sismógrafos distribuidos en las cuatro regiones del país, registraron 148, con un promedio de 18 por mes. De acuerdo con Hugo Yépez, estos movimientos no son provocados por eventos volcánicos, si no que se consideran de carácter tectónicos.

El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo, a 1 200 km del otro lado de las Galápagos. Es una enorme capa de corteza submarina que hace fuerza contra la parte continental para penetrarla como cuña hasta seis centímetros cada año. Esa es precisamente una de las intensas fuentes de movimientos sísmicos que no solo expone a los ecuatorianos al riesgo de terremotos, sino a los países ubicados entre Chile y Colombia, en la parte sudamericana, así como a los del norte del continente.

Históricamente ocurrieron grandes desastres en Ecuador, pero el más destructor fue el de 1906, cuyo epicentro estuvo en Esmeraldas y que aún se lo ubica como el quinto terremoto más poderoso de la historia instrumental de la sismología en el mundo. Un evento de similar condiciones se espera para los próximos años. Un pronóstico hecho por StwardNishenko ubica cuatro sitios en el mundo que tienen alta potencialidad sísmica. Uno de ellos es Esmeraldas. Este científico de ascendencia rusa, nacionalizado estadounidense, hace un pronóstico de la ocurrencia de terremotos, a nivel de la cuenca del Océano Pacífico y considera que en la zona que empieza en Jama, Manabí, hacia el norte hasta Tumaco, se podría desatar entre 1990 al 2000, un gran terremoto de magnitud mayor o igual a 7.7.

Aunque algunos científicos ecuatorianos consideran que el sentido el 4 de agosto de 1998 en Bahía de Caráquez, con una magnitud de 7.1 en la escala de Richter, desestimuló los mecanismos para ese gran evento. Sin embargo, los tres movimientos que ocurrieron entre el 20 y 28 de septiembre del 2000, con magnitud de 5.4, 4.7 y 5.1, con epicentros en Valdivia y El Triunfo (Guayas) y Bahía de Caráquez (Manabí), ponen en alerta a los científicos ecuatorianos. Solo en Guayaquil los daños económicos por un temblor en una escala superior a los 7.5 grados generaría pérdidas totales directas e indirectas de hasta de 2 mil millones de dólares. Esos son los cálculos hechos en el estudio ¿Hacia la definición del Riesgo Sísmico de Guayaquil?, elaborado por técnicos de la Universidad Católica y el Municipio de Guayaquil. Es precisamente en Guayaquil, donde se elaboró el primer mapa de amenazas naturales.

Ahí se registraron cuatro orígenes de desastres, uno de ellos son los movimientos sísmicos, en el que se ubican 24 epicentros históricos (superiores 4.0 en la escala Richter) y 6 fallas geológicas, capaces de generar actividad sísmica. El 15 de junio de este año, la Dirección

Nacional de Defensa Civil, propuso que los municipios, consejos provinciales y cámaras de la construcción de todo el país elaboren un mapa similar.

2.4.2.5. Configuración Estructural en Planta y Elevación

Según la NEC 2011 en el capítulo 2 literal 2.6.5 los define de la siguiente manera.

Los profesionales deben procurar que la estructura sea lo más simétrica, simple y regular posible para obtener un desempeño sísmico adecuado. Para conocer si una estructura es regular debe cumplir con los requisitos de la siguiente tabla:

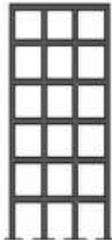
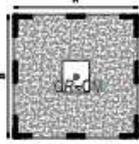
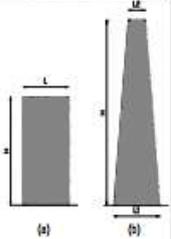
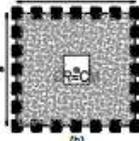
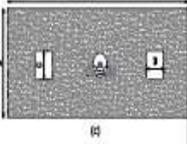
CONFIGURACIÓN RECOMENDADA			
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_B=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_B=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_B=1$			
			

Figura N: 2.7 Configuraciones estructurales recomendadas NEC 2011

Los cambios realizados en la estructura como alteraciones en la rigidez y resistencia pueden desfavorecer en la ductilidad del sistema global de la estructura, por esta razón no son recomendables.

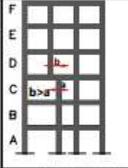
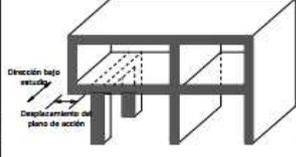
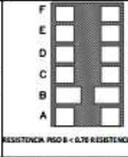
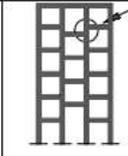
CONFIGURACIONES NO RECOMENDADAS	
Se ha comprobado que el desempeño sísmico de este tipo de configuraciones no es adecuado; sin embargo, se podrán utilizar siempre que el diseñador presente un estudio complementario de acuerdo al Capítulo de Evaluación de Estructuras	
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p> 	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el corte del piso para la dirección considerada).</p> 	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> 	

Figura N: 2.8 Configuraciones Estructurales No Recomendadas NEC 2011

2.4.2.6. Coeficientes de Configuración Estructural

Según la NEC 2011 en el capítulo 2 literal 2.6.5.2 los define de la siguiente manera.

El propósito de los coeficientes de configuración estructural es penalizar al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

2.4.2.7. Coeficiente de Configuración Estructural en Planta \emptyset_P

Según la NEC 2011 en el capítulo 2 literal 2.6.6.1 los define de la siguiente manera.

El coeficiente \emptyset_{Pse} calculara de la siguiente expresión, basándose en el análisis de las irregularidades en planta:

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB}$$

Dónde:

ϕ_{PA} = el mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla N: 5, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (ϕ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades).

ϕ_{PB} = se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.

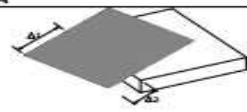
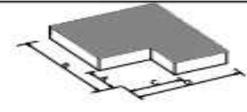
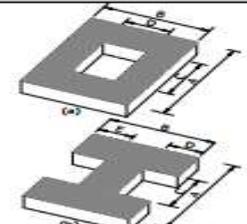
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{ns}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{ns}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{ns}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{ns}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Figura N: 2.9 Coeficientes de Irregularidad en Planta

2.4.2.8. Coeficiente de Configuración Estructural en Elevación ϕ_E

Según la NEC 2011 en el capítulo 2 literal 2.6.7.1 los define de la siguiente manera.

El coeficiente ϕ_E se calculara de la siguiente expresión, basándose en el análisis de las irregularidades en planta:

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

Dónde:

ϕ_{EA} = el mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla N: 6, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 (ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1).

ϕ_{EB} = se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Figura N: 2.10 Coeficientes de Irregularidad en Elevación

2.4.2.9. Proyecto arquitectónico

La cultura moderna ha sido desde el comienzo y ha sido hasta ahora una cultura de proyecto especialmente en la arquitectura el proyecto es visto por todo el pensamiento contemporáneo como un momento fundamental e instintivo la cual constituye el

principio de la arquitectura tomándola en origen las razones de indagar (**Muñoz Cosme Alfonso, 2008, pág. 12**)

En el campo de la Arquitectura, un Proyecto arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar (en papel, digitalmente, en maqueta o por otros medios de representación) el diseño de una edificación, antes de ser construida. En un concepto más amplio, el proyecto arquitectónico completo comprende el desarrollo del diseño de una edificación, la distribución de usos y espacios, la manera de utilizar los materiales y tecnologías, y la elaboración del conjunto de planos, con detalles y perspectivas.

Para elaborar un proyecto arquitectónico, se lleva a cabo un proceso previo de investigación que guía al Arquitecto en su tarea a lo largo de todo el proyecto. La interpretación que hace el Arquitecto de los resultados de esta etapa es lo que define en buena medida la personalidad del proyecto. Se identifican en este arranque del proceso tres actividades básicas:

Los proyectos son guías o instrucciones que detallan cuáles son los pasos a seguir para alcanzar un cierto objetivo. Un proyecto, de este modo, recoge ideas y acciones que se interrelacionan con un fin. Arquitectónico, por su parte, refiere a lo que está vinculado a la arquitectura (la ciencia dedicada al diseño y la construcción de edificios).

2.5 HIPÓTESIS

¿La estabilidad de edificio de configuración estructural irregular depende del comportamiento sísmico estructural?

2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES

VARIABLE INDEPENDIENTE

El Comportamiento Sísmico

VARIABLE DEPENDIENTE

La Estabilidad De Un Edificio

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 ENFOQUE

La investigación tendrá un enfoque cualitativo y cuantitativo.

Cualitativo: se busca seguridad en la estructura cuando se presenta un sismo que puede llevar al colapso de manera que se tomara en cuenta varios aspectos que entran en el comportamiento sísmico de la estructura.

Cuantitativo: se analizara el comportamiento de un edificio rigidizado y no rigidizado y de qué manera influye esto en la deriva de piso y su comportamiento sísmico para lo cual se hará un análisis comparativo

3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

En la presente investigación implicará una modalidad con los siguientes niveles:

Investigación bibliográfica o documental: En la presente investigación se utilizara la investigación bibliográfica ya que permite analizar la información escrita, sobre un determinado problema, con el propósito de conocer las contribuciones científicas del pasado y establecer relaciones, diferencias o estado actual del conocimiento respecto al problema en estudio, obteniendo información de documentos tales como: libros revistas científicas, informes técnicos, tesis de grado.

Investigación Experimental: esta modalidad de investigación es necesaria para conocer de qué manera incide el comportamiento sísmico en la estabilidad de los edificios dando una relación causa-efecto

3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Asociación de Variables: en esta investigación será necesario determinar qué factores intervienen en la estabilidad del edificio y como afecta cada uno de ellos en el comportamiento sísmico de los edificios.

Explicativo: se podrá verificar las hipótesis de solución al problema planteado en la presente investigación, ya que se explicara detalladamente los resultados obtenidos al final de la misma.

3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.4.1 POBLACIÓN

La investigación se realizará al total de viviendas en la ciudad de Ambato tomado de los resultados aproximados del INEC 2011

Total de Viviendas: 116349

3.4.2. TIPO DE MUESTRA

El tipo de muestra es regulado tomando en cuenta las distintas variables que intervienen en la vulnerabilidad física ante una amenaza sísmica como son: sistema estructural, tipo de material en paredes, tipo de cubierta, sistema de entresijos, estado de conservación, número de pisos, año de construcción, características del suelo bajo la edificación, topografía del sitio, enfocados para la ciudad de Ambato.

3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.5.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Tabla 3.1 Operacionalización de la Variable Independiente: Comportamiento Sísmico

VI: COMPORTAMIENTO SÍSMICO				
Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	ITEMES O PREGUNTAS	TECNICAS E INSTRUMENTOS
El comportamiento sísmico de una estructura ayuda a obtener resultados positivos está asociado directamente a sus características físicas y estructurales de diseño	Sismicidad	Modelos de Análisis	¿Existe un estudio acerca de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas en la ciudad de Ambato?	Ficha Técnica
	Características Físicas	Dinámico	¿Cree usted que los edificios en Ambato son vulnerables a un sismo severo en qué porcentaje?	Ficha Técnica
	Diseño Estructural		¿Cree usted que los edificios de hormigón armado por su propia rigidez y ductilidad soportan las deformaciones por amenaza sísmica?	Ficha Técnica
			Derivas Permisibles	¿En un sismo severo que elementos son los más propensos a fallas?

Elaborado por: Luis Chávez

3.5.2. VARIABLE DEPENDIENTE

TABLA 3.2 Operacionalización de la Variable Dependiente: Estabilidad de un Edificio

VD: ESTABILIDAD DEL EDIFICIO				
Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	ITEMES O PREGUNTAS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
La estabilidad una estructura es la que garantiza que dicha estructura, entendida en su conjunto como un sólido rígido, cumple las condiciones de la estática.	Proyecto Arquitectónico	Irregularidad en Planta y Elevación	¿Cree usted que el proyecto arquitectónico influye en la estabilidad del edificio? ¿Enumere en orden de importancia qué factores intervienen en la estabilidad de los edificios?	Hoja de Cálculo
	Distribución	Rigidez	¿Afecta la discontinuidad geométrica en la estabilidad del edificio?	Ficha Técnica
	Condiciones	Fuerzas Sísmicas	¿La formación de rótulas plásticas genera una mejor estabilidad, ante un sismo?	Hojas de Cálculo
				¿Que tipo de espectro para un análisis dinámico se utiliza?

Elaborado por: Luis Chávez

3.6 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

TABLA 3.3 Plan de recolección de la información

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIÓN
1. ¿Para qué?	<ul style="list-style-type: none">• Analizar la relación del comportamiento sísmico del edificio con la estabilidad del mismo• Determinar las factores que afectan al comportamiento sísmico y sus posibles soluciones
2. ¿De qué personas u objeto?	<ul style="list-style-type: none">• Total de viviendas en la ciudad de Ambato.
3. ¿Sobre qué aspectos?	<ul style="list-style-type: none">• Vulnerabilidad Sísmica de la ciudad de Ambato
4. ¿Quién?	<ul style="list-style-type: none">• Investigador: Sr. Luis Enrique Chávez Rubio
5. ¿Cuándo?	<ul style="list-style-type: none">• Septiembre de 2014 - Agosto de 2015
6. ¿Dónde?	<ul style="list-style-type: none">• Ambato
7. ¿Cuántas veces?	<ul style="list-style-type: none">• Una sola vez
8. ¿Qué técnicas de recolección?	<ul style="list-style-type: none">• Bajo la aplicación de fichas técnicas
9. ¿Con qué?	<ul style="list-style-type: none">• Valores Estadísticos

3.7 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

3.7.1. PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

- Para el procesamiento de información de este trabajo será necesario realizar una revisión de la información recolectada mediante los datos estadísticos, tabular dicha información mediante cuadros de cada una de las variables. Asimilar los datos para presentar los resultados.
- Comparar los resultados con las diferentes partes de la investigación.

3.7.2. PLAN DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

- Junto a la gráfica pastel se encontrará los datos estadísticos de forma ordenada y específica en que porcentaje tiene cada una de las variables a analizarse.
- En el análisis de los resultados estadísticos, se destacará la tendencia o relaciones fundamentales de acuerdo con los objetivos e hipótesis.
- La interpretación de los resultados se la realizará con el apoyo del marco teórico.

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Los resultados obtenidos acerca del presente trabajo de investigación titulado “**EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y SU INCIDENCIA EN LA ESTABILIDAD DE UN EDIFICIO TIPO DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL IRREGULAR RIGIDIZADO CON MUROS DE CORTE O CON CRUCES DE SAN ANDRÉS Y NO RIGIDIZADO**” realizado en base resultados del INEC 2011, mapas temáticos de la ciudad de Ambato y datos aproximados de la Dirección de Avalúos y Catastros del GAD Municipalidad de Ambato se presenta de forma estadística. La valoración con respecto a la vulnerabilidad para cada variable que interviene en la amenaza sísmica se tomó del texto guía “Medición de amenazas de Sísmicas con la Utilización de Indicadores” elaborado por TGR. Fernando Durán, como se indica a continuación:

Tabla 4.1 Factores de Vulnerabilidad

Factores de Vulnerabilidad	Valor
Vulnerabilidad Baja	0
Vulnerabilidad Media	1
Vulnerabilidad Alta	2
Vulnerabilidad Muy Alta	3

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Resultados aproximados del INEC 2011

Tabla 4.2 Vulnerabilidad Sistema Estructural

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
SISTEMA ESTRUCTURAL	HORMIGÓN ARMADO	64,76%	0	64,76%
	ESTRUCTURA METÁLICA	0,43%	2	29,21%
	ESTRUCTURA DE MADERA	28,36%	1	5,99%
	ESTRUCTURA DE CAÑA	0,04%	3	0,04%
	ESTRUCTURA DE PARED PORTANTE	3,35%	2	
	MIXTA MADERA/ HORMIGÓN	2,64%	2	
	MIXTA METÁLICA/ HORMIGÓN	0,43%	1	

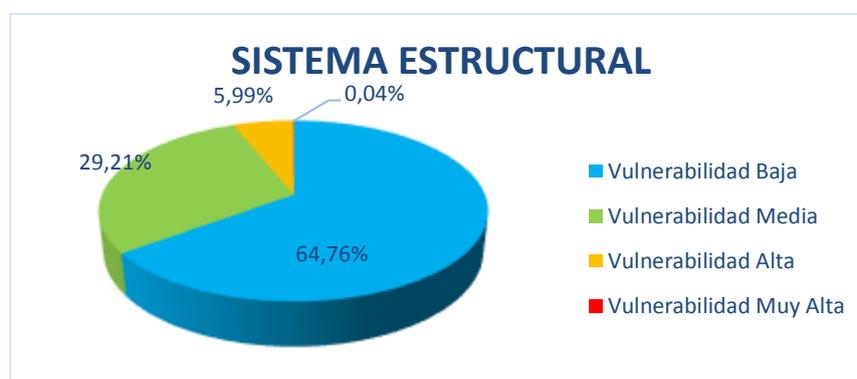


Figura 4.1 Vulnerabilidad Sistema Estructural

ANÁLISIS: Los sistemas estructurales de hormigón armado poseen una vulnerabilidad baja ante un sismo, que ocupan el 64,75% del total de edificaciones, mientras que los sistemas estructurales de caña tienen una vulnerabilidad muy alta el cual corresponde a un 0,04%.

INTERPRETACIÓN: Las edificaciones que poseen un sistema estructural de hormigón armado podrían tener un mejor comportamiento ante un sismo debido a que aportan rigidez y ductilidad a la estructura, mientras que una edificación de caña es muy vulnerable por su baja rigidez y ductilidad.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Resultados aproximados del INEC 2011

Tabla 4.3 Vulnerabilidad Tipo de materiales en paredes

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
TIPO DE MATERIAL EN PAREDES	PARED DE LADRILLO	42,17%	1	0%
	PARED DE BLOQUE	51,84%	1	94,01%
	PARED DE PIEDRA	0,18%	3	2,64%
	PARED ADOBE	3,16%	3	3,35%
	PARED DE BAREQUE/ MADERA	2,64%	2	

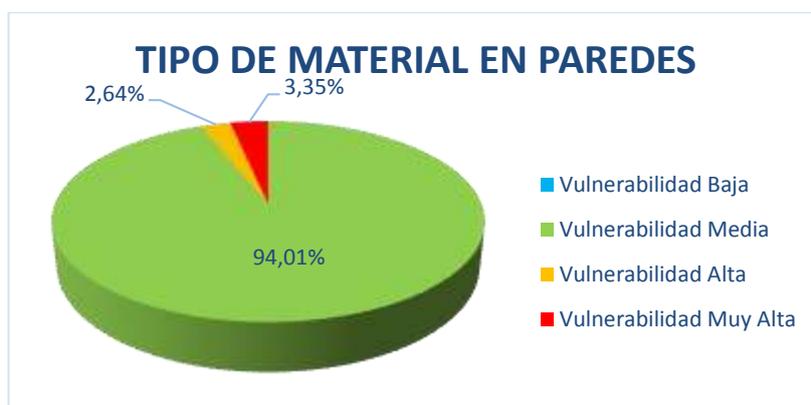


Figura 4.2 Vulnerabilidad Tipo de materiales en paredes

ANÁLISIS: Las paredes de ladrillo y bloque poseen un 94,01% del total de las edificaciones con una vulnerabilidad media ante un sismo, por otro lado las paredes de adobe tienen una vulnerabilidad muy alta con un 3,35% del total de las edificaciones.

INTERPRETACIÓN: Las edificaciones que tienen paredes de ladrillo y bloque podrían tener un mejor comportamiento ante un sismo debido a que aportan en un bajo porcentaje de rigidez a la estructura, mientras en una pared de adobe es sumamente vulnerable y frágil ante un movimiento de tierra.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Resultados aproximados del INEC 2011

Tabla 4.4 Vulnerabilidad Tipo de cubierta

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
TIPO DE CUBIERTA	CUBIERTA METÁLICA	13,08%	2	55,39%
	LOSA DE HORMIGÓN	55,39%	0	0,00%
	VIGAS DE MADERA Y ZINC	16,46%	2	44,00%
	CAÑA Y ZINC	0,62%	3	0,62%
	VIGAS DE MADERA Y TEJA	14,46%	2	



Figura 4.3 Vulnerabilidad Tipo de cubierta

ANÁLISIS: El tipo de cubierta de caña y zinc ocupan el 0,62% con una vulnerabilidad muy alta ante un sismo mientras que las cubiertas de hormigón tienen una vulnerabilidad baja ocupando el 55,39% del total de las edificaciones.

INTERPRETACIÓN: Las cubiertas de hormigón armado podrían tener un mejor comportamiento debido a que trabajan como un diafragma horizontal aportando cierta rigidez al edificio, en cambio una cubierta de caña/zinc es muy liviana y frágil con lo que podría fallar ante un sismo.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Resultados aproximados del INEC 2011

Tabla 4.5 Vulnerabilidad Sistema de Entrepisos

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
SISTEMA DE ENTREPISOS	LOSA DE HORMIGÓN	70,79%	0	70,79%
	VIGAS Y ENTRAMADOS DE MADERA	28,32%	2	0,85%
	ENTRAMADOS DE MADERA/ CAÑA	0,04%	3	28,32%
	ENTRAMADO METÁLICO	0,43%	1	0,04%
	ENTRAMADO HORMIGÓN/ METÁLICO	0,43%	1	



Figura 4.4 Vulnerabilidad Sistema de Entrepisos

ANÁLISIS: El sistema de entrepisos de hormigón armado ocupa el 70,79% del total de edificaciones con una vulnerabilidad baja ante un sismo, mientras que el entramado de madera/caña tienen una vulnerabilidad muy alta ocupando un 0,04% del total de edificaciones.

INTERPRETACIÓN: Los entrepisos de hormigón armado podrían tener un mejor comportamiento debido a que trabajan como un diafragma horizontal aportando cierta rigidez al edificio, en cambio un entrepiso de madera/caña es muy liviana y frágil con lo que podría fallar ante un sismo.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Resultados aproximados del INEC 2011

Tabla 4.6 Vulnerabilidad Estado de Conservación

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
ESTADO DE CONSERVACIÓN	BUENO	47%	0	47%
	ACEPTABLE	38%	1	38%
	REGULAR	6%	2	6%
	MALO	9%	3	9%



Figura 4.5 Vulnerabilidad Estado de Conservación

ANÁLISIS: El estado “malo” de conservación de las edificaciones ocupa el 9% del total de las edificaciones con una vulnerabilidad muy alta ante un sismo, mientras que el estado “bueno” de conservación ocupa el 47% con una vulnerabilidad baja.

INTERPRETACIÓN: Un “buen” estado de conservación de la estructura permitirá que no llegue al colapso en presencia de un sismo salvaguardando vidas, por otro lado el “mal” estado de conservación de una estructura pueda llegar al colapso e incluso puede que tenga ya presentar fallas antes de una presencia de un sismo.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Mapas Temáticos y datos aproximados de la Dirección de Catastros y Avalúos del GAD Municipio de Ambato.

Tabla 4.7 Vulnerabilidad Número de Pisos

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
NÚMERO DE PISOS	1 PISO	3,4%	0	3,43%
	2 PISOS	8,0%	1	8,0%
	3 PISOS	74,0%	2	73,97%
	4 PISOS	9,4%	3	14,6%
	5 PISOS O MAS	5,2%	3	



Figura 4.6 Vulnerabilidad Número de Pisos

ANÁLISIS: Las edificaciones con más de 4 pisos ocupan el 14,60% del total de edificaciones con una vulnerabilidad muy alta ante un sismo, mientras que las edificaciones de 1 piso ocupan el 3,43% con una vulnerabilidad baja.

INTERPRETACIÓN: Las edificaciones con un número mayor a 4 pisos son más vulnerables ante un sismo debido a que al alcanzar altura se pueden ver afectadas con su centro de masas que se aleja más de la base (suelo) mientras que edificaciones de menor altura podrá tener un mejor comportamiento sísmico.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Mapas Temáticos y datos aproximados de la Dirección de Catastros y Avalúos del GAD Municipio de Ambato.

bla 4.8 Vulnerabilidad Año de Construcción

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
AÑO DE CONSTRUCCION	ANTES DE 1970	2,00%	3	78,00%
	ENTRE 1971 Y 1980	7,00%	2	13,00%
	ENTRE 1981 Y 1990	13,00%	1	7,00%
	ENTRE 1991 Y 2011	78,00%	0	2,00%

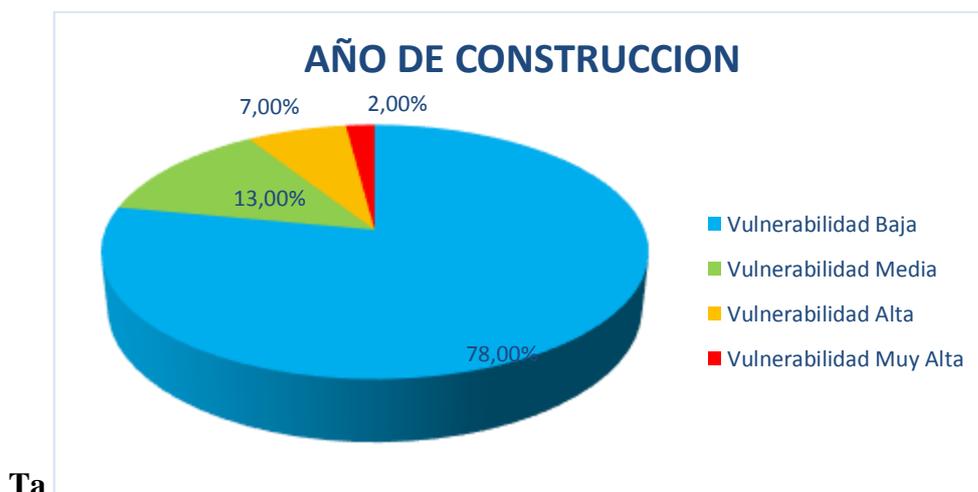


Figura 4.7 Vulnerabilidad Año de Construcción

ANÁLISIS: Las edificaciones construidas a partir de 1991 presentan una menor vulnerabilidad ante la amenaza de un sismo, representando el 78% de todas las edificaciones, mientras que tienen una vulnerabilidad muy alta son edificaciones antes de 1970 representando el 2% del total de las edificaciones.

INTERPRETACIÓN: Las edificaciones con el paso del tiempo van mejorando su sistema estructural, tratando de ser menos propensas a las amenazas que puedan llevarlas a la falla o al colapso.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Mapas Temáticos y datos aproximados de la Dirección de Catastros y Avalúos del GAD Municipio de Ambato.

Tabla 4.9 Vulnerabilidad Características del Suelo Bajo la Edificación

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
CARACTERÍSTICAS DEL SUELO BAJO LA EDIFICACIÓN	FIRME, SECO	85%	0	85%
	INUNDABLE	5%	1	5%
	CIENAGA	6%	2	6%
	HUMEDOO, BLANDO, RELLENO	4%	3	4%



Figura 4.8 Vulnerabilidad Características del Suelo bajo la Edificación

ANÁLISIS: Un suelo húmedo, blando y de relleno tiene una vulnerabilidad muy alta ante un sismo y ocupa un 4%, mientras que un suelo seco y firme ocupa el 85% con una vulnerabilidad baja.

INTERPRETACIÓN: Las edificaciones donde sus cimientos poseen un suelo blando, húmedo e incluso que es de relleno podrían tener mayor vulnerabilidad ante un sismo con respecto a un suelo firme y seco donde no pueda, de cierta manera, presentar un proceso de licuefacción.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Mapas Temáticos y datos aproximados de la Dirección de Catastros y Avalúos del GAD Municipio de Ambato.

Tabla 4.10 Vulnerabilidad Topografía del Sitio

Variable de la Vulnerabilidad	Componentes Considerados	% Vivienda	Valor Vuln.	% Vulner. Total
TOPOGRAFÍA DEL SITIO	LLANO	10%	0	35%
	ONDULADO	20%	2	0%
	FUERTEMENTE ONDULADO	25%	0	20%
	MONTAÑOSO	45%	3	45%

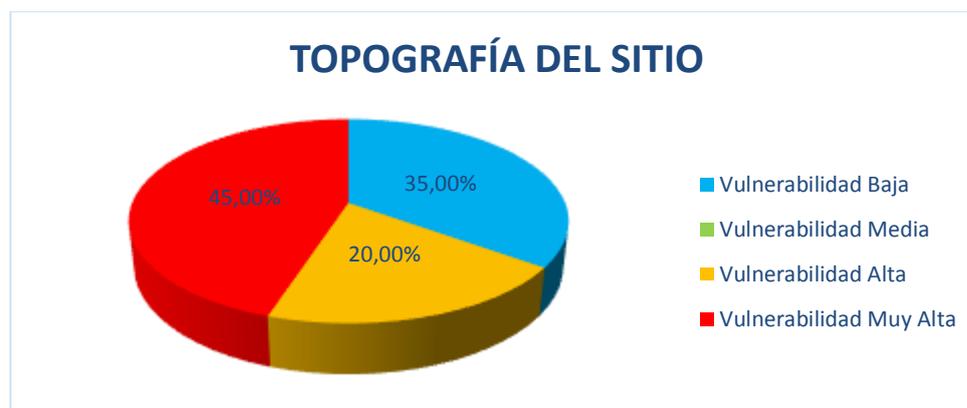


Figura 4.9 Vulnerabilidad Topografía del Sitio

ANÁLISIS: Una topografía montañosa que ocupa un 45% del área de la ciudad de Ambato tiene una vulnerabilidad muy alta ante un sismo, mientras que un 35% una topografía llana tiene una vulnerabilidad baja.

INTERPRETACIÓN: Las edificaciones en su gran mayoría se encuentran en un sitio montañoso donde las fallas geotecnicas están presentes y las pueden hacer vulnerables ante un sismo y sea por la magnitud del mismo o por factores externos provocados por el sismo comparando con una topografía del sitio que es llano donde pueden presentar una menor vulnerabilidad por su regularidad.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUENTE: Análisis de los resultados antes mencionados

Tabla 4.11 Resumen Vulnerabilidad Física ante Sismos

PORCENTAJE DE VIVIENDAS CON LOS DIFERENTES NIVELES DE VULNERABILIDAD	NIVEL DE VULNERABILIDAD		SÍSMICA
	Valor de Vulnerabilidad Baja	48,83%	48,83%
	Valor de Vulnerabilidad Media	20,93%	20,93%
	Valor de Vulnerabilidad Alta	21,55%	21,55%
	Valor de Vulnerabilidad Muy Alta	8,72%	8,72%

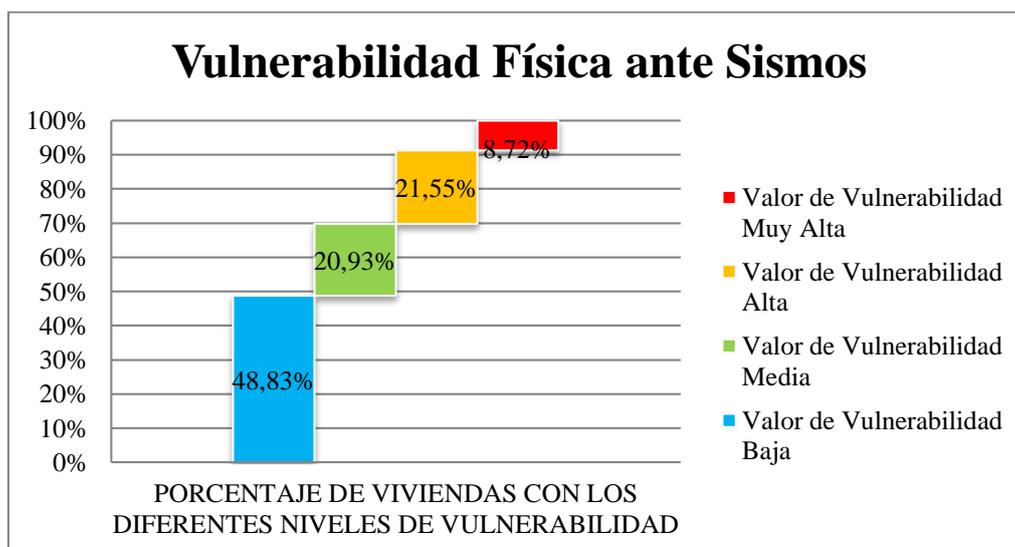


Figura 4.10 Resumen Vulnerabilidad Física ante Sismos

ANÁLISIS: Un 48,83% del total de viviendas en la ciudad de Ambato poseen una vulnerabilidad baja ante un sismo mientras que un 8,72% de las viviendas son muy vulnerables ante la amenaza sísmica

INTERPRETACIÓN: Las edificaciones con sistemas estructurales de hormigón armado y edificaciones modernas presentan una vulnerabilidad baja mientras que las edificaciones importantes y de número de pisos mayores a 4 sus sistemas estructurales son más vulnerables ante la amenaza sísmica.

4.2 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Ya con los resultados y datos analizados e interpretados tomados del INEC 2011, mapas temáticos de la ciudad de Ambato y datos aproximados de la Dirección de Catastros y Avalúos del GAD Municipio de Ambato se puede decir que se puede verificar la hipótesis que se planteó “La estabilidad de edificios de configuración estructural irregular depende del Comportamiento Sísmico Estructural”, es verdadero.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Se ha analizado e interpretado que teóricamente con un buen comportamiento sísmico del edificio permitirá una buena estabilidad del mismo.
- Se ha demostrado estadísticamente que las edificaciones que tienen una menor vulnerabilidad ante un sismo son los que poseen un sistema estructural de hormigón armado aportando rigidez y ductilidad, además con el paso del tiempo han mejorado dicho sistema para ser menos propensos ante la amenaza sísmica.
- Se identificó en que las edificaciones que tienen un mayor número de pisos necesitan que sus elementos estructurales tengan un buen comportamiento sísmico para mantener la estabilidad del mismo.
- Se obtuvo de manera simplificada que la topografía y la característica del suelo en que está cimentada la edificación influye en su comportamiento sísmico siendo más vulnerables aquellas viviendas soportadas en suelos de baja resistencia.

- La presente investigación describe los diferentes factores que influyen en el comportamiento sísmico del edificio, demostrando que se debe tener en cuenta varios criterios para el diseño estructural.
- Esta investigación propone que para un buen comportamiento sísmico en edificaciones con número de pisos considerables o de gran importancia se debe utilizar elementos estructurales que aporten estabilidad a la estructura ante la presencia de un sismo.
- Se propone la utilización de dos elementos estructurales que ayudaran a la estabilidad del edificio como son los muros de corte o las cruces de San Andrés
- La presente investigación da al calculista o al estudiante un análisis comparativo de como dos tipos de elementos estructurales (muros de corte, cruces de San Andrés) influyen en la estabilidad de la edificación.

5.2 RECOMENDACIONES

- Tomar en cuenta los factores que intervienen en la estabilidad del edificio para un comportamiento sísmico favorable.
- Realizar un análisis estático lineal y dinámico cuando las estructuras superan los 3 pisos o su grado de importancia según la norma NEC 2011
- Controlar las derivas máximas inelásticas del edificio con respecto a la norma NEC 2011 ayudando a que el edificio sea dúctil.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

Título de la Propuesta

Análisis comparativo del comportamiento sísmico entre un edificio tipo de configuración estructural irregular rigidizado con muros de corte, o con cruces de San Andrés y no rigidizado.

Beneficiarios

Profesionales que están acorde a la rama del cálculo estructural.

Ubicación

El edificio seguirá las características propias de la ciudad de Ambato.

Tiempo estimado para la ejecución

A partir de la realización de la propuesta alrededor de 6 meses

Equipo técnico responsable

Calculista: Luis Enrique Chávez Rubio

Director: Ing. Fernando Durán

Rubros de gastos

Tabla N° 6.1 Rubros de Gastos

RUBROS DE GASTOS	COSTO
Artículos de oficina	\$50
Impresiones	\$150
Libros	\$100
TOTAL	\$300

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

En el capítulo VI del presente trabajo de investigación se analizó cada uno de los aspectos físicos que intervienen en la vulnerabilidad de una estructura ante un sismo, en donde las estructuras con deficientes sistemas estructurales tanto en el material como los elementos estructurales tienen una vulnerabilidad alta. Además las configuraciones estructurales irregulares son más vulnerables que una estructura regular y simétrica.

6.3 JUSTIFICACIÓN

Debido a la realidad sísmica que se presenta en el Ecuador es necesario tener estructuras regulares, simétricas y con elementos estructurales capaces de absorber las fuerzas que generan la presencia de un sismo, al presentar configuraciones estructurales irregulares se debe aportar con soluciones que ayuden a mitigar los efectos producidos por el sismo que pueden llevar al colapso de la edificación y poner en peligro la vida de personas.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 Objetivo General

- Realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico de un edificio irregular rigidizado con muros de corte, o con cruces de San Andrés y no rigidizado.

6.4.2 Objetivo Específico

- Calcular las derivas del edificio propuesto con un análisis sísmico estático lineal y un análisis dinámico espectral utilizando un software especializado para cálculo estructural.

- Realizar un cuadro comparativo de los resultados obtenidos del edificio propuesto no rigidizado y un edificio rigidizado con muros de corte o cruces de San Andrés.

- Analizar ventajas y desventajas de las propuestas realizadas en base a los resultados obtenidos.

- Diseñar el edificio que presentó el mejor comportamiento sísmico entre los diferentes modelos estructurales.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

Tenemos al alcance tecnología que con el paso de los años ha ido mejorando, donde la rapidez para procesar datos ha aumentado, con la aparición de nuevos software se puede realizar cálculos y diseños de manera eficiente y más exacta.

Además es un aporte técnico en el ámbito de la carrera de ingeniería civil, aporte una manera de consulta para estudiante y profesionales de la rama, utilizando una filosofía de diseño sismo-resistente como indica la norma NEC 2011, cuyo propósito es conseguir un edificio de configuración estructural irregular tenga estabilidad con la implementación de elementos estructurales que aportan a su comportamiento sísmico.

6.6 FUNDAMENTACIÓN

En Ambato el peligro sísmico es alto y los registros de terremotos presentan magnitudes altas, además de poseer configuraciones estructurales irregulares son más vulnerables ante un sismo, por ende en este trabajo de investigación se tratará del análisis de un edificio tipo de configuración estructural irregular con dos tipos de elementos estructurales para rigidizar la estructura que se describirá paso a paso a continuación.

6.7 METODOLOGÍA

6.7.1 Parámetros para Diseño

6.7.1.1 Códigos a utilizarse:

ACI-318-08 (Diseño de la Estructura Hormigón Armado)

AISC 360-10 (Pre Diseño de Acero Estructural)

NEC 2011 (Análisis de la Estructura)

6.7.1.2 Hormigón Armado

- **Esfuerzo de compresión f'_c para columnas y vigas:** 240 kg/cm²
- **Esfuerzo de compresión f'_c para muros de corte:** 280 kg/cm²
- **Peso Específico:** 2400 kg/m³
- **Módulo de Poisson:** 0,2
- **Módulo de Elasticidad del Hormigón para columnas:**

$$E_c: w_c^{1,5} * 0,14\sqrt{f'_c} = 255006,34 \text{ kg/cm}^2$$

- **Módulo de Elasticidad del Hormigón para muros de corte:**

$$E_c: w_c^{1,5} * 0,14\sqrt{f'_c} = 275438,04 \text{ kg/cm}^2$$

6.7.1.3 Acero:

Refuerzo:

- **Módulo de elasticidad del Acero Es:** 2000000 kg/cm^2
- **Esfuerzo de fluencia del acero:** 4200 kg/cm^2
- **Peso Específico:** 7850 kg/m^3

Estructural:

- **Esfuerzo de fluencia del Acero Estructural A36 para Cruz de San Andrés:**
 2530 kg/cm^2
- **Peso Específico:** 7850 kg/m^3

6.7.2 Disposición Estructural

○ Configuración Estructural

El edificio tiene una configuración estructural irregular en planta por su forma “Tipo L”, además se presenta el ducto de ascensor y el de escaleras, las secciones de columnas y vigas se obtendrán del pre dimensionamiento.

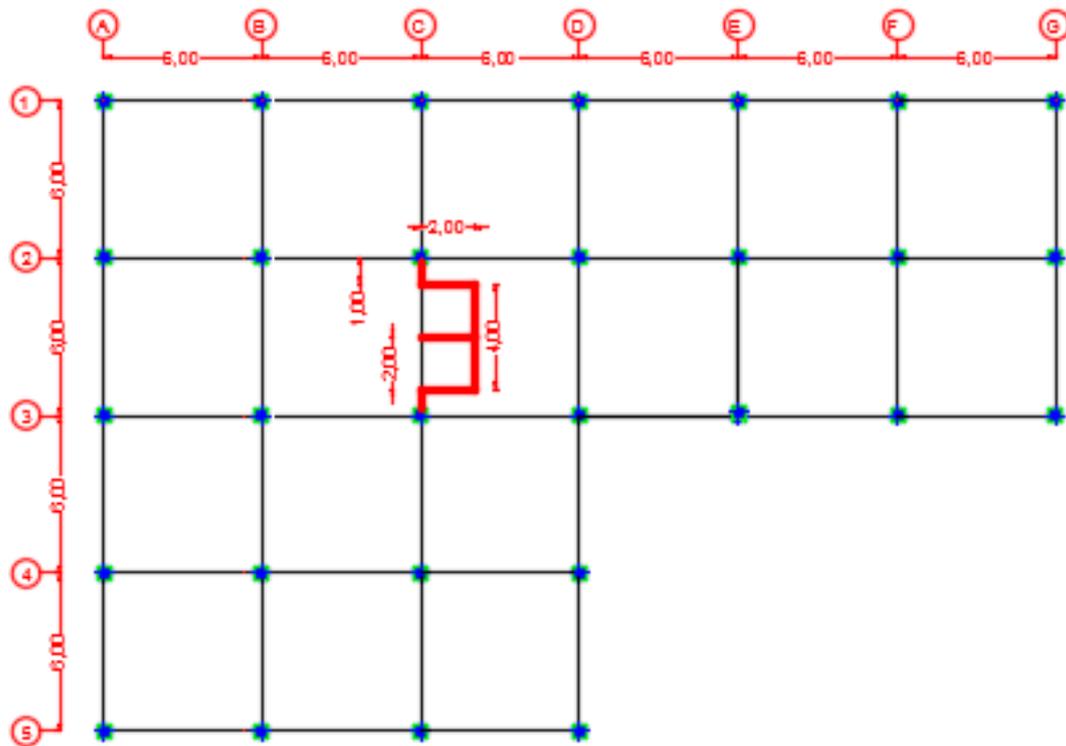


Figura N° 6.1 Vista en Planta de la Edificación

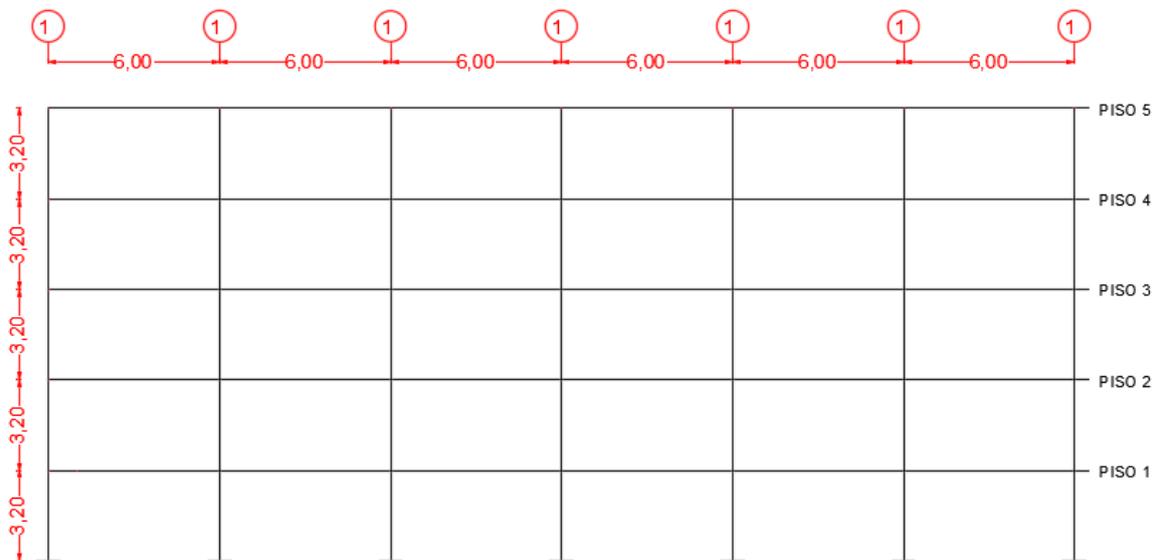


Figura N° 6.2 Vista en Elevación del Eje 1 de la Edificación

6.7.3 Pre diseño de Elementos Estructurales

- **Pre dimensionamiento de Losa**

El pre dimensionamiento de la losa se tomara del tablero considerado el más crítico con la siguiente expresión del ACI-318S-08 (9.5.3.3):

$$h = \frac{Ln(0,8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 5(\alpha_m - 0,2)}$$

Y no menor a 125 mm

Dónde:

h : altura mínima de losa (cm)

Ln : longitud larga del tablero tomada desde entre cara de la columna (cm)

fy : límite de fluencia del acero (4200 kg/cm²)

α_m : es el promedio de α para las cuatro vigas del borde del panel, siendo α la relación en E I. de la sección de la viga y E I. del ancho de la losa limitada lateralmente por las líneas de centro de los tableros adyacentes a cada lado de la viga (asumiendo un valor de $\alpha_m = 0,2$)

$$h_{min} = \frac{600 * (0,8 + \frac{4200}{14000})}{36}$$

$$h_{min} = 18,33 \text{ cm}$$

La altura h_{min} es considerada para una losa maciza por lo que para una losa alivianada se calcula por una igualdad de inercias entre los dos tipos de losa de la siguiente manera:

Tabla N° 6.2 Altura Equivalente de Losa

Manual para el Diseño Sismo Resistente de Edificios utilizando el Programa ETABS,

Losa Alivianada	Losa Maciza
h(cm)	h(cm)
15	10,86
20	14,50
25	18,06
30	21,54
35	24,96

Losa alivianada asumida es de 25 cm, debido a que los bloques vienen en dimensiones de 20*20*40cm se asume una loseta de compresión de 5 cm por motivos constructivos

Para verificar la loseta de compresión tomamos del ACI-318S-08 (8.13.6.1) la siguiente expresión:

$$a_l = \frac{Lr}{12} = \frac{50 \text{ cm}}{12} = 4,16 \text{ cm} \cong 5 \text{ cm}$$

a_l : altura mínima de la loseta de compresión

Lr : la longitud entre nervios

Para la modelación de la losa en el programa especializado se debe considerar que la losa debe transmitir las cargas a las vigas, por esta razón se toma como “membrana”, asumiendo que tiene 3 grados de libertad en cada nudo (desplazamiento en “X”, “Y” y rotación).

- **Cargas soportadas por los Tableros**

Detalle de la determinación de la carga muerta:

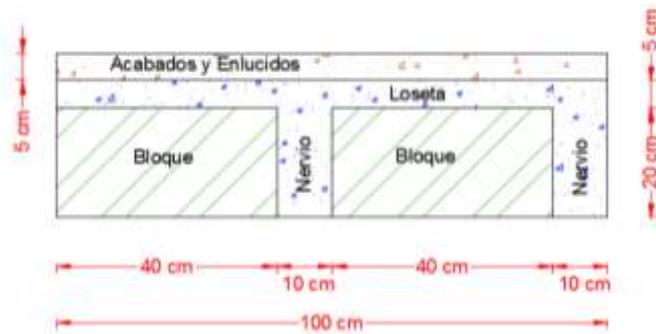


Figura N° 6.3 Vista en Elevación de Losa alivianada de 25 cm

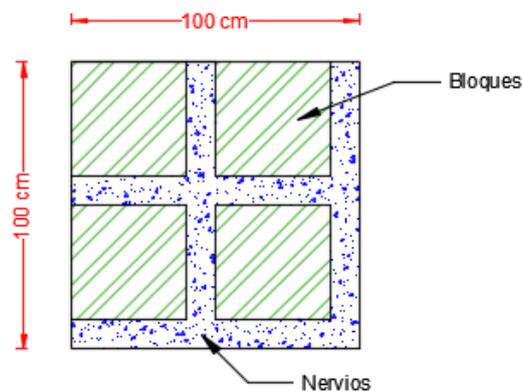


Figura N° 6.4 Vista en Planta de Losa alivianada de 25 cm

Tabla N° 6.3 Análisis de las cargas actuantes para pre dimensionamiento de Vigas

PESO PROPIO DE LA LOSA (25 cm)			
Bloques	8(0,2m*0,2m*0,4m*1000kg/m ²)	128,00	kg/m ²

Nervios	3,6m*0,20m*0,1m*2400kg/m2	172,80	kg/m ²
Loseta	1m*1m*0,05m*2400kg/m2	120,00	kg/m ²
Peso Propio de Losa		420,80	kg/m ²

Paredes	valor referencial por seguridad	200	kg/m²
Acabados y Alisados	1m*1m*0,05m*1600kg/m2	95	kg/m²

Carga Muerta		715,80	kg/m²
Carga Viva		250	kg/m²

La carga viva de 250 kg/m² se asume según el NEC 11 para oficinas

- **Pre dimensionamiento de Vigas**

Es necesario conocer que los tableros transmiten las cargas hacia las vigas, por lo que se ha realizado el mosaico de cargas el mismo que está tomado a 45° con respecto al eje de la viga.

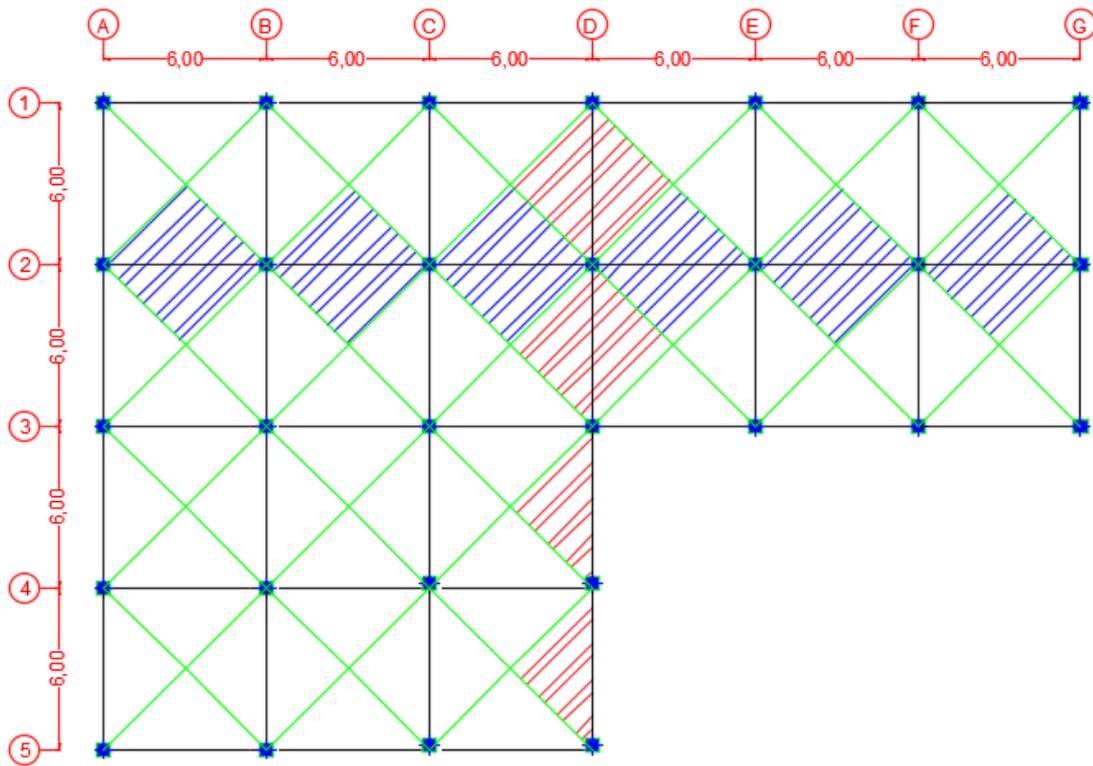


Figura N° 6.5 Mosaico de Cargas en Losas

Por lo que se debe transformar la carga triangular a una carga uniformemente distribuida, para dicha transformación se utilizara la siguiente expresión:

$$w = \frac{q * s}{3}$$

Donde:

w : carga rectangular equivalente (kg/m)

q : carga triangular (kg/m²)

s : longitud menor

La carga “q” es la suma de la Carga Muerta y Carga Viva multiplicada por sus respectivos coeficientes que indica el ACI, además de un factor de 1,5 por efecto del sismo.

$$q = 1,5 * (1,2CM + 1,6CV)$$

$$q = 1,5 * (1,2 * 0,716 + 1,6 * 0,250)$$

$$q = 1,89 \text{ tn/m}$$

$$w = \frac{1,89 * 6}{3}$$

$$w = 3,78 \text{ tn/m}$$

Como se observa en el pórtico del eje 2 recibe dos cargas triangulares así que:

$$w = 2 * 3,78 \text{ tn/m}$$

$$wt = 7,56 \text{ tn/m}$$

Se procede a realizar el método del ACI para determinar los momentos, con la ayuda de la siguiente gráfica ayudará a entender la manera de cómo se calcula:

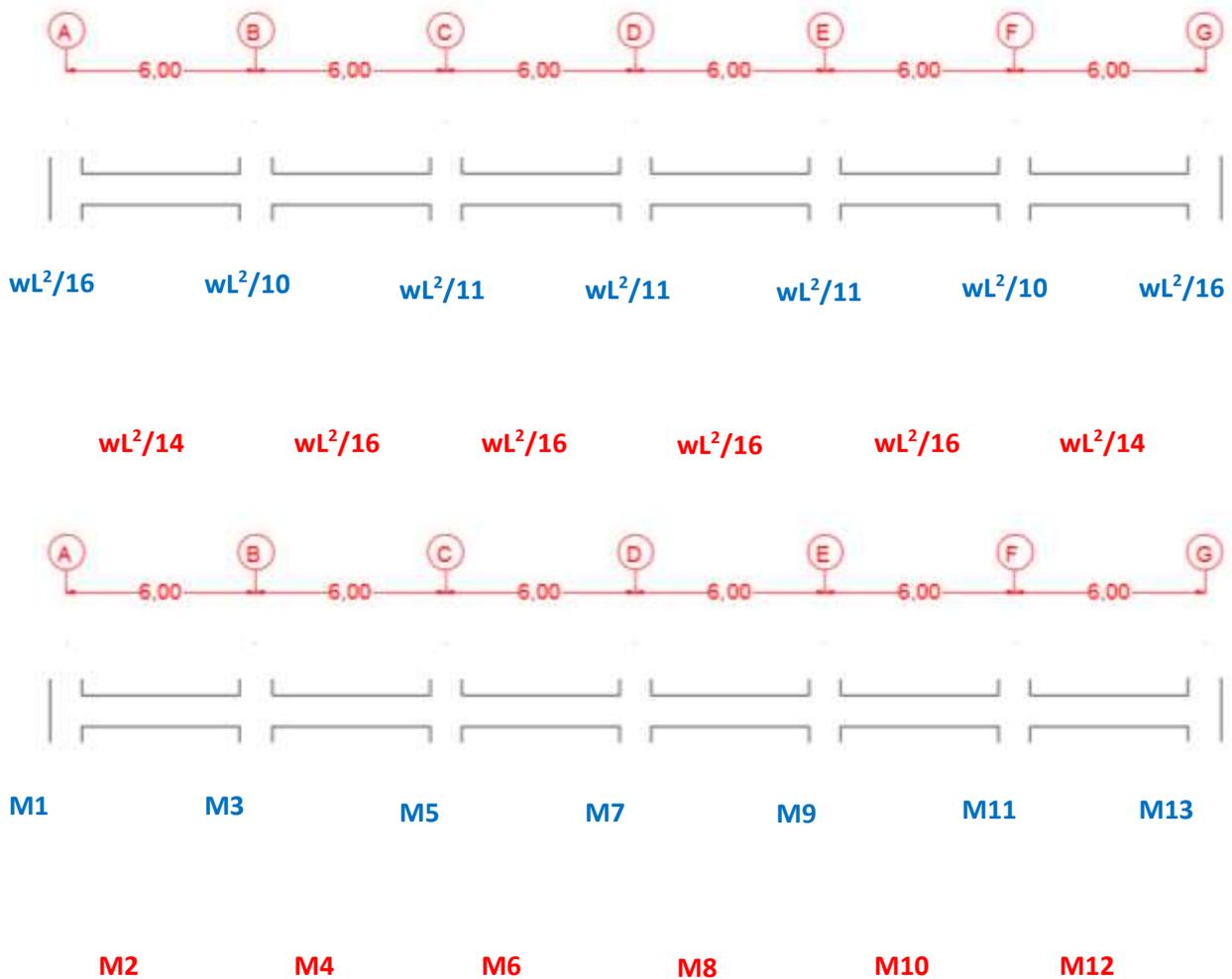


Figura N° 6.6 Representación gráfica del Método de los Coeficientes del ACI

Tabla N° 6.4 Momentos Obtenidos a partir del Método del ACI

Momentos Calculados (ton-m)												
M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12	M13
17,01	19,44	27,22	17,01	24,74	17,01	24,74	17,01	24,74	17,01	27,22	19,44	17,01

El momento M3 se utilizará para el pre dimensionamiento de las vigas por ser el valor crítico:

$$M_{\max} = 27,22 \text{ ton-m}$$

Procedemos a calcular el momento último (Mu) con la siguiente expresión:

$$Mu = \Phi * Mn$$

$$Mu = \Phi * Ru * b * d^2$$

Despejando el valor de “d” de la ecuación queda:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\Phi * Ru * b}} = \sqrt{\frac{27,22 * 10^5}{0,90 * 45,39 * 40}} = 40,81 \text{ cm}$$

$$h = d + r = 40,81 + 4 = 44,81 \cong 45 \text{ cm}$$

Donde:

Mn: momento normal (tn.m)

Mu: momento último (kg.cm)

Φ : factor de reducción por resistencia a flexión

Ru: factor de resistencia a la flexión (Ru=45,39; para $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$)

b: base de la viga (asumimos de 40 cm)

d: peralte efectivo (cm)

r: recubrimiento (cm)

h: altura de la viga (cm)

○ **Pre dimensionamiento de Columnas**

Las áreas cooperantes que se atribuyen a cada columna es la mitad de la luz en las dos direcciones formando un cuadrado/rectángulo como se indica a continuación:

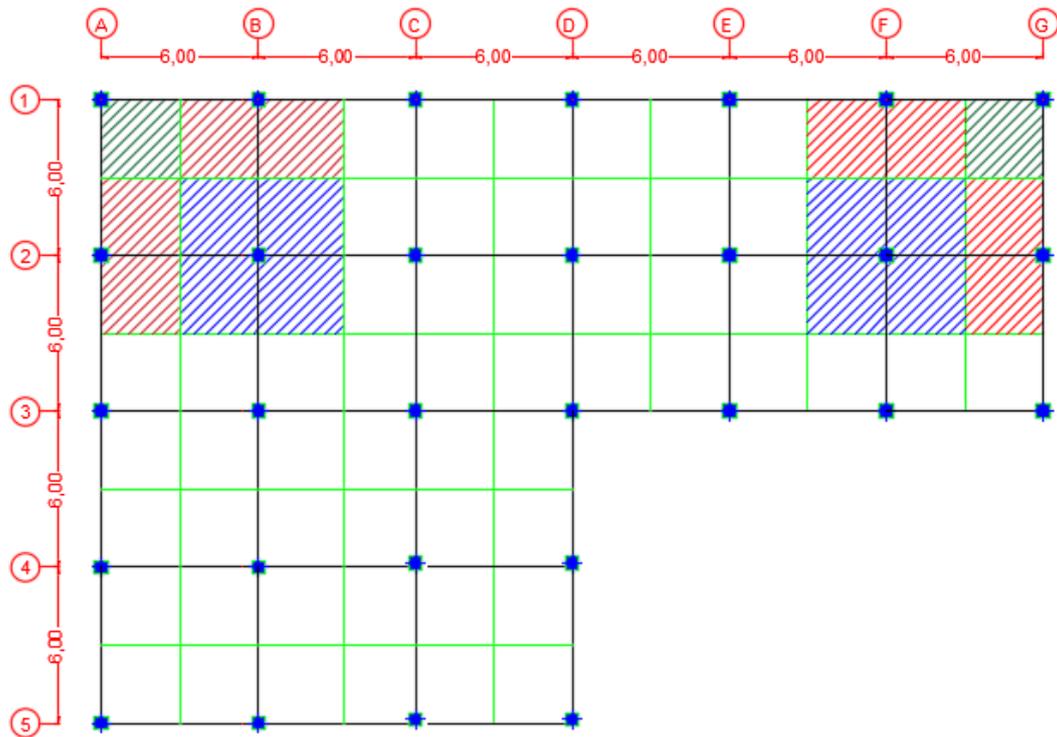


Figura N° 6.7 Áreas cooperantes para pre dimensionamiento de las columnas

Se debe detallar todas las cargas que soportan las columnas, debido a que es un elemento que está sometido a flexo-compresión.

Tabla N° 6.5 Análisis de Cargas para Pre Dimensionamiento para Columnas

Peso de Losa	Incluye acabados, enlucidos y paredes	715,80	kg/m ²
Peso de Vigas	Peso de vigas distribuido en todo el piso	160	kg/m ²
Peso de Columnas	Peso asumido	100	kg/m ²
Carga Muerta		975,80	kg/m ²
Carga Viva		250	kg/m ²

Carga Total	1225,8	kg/m ²
--------------------	--------	-------------------

Se muestra a continuación una tabla de cálculo para las secciones de las columnas:

Tabla N° 6.6 Determinación de las secciones de Columnas de cada Eje

EJES	Área cooperante	P=A. coop.*C Total*#Pisos	Ag=16*P	Secciones		Asumimos	
	m ²	Ton	cm ²	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
A1 - G1 - G3 - A5 - D5	9	55,161	882,576	29,71	29,71	30	30
B1 - C1 - D1 - E1 - F1 - A2 - A3 - A4 - B5 - C5 - D4 - E3 - F3	18	110,322	1765,152	42,01	42,01	45	45
D3	27	165,483	2647,728	51,46	51,46	55	55
B2 - C2 - D2 - E2 - F2 - B3 - C3 - B4 - C4	36	220,644	3530,304	59,42	59,42	60	60

○ **Pre dimensionamiento de Muros de Corte**

Se ocupa las siguientes ecuaciones para el pre dimensionamiento de muros:

$$t \geq \frac{L}{40} = \frac{4,80 \text{ m}}{40} = 0,12 \text{ m}$$

$$t \geq \frac{H}{17} = \frac{2,70 \text{ m}}{17} = 0,16 \text{ m}$$

$$t > 0,20 \text{ m por motivos constructivos}$$

Donde:

t: espesor del muro de corte

L: longitud libre entre cara y cara de las columnas

H: altura de entre piso

Se asume un espesor $t = 25 \text{ cm}$ para el muro de corte. Este espesor del muro de corte siempre depende de la experiencia del calculista, y gracias a la ayuda de programas especializados se puede variar dichos espesores hasta encontrar una sección óptima para el diseño.

- **Pre dimensionamiento de Cruz de San Andrés**

Para el pre dimensionamiento de este elemento estructural se parte de la Fuerza Horizontal que actúa en el pórtico (Cortante Basal) tomada del programa especializado para el análisis de estructuras, y según el ángulo como las cruces están dispuestas entre columnas se procede a sacar la fuerza resultante que actúa directamente en el la cruz de San Andrés como se indica a continuación:

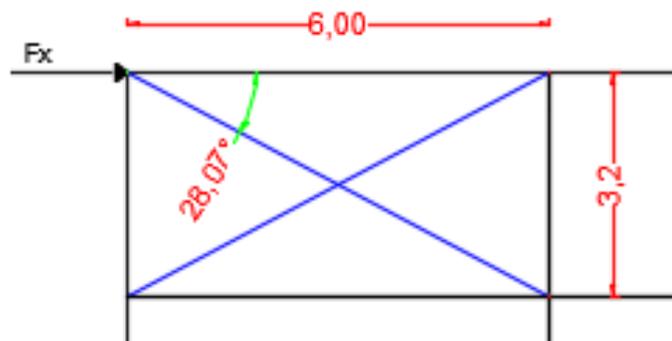


Figura N° 6.8 Representación gráfica del Modelo para Pre dimensionamiento

$$P = \frac{F_x}{\cos \theta} * f_a$$

$$P = \frac{191,05}{\cos 28,07^\circ} * 50\%$$

$$P = 108,20 \text{ tn}$$

Donde:

F_x = fuerza horizontal o cortante basal de piso (ton)

Θ = ángulo formado entre la viga y la cruz de San Andrés ($^\circ$)

P = fuerza que actúa directamente en la cruz de San Andrés (ton)

f_a = factor que indica cuanto porcentaje debe absorber de la fuerza horizontal

Al existir dos cruces se procede a dividir para dos el valor calculado anteriormente:

$$P_u = \frac{108,20}{2} = 54,10 \text{ tn} = 119,29 \text{ klb}$$

Se toma un perfil de referencia **W12x30** que tiene las siguientes especificaciones según el código AISC:

$$\text{Área} = 8,79 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = 5,21 \text{ pulg (radio de giro en el sentido X-X)}$$

$$r_y = 1,52 \text{ pulg (radio de giro en el sentido Y-Y)}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,65 * 267,72}{1,52} = 114,48 \cong 114$$

Donde:

K = factor de longitud efectiva basado en las condiciones de apoyo (empotrado-empotrado)

L = longitud de la cruz de San Andrés (pulg)

r = radio de giro del elemento (pulg)

A continuación el valor de $\phi_c * F_{cr}$ es tomado de la Tabla 3-36 del código AISC a partir del valor de $\frac{KL}{r}$ calculado anteriormente:

$$\phi_c * F_{cr} = 15,44 \text{ ksi}$$

$$P_{cr} = \phi_c * F_{cr} * A = 15,44 * 8,79$$

$$P_{cr} = 135,72 \text{ klb} > P_u \quad \text{Cumple}$$

Donde:

ϕ_c = factor de reducción por elementos a compresión

F_{cr} = esfuerzo crítico al pandeo (ksi)

A = área del perfil (pulg²)

P_{cr} = carga crítica al pandeo (klb)

6.7.4 Análisis Estático Lineal (Fuerzas Sísmicas Estáticas)

Es uno de los métodos aceptados por la norma NEC 2011, con la característica de ser de los más simples y de fácil aplicabilidad. Este método se basa en representar el sismo de diseño como una fuerza estática horizontal aplicada en la base de la estructura (Cortante Basal) distribuyéndola en cada uno de los pisos de la estructura.

La magnitud de dicha fuerza fue obtenida con la intención que cuando es aplicado al modelo lineal elástico del edificio esto causará amplitudes de desplazamiento de diseño que se acercan a los desplazamientos máximos que son esperados durante el terremoto de diseño.

Si el edificio responde esencialmente elástico al terremoto de diseño, las fuerzas internas tendrán una aproximación de aquellas esperadas durante el terremoto de diseño. Si el edificio responde inelásticamente al terremoto de diseño, como será comúnmente el caso, las fuerzas internas que se desarrollarían en el edificio flexible serán menos que las fuerzas internas calculadas en una base elástica.

6.7.4.1 Parámetros para el Espectro Sísmico

Como se indicó anteriormente se trabajará con la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2011 para un análisis sísmico estático lineal y dinámico.

Las condiciones y características que intervienen para la obtención de la aceleración espectral se detallan a continuación:

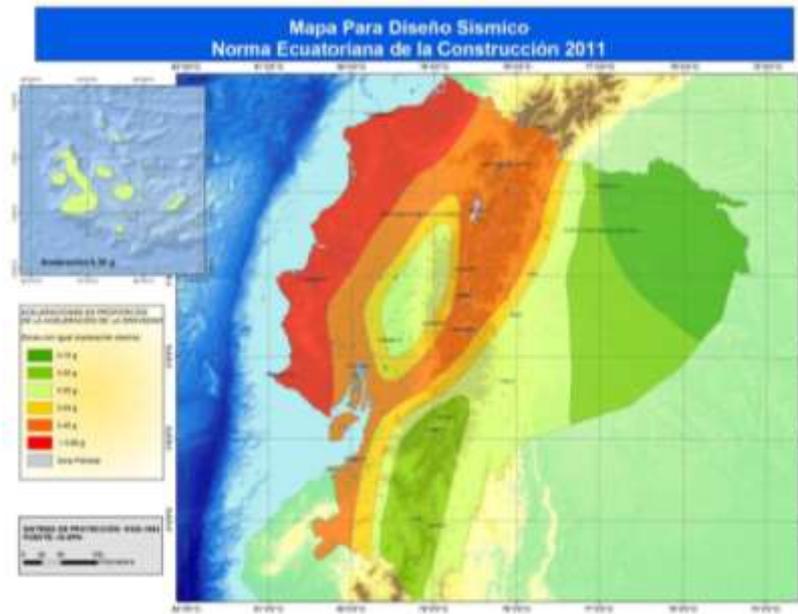
- **Factor Z**

Se destaca el hecho de que el mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años).

Tabla N° 6.7 Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valores de Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,40	≥0,50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011

Figura N° 6.9 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

- **Coefficientes de Amplificación Dinámica de Perfiles de Suelo Fa, Fd y Fs**

Perfiles de Suelos

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente

diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Se definen seis tipos de perfiles de suelos como se indica en la tabla siguiente:

Tabla N° 6.8 Clasificación de los Perfiles de Suelo

Perfiles de Suelo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > S_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total <i>H</i> mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un	

F	<p>ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>
---	---

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011

Los valores del coeficiente **Fa** amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. Estos valores obedecen a estudios recientes de respuesta dinámica en suelos estudiados por Seed et al. (1997 y 2001), Tena-Colunga, et al. (2009), Vera Grunauer et al. (2006) y Vera Grunauer, X (2010), Huang, et al. (2010).

Tabla N° 6.9 Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fa

Tipo de Perfil del Suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, g)		0,15	0,25	0,3	0,35	0,4

A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,15
E	1,8	1,5	1,4	1,28	1,15	1,05
F	ver nota					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011

Los valores del coeficiente **F_d** amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. Estos valores obedecen a los estudios recientes de respuesta dinámica en suelos, mencionados anteriormente.

Tabla N° 6.10 Tipo de Suelo y Factores de Sitio F_d

Tipo de Perfil del Suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, \dot{g})	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	
B	1	1	1	1	1	1	
C	1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25	
D	1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5	
F	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011

Los valores del coeficiente F_s consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. Estos valores obedecen a estudios recientes de respuesta dinámica en suelos estudiados por Tsang et al. (2006), Seed et al. (2003), Tena-Colunga, et al. (2009), Vera Grunauer et al. (2006) y Vera Grunauer, X (2010).

Tabla N° 6.11 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de Perfil del Suelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, \dot{g})	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5
A	A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	C	1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
	D	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
	E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
	F	ver nota					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011

Tabla N° 6.12 Tipo de uso, destino e importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones Esenciales y/o	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes	

peligrosas	o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011

Tabla N° 6.13 Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7

Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011

Los parámetros que se darán uso para la estructura son:

Tabla N° 6.14 Parámetros utilizados para la Estructura

Descripción	Símbolo y Causa	Valor
Factor de Peligrosidad Sísmica	Z (Ambato)	0,40
Factores de Sitio	Fa (Perfil de Suelo C)	1,20
	Fd (Perfil de Suelo C)	1,30
Factores del comportamiento inelástico del subsuelo	Fs (Perfil de Suelo C)	1,30
Factor de Importancia de la Estructura	I (Todas las estructuras de edificación)	1,00

Coefficiente Irregularidad en Planta	ØP (Retrosesos excesivos en las esquinas)	0,90
Coefficiente Irregularidad en Elevación	ØE (no existe irregularidad)	1,00
Coefficiente de reducción de respuesta estructural	R (Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas)	6
	R (Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente)	7

6.7.4.2 Espectro Elástico de Diseño en Aceleraciones

- **Periodo de Vibración T**

$$T = Ct * h_n^\alpha$$

Donde:

T = periodo de vibración de la estructura (seg)

hn = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura (m)

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, Ct = 0.072 y α = 0.80

- Para estructuras de acero con arriostramientos, Ct = 0.073 y α = 0.75

- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$

- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$

Tabla N° 6.15 Periodo de Vibración de las Edificaciones

Edificación No Rigidizada	Edificación Rigidizada
$T = 0,047 * 16^{0,9}$ $T = 0,57 \text{ seg.}$	$T = 0,049 * 16^{0,75}$ $T = 0,39 \text{ seg.}$

○ **Periodo de Vibración T_c**

$$T_c = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Donde:

T_c = periodo de vibración límite para la edificación (seg)

F_s, F_d, F_a = factores de sitio según perfil de suelo y zona sísmica

$$T_c = 0,55 * 1,3 * \frac{1,3}{1,2}$$

$$T_c = 0,77 \text{ seg.}$$

○ **Espectro Elástico de Aceleraciones**

Como cumple que $0 \leq T \leq T_c$, se tomará la siguiente ecuación como válida:

$$S_a = n * Z * F_a$$

Donde:

S_a = Espectro Elástico de Aceleraciones

F_a = factor por sitio según perfil de suelo y zona sísmica

n = 1.8 (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente)

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2$$

$$S_a = 1,19 \text{ g.}$$

○ **Cortante Basal**

Es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I * S_a}{\emptyset P * \emptyset E * R} * W$$

Donde:

V = coeficiente de cortante basal (valor adimensional)

I = factor de importancia

∅P = coeficiente irregularidad en planta

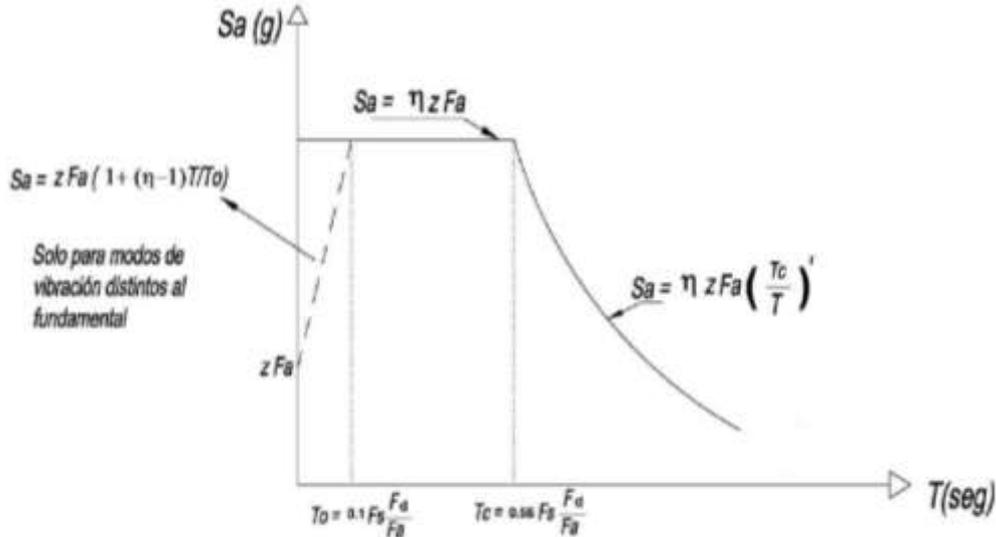
∅E = coeficiente irregularidad en elevación

R = factor de reducción de respuesta estructural

W = Carga reactiva (100% Carga muerta + 25% Carga Viva)

Tabla N° 6.16 Valores de Coeficiente de Cortante Basal para las Edificaciones

Edificación No Rigidizada	Edificación Rigidizada
$V = \frac{1 * 1,19}{0,9 * 1 * 6} * W$	$V = \frac{1 * 1,19}{0,9 * 1 * 7} * W$
$V = 0,220 W$	$V = 0,189 W$



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011

Figura N° 6.10 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Tabla N° 6.17 Valores de Aceleración Espectral Inelástico y Elástico del Edificio Rigidizado y No Rigidizado

ACELERACIÓN ESPECTRAL					
ELÁSTICO		INELÁSTICO			
		No Rigidizado		Rigidizado	
T (seg.)	Sa (g)	T (seg.)	V (W)	T (seg.)	V (W)
0	1,19	0	0,220	0	0,189

0,10	1,19	0,10	0,220	0,10	0,189
0,15	1,19	0,15	0,220	0,15	0,189
0,20	1,19	0,20	0,220	0,20	0,189
0,25	1,19	0,25	0,220	0,25	0,189
0,30	1,19	0,30	0,220	0,30	0,189
0,35	1,19	0,35	0,220	0,35	0,189
0,40	1,19	0,40	0,220	0,40	0,189
0,45	1,19	0,45	0,220	0,45	0,189
0,50	1,19	0,50	0,220	0,50	0,189
0,55	1,19	0,55	0,220	0,55	0,189
0,60	1,19	0,60	0,220	0,60	0,189
0,65	1,19	0,65	0,220	0,65	0,189
0,70	1,19	0,70	0,220	0,70	0,189
0,75	1,19	0,75	0,220	0,75	0,189
0,80	1,153	0,80	0,214	0,80	0,183
0,85	1,085	0,85	0,201	0,85	0,172
0,90	1,025	0,90	0,190	0,90	0,163
0,95	0,971	0,95	0,180	0,95	0,154
1,00	0,923	1,00	0,171	1,00	0,147
1,05	0,879	1,05	0,163	1,05	0,140
1,10	0,839	1,10	0,155	1,10	0,133
1,20	0,769	1,20	0,142	1,20	0,122
1,30	0,71	1,30	0,131	1,30	0,113
1,40	0,659	1,40	0,122	1,40	0,105

1,50	0,615	1,50	0,114	1,50	0,098
1,60	0,577	1,60	0,107	1,60	0,092
1,70	0,543	1,70	0,101	1,70	0,086
1,80	0,513	1,80	0,095	1,80	0,081
1,90	0,486	1,90	0,090	1,90	0,077
2,00	0,461	2,00	0,085	2,00	0,073
2,10	0,439	2,10	0,081	2,10	0,070
2,20	0,419	2,20	0,078	2,20	0,067
2,30	0,401	2,30	0,074	2,30	0,064
2,40	0,384	2,40	0,071	2,40	0,061
2,50	0,369	2,50	0,068	2,50	0,059
2,60	0,355	2,60	0,066	2,60	0,056
2,70	0,342	2,70	0,063	2,70	0,054
2,80	0,329	2,80	0,061	2,80	0,052
2,90	0,318	2,90	0,059	2,90	0,050
3,00	0,308	3,00	0,057	3,00	0,049

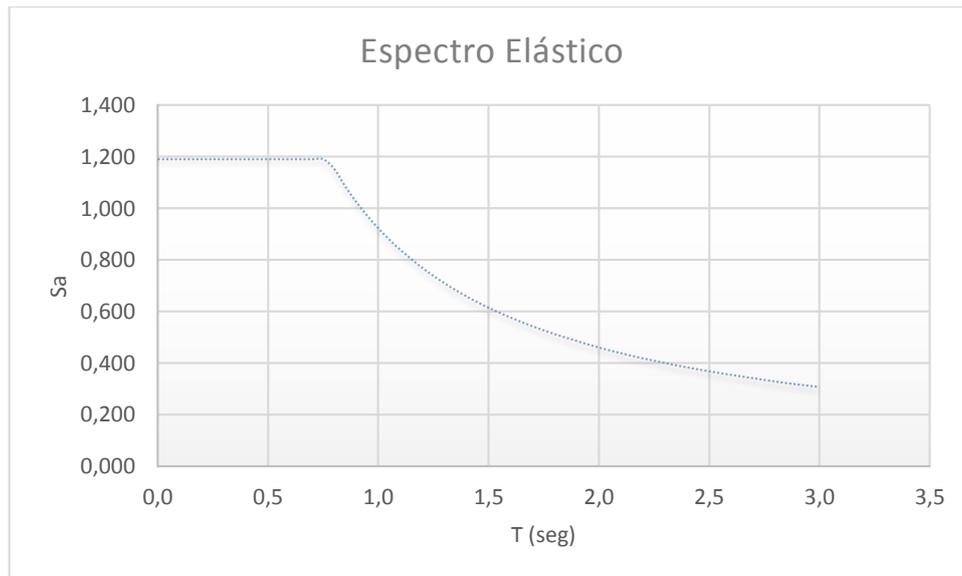


Figura N° 6.11 Espectro Elástico para la Edificación

6.7.5 Límite para Deriva de Piso

Es la deformación relativa que se produce por fuerzas externa horizontal en un piso en particular. El límite de deriva ayuda a proteger a los elementos no estructurales frágiles que sufrirían al ser afectados por un sismo por consecuencia de una estructura flexible. Se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_i = \frac{d_i - d(i-1)}{h_i} * 100$$

Donde:

Δ_i = Deriva en el piso i

d_i = Desplazamiento Inelástico en el piso i

$d(i-1)$ = Desplazamiento inelástico al piso inferior i de análisis

h_i = altura entre piso de análisis

El valor de la deriva máxima inelástica de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0,75 * R * \Delta i$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica

R = Factor de reducción de resistencia

Se debe comprobar que la deriva máxima inelástica no debe exceder el 2% como indica la norma NEC 2011 para estructuras de hormigón armado.

6.7.6 Momentos Torsionales

Los proyectos arquitectónicos o estructurales en ocasiones presentan varias configuraciones estructurales provocando irregularidad torsional, para considerar dichos efectos se debe incrementar la torsión accidental en cada piso mediante un factor de amplificación como indica la siguiente ecuación:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 * \delta_{prom}} \right)^2$$

Donde:

A_x = factor de amplificación (no tiene que ser mayor a 3)

δ_{max} = valor del desplazamiento máximo en el nivel x

δ_{prom} = promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

El momento torsional de diseño en un piso se calcula como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado

y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental, cabe mencionar que ciertas investigaciones llegan a una conclusión de que el momento torsional es un 10% de la fuerza horizontal aplicada en cada piso.

6.7.7 Procedimiento Dinámico Lineal

El análisis dinámico lineal de estructuras irregulares se debe realizar mediante un modelo tridimensional, en el caso de estructuras de hormigón armado se deberá trabajar con inercias agrietadas de los elementos estructurales para la obtención de las derivas máximas de igual forma como fue descrito el análisis estático lineal.

6.7.7.1 Análisis Dinámico Espectral

Es un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan a la respuesta total de la estructura, el cual equivale de por lo menos el 90% de la masa del edificio en cada una de las direcciones ya sea horizontal o perpendicular al plano.

Las fuerzas máximas en los elementos, los desplazamientos, fuerzas de corte y las reacciones basales para cada modo de vibración se puede combinar con métodos reconocidos para estimar la respuesta total, ya sea por la SRSS (suma de la raíz cuadrada de cuadrados) o la regla de CQC (combinación cuadrática completa) son aceptables.

El espectro a utilizarse se tomará del ya mencionado y determinado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

Para las fuerzas sísmicas se supondrá la concurrencia simultánea del 100% en la dirección principal de análisis y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular,

afectándose por un valor de $9,8 \text{ m/s}^2$ que es el valor de la aceleración de la gravedad, además de tomar un factor de amortiguamiento para estructuras de hormigón armado del 5%.

6.7.8 Muros de Cortante de Hormigón Armado

Se denominan muros de corte o muros de cortante porque resisten un elevado porcentaje de la fuerza cortante lateral total, a pesar del nombre que toman la mayoría de muros se los diseña a flexión, para que presenten una falla dúctil, sin embargo los muros deben resistir las fuerzas inducidas por las aceleraciones sísmicas.

Los muros de corte se consideran esbeltos cuando su relación (altura/longitud) es mayor a 2.0 y se consideran robustos si la relación es menor a 2.0, cabe recalcar que los muros robustos tienen una gran resistencia a flexión y es necesario aplicar grandes fuerzas cortantes para alcanzar dicha resistencia, es decir, su comportamiento esta denominado por corte.

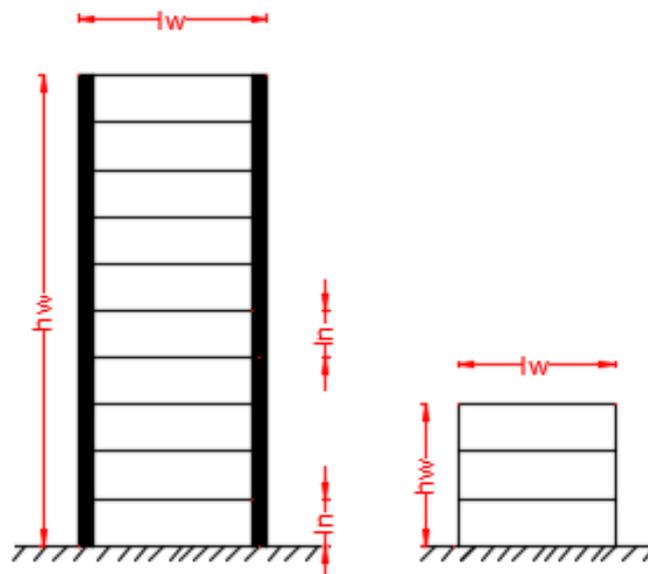


Figura N° 6.12 Muros Esbeltos y Robustos

La ductilidad de los muros da lugar a que gobierne la flexión formando una rótula plástica cerca de la base del muro y fluyendo el acero longitudinal, de tal manera que disipe la energía debido a la deformación plástica de las barras longitudinales, dicho esto es muy posible que

se requiera confinamiento en el borde para proveer de la ductilidad requerida, por consiguiente los esfuerzos altos de carga axial reducirán la ductilidad a flexión y la capacidad de absorber energía el muro de cortante.

6.7.8.1 Ubicación de Muros de Cortante

Es preferible la colocación de un mayor número de muros estructurales en el perímetro. Los muros deben colocarse de manera que la distribución de rigidez en planta se simétrica y que la configuración sea estable en cuanto a torsión como indica a continuación la siguiente figura:

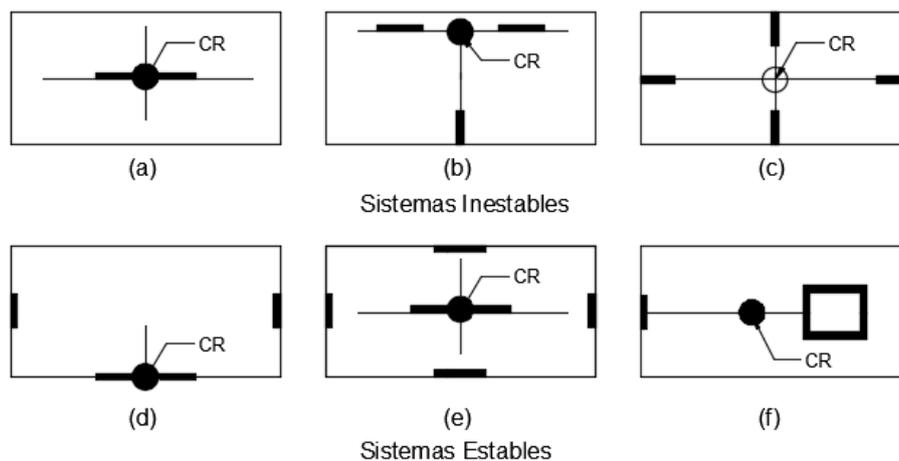
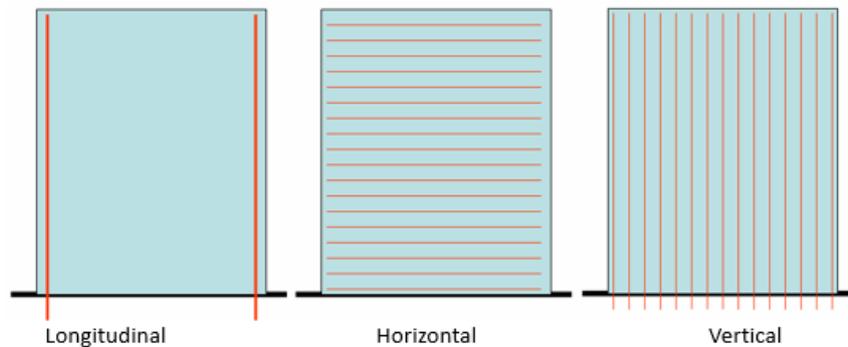


Figura N° 6.13 Ejemplos de Estabilidad Torsional en Sistemas de Muros Estructurales

6.7.8.2 Bases de Diseño de Muros Estructurales

El espaciado máximo del refuerzo horizontal y vertical no debe exceder los 450 mm. La cuantía mínima para refuerzo horizontal y vertical no deberá ser menor que 0,0025, pero con espaciamiento de refuerzo menor de 450 mm, donde la demanda de la fuerza no exceda la

resistencia al corte nominal del muro calculada de acuerdo con la Sección 6.8.2.3 del Código FEMA 273.



Fuente: Hormigón Armado, Ing. Marcelo Romo

Figura N° 6.14 Refuerzo en Los Muros de Corte

6.7.9 Cruces de San Andrés

Las Cruces de San Andrés están considerados dentro del grupo de “Diagonales Rigidizadoras” en el Capítulo 2 de la norma NEC 2011 y se encuentran en el grupo de “Arriostramientos Concéntricos” mencionados en el Capítulo F de la norma AISC 341-10, estos elementos soportan fuerzas axiales. En presencia de un evento sísmico se producen grandes fuerzas de tensión y compresión, por consecuencia de la compresión el pandeo domina el comportamiento de dichos miembros lo que permite la formación de rótulas plásticas en los extremos de los arriostramientos.

Tres parámetros afectan la capacidad de respuesta histerética de los Cruces de San Andrés:

- La relación de esbeltez (λ)
- Las condiciones de fijación en los extremos (K)
- La forma de la sección (A, I)

6.7.9.1 Ubicación de Cruces de San Andrés

La ubicación de las Cruces de San Andrés tienen el mismo concepto de evitar torsión en planta ayudando a disminuir la excentricidad entre centro de masas y centro de rigideces con la única excepción es que solo se pueden colocar perimetralmente de la estructura.

6.7.9.2 Bases de Diseño según AISC 360-10

Las columnas y vigas son los elementos estructurales que soportaran las cargas verticales, en ningún momento los rigidizadores aportan con capacidad de resistencia a dichas carga. En las conexiones de los arriostramientos se permiten pequeñas excentricidades que no superen el peralte de la viga. Entre los requerimientos generales se debe cumplir lo siguiente:

- Se debe cumplir con la sección D1.1 para miembros de ductilidad moderada
- La esbeltez debe cumplir con el límite $\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
- Máxima fuerza esperada a tracción es $A_g \cdot R_y \cdot F_y$
- Máxima fuerza esperada a compresión es la menor entre $A_g \cdot R_y \cdot F_y$ y $1,14 \cdot F_{cr} \cdot A_g$

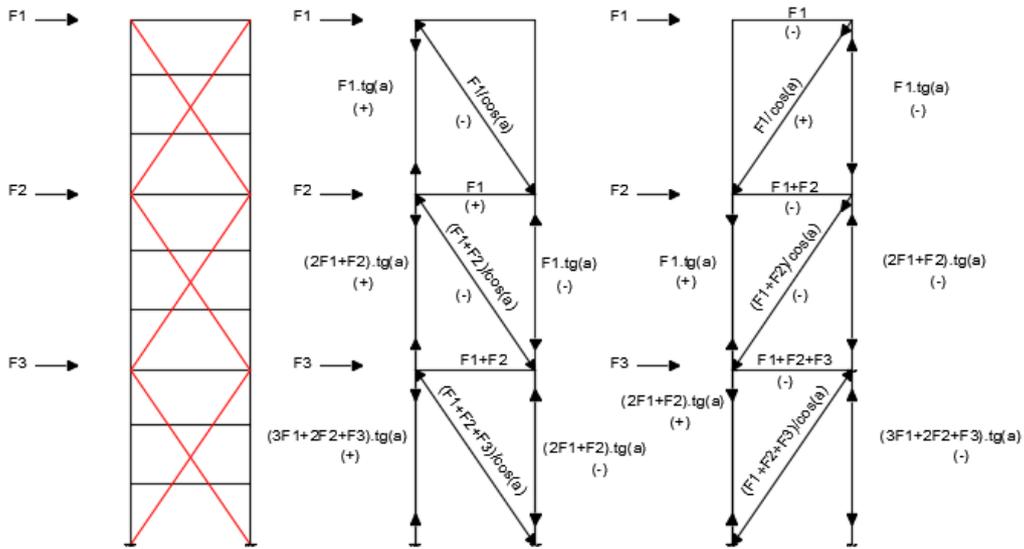


Figura N° 6.15 Extraída Capítulo XI Universidad Oviedo, Cálculo de esfuerzos sobre elementos de arriostramiento en doble diagonal en edificios elevados.

6.7.10 Generalidades del Modelado

Se comprobará para cada elemento estructural trabajen a con eficacia ante cargas verticales como son: carga viva, carga muerta (carga por paredes) y peso propio, por una mayor razón de que si no pasan dichas solicitaciones se presenta una gran dificultad que pasen añadiendo cargas horizontales producidas por sismo ya que estas son las que afectan mayormente a la estructura.

6.7.10.1 Control de Periodo de Vibración

Se recomienda realizar un control del periodo fundamental de la estructura aproximándose al valor obtenido de $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$, teniendo en cuenta que tan flexible o rígida esta la estructura.

6.7.10.2 Control de Modos de Vibración

Los modos de vibración dependen directamente de la masa del edificio, rigidez y disposición de los elementos estructurales. La estructura tendrá 15 modos de vibración, justificándose que para cada piso tendrá 3 modos de vibración, procediéndose a tomar en cuenta los modos significativos, es decir, aquellos que tengan hasta el 90% de la participación modal en la estructura.

Se recomienda analizar los dos primeros modos de vibración donde la masa participativa es de más del 70% en la dirección principal, verificando que se presenten movimientos traslacionales y no de torsión, evitando la torsión en planta y el colapso de la estructura.

En las tablas del programa especializado a utilizarse llamada “Modal Participating Mass Ratios”, se debe tomar en cuenta los valores de UX y UY para traslaciones y el valor de RZ para rotación (torsión en planta) que no debe exceder del 10% del valor de la masa tomando como máximo el 12%.

6.7.11 Análisis del Comportamiento Sísmico

6.7.11.1 Análisis de Edificio Sin Rigidizadores

Se muestra la configuración estructural del edificio en la Figura N° 6.16

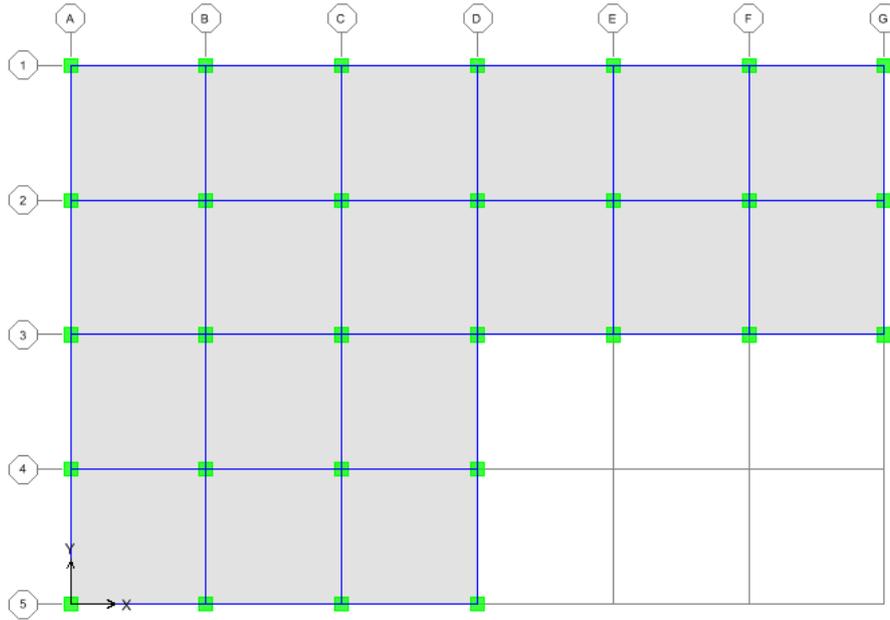


Figura N° 6.16 Distribución en Planta del Edificio Sin Rigidizadores

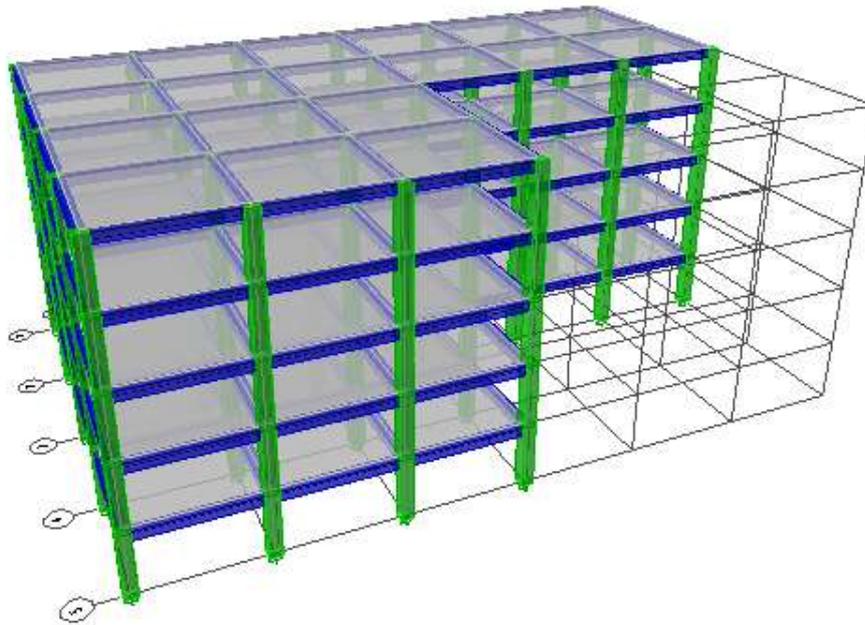


Figura N° 6.17 Vista Tridimensional del Edificio Sin Rigidizadores

Tabla N° 6.18 Derivas Máximas para Edificio Sin Rigidizadores

NIVEL DE PISO		CARGA	UBICACIÓN			DERIVAS		DERIVAS %	
Story	Item	Load	X (m)	Y (m)	Z (m)	DriftX	DriftY	0,75*R*DriftX*100	0,75*R*DriftY*100
PISO 5	Max Drift X	SXP	18	0	16	0,002292		1,03	0
PISO 5	Max Drift Y	SXP	36	12	16		0,000072	0	0,03
PISO 5	Max Drift X	SXN	18	0	16	0,002292		1,03	0
PISO 5	Max Drift Y	SXN	36	12	16		0,000072	0	0,03
PISO 5	Max Drift X	SYP	18	0	16	0,000068		0,03	0
PISO 5	Max Drift Y	SYP	36	12	16		0,002575	0	1,16
PISO 5	Max Drift X	SYN	18	0	16	0,000068		0,03	0
PISO 5	Max Drift Y	SYN	36	12	16		0,002575	0	1,16
PISO 4	Max Drift X	SXP	6	0	12,8	0,003691		1,66	0
PISO 4	Max Drift Y	SXP	36	24	12,8		0,000095	0	0,04
PISO 4	Max Drift X	SXN	6	0	12,8	0,003691		1,66	0
PISO 4	Max Drift Y	SXN	36	24	12,8		0,000095	0	0,04
PISO 4	Max Drift X	SYP	0	0	12,8	0,000078		0,04	0
PISO 4	Max Drift Y	SYP	36	18	12,8		0,004027	0	1,81
PISO 4	Max Drift X	SYN	0	0	12,8	0,000078		0,04	0
PISO 4	Max Drift Y	SYN	36	18	12,8		0,004027	0	1,81
PISO 3	Max Drift X	SXP	18	0	9,6	0,004823		2,17	0
PISO 3	Max Drift Y	SXP	36	24	9,6		0,000103	0	0,05
PISO 3	Max Drift X	SXN	18	0	9,6	0,004823		2,17	0
PISO 3	Max Drift Y	SXN	36	24	9,6		0,000103	0	0,05
PISO 3	Max Drift X	SYP	0	0	9,6	0,000072		0,03	0
PISO 3	Max Drift Y	SYP	36	12	9,6		0,005193	0	2,34
PISO 3	Max Drift X	SYN	0	0	9,6	0,000072		0,03	0
PISO 3	Max Drift Y	SYN	36	12	9,6		0,005193	0	2,34
PISO 2	Max Drift X	SXP	18	0	6,4	0,005023		2,26	0
PISO 2	Max Drift Y	SXP	36	12	6,4		0,000086	0	0,04
PISO 2	Max Drift X	SXN	18	0	6,4	0,005023		2,26	0
PISO 2	Max Drift Y	SXN	36	12	6,4		0,000086	0	0,04

PISO 2	Max Drift X	SYP	6	0	6,4	0,000044		0,02	0
PISO 2	Max Drift Y	SYP	36	12	6,4		0,005329	0	2,4
PISO 2	Max Drift X	SYN	6	0	6,4	0,000044		0,02	0
PISO 2	Max Drift Y	SYN	36	12	6,4		0,005329	0	2,4
PISO 1	Max Drift X	SXP	6	0	3,2	0,002873		1,29	0
PISO 1	Max Drift Y	SXP	36	24	3,2		0,000038	0	0,02
PISO 1	Max Drift X	SXN	6	0	3,2	0,002873		1,29	0
PISO 1	Max Drift Y	SXN	36	24	3,2		0,000038	0	0,02
PISO 1	Max Drift X	SYP	36	12	3,2	0,000008		0	0
PISO 1	Max Drift Y	SYP	18	6	3,2		0,002997	0	1,35
PISO 1	Max Drift X	SYN	36	12	3,2	0,000008		0	0
PISO 1	Max Drift Y	SYN	18	6	3,2		0,002997	0	1,35
							DERIVA MÁXIMA	2,26	2,40

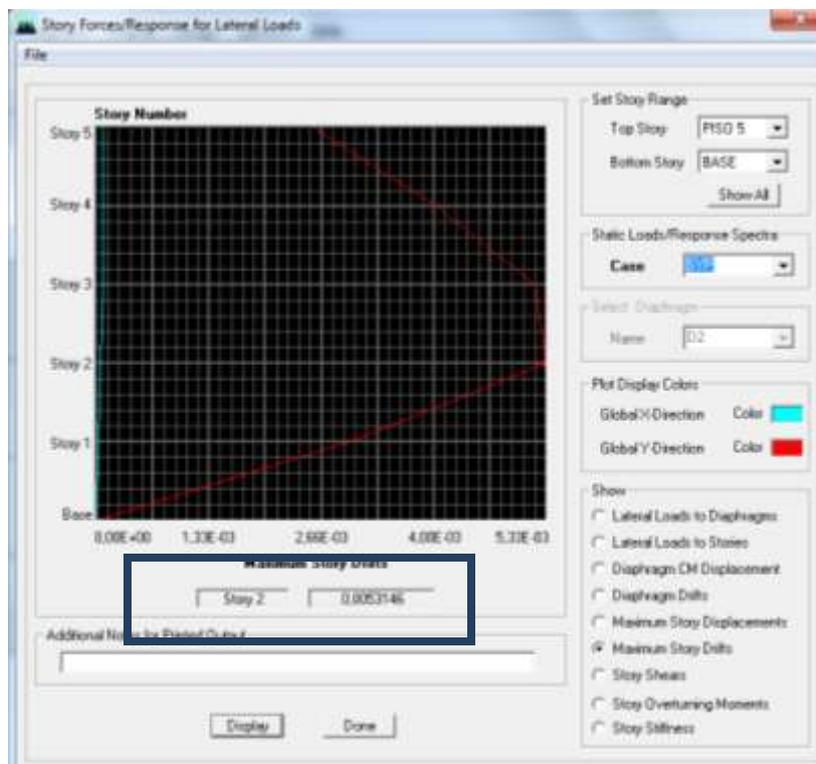


Figura N° 6.18 Deriva Máxima de Piso para Edificio Sin Rigidizadores

- Se aprecian que las mayores derivas se encuentran en el **PISO 2** del edificio debido a cargas por Sismo **SX**, en el **Sentido X de 2,26%**, y por carga de Sismo **SY** en el **Sentido en Y del 2,40%**, encontrándose fuera del rango que indica el NEC 2011 que es del 2%, tomándose en cuenta que las mayores derivas están en las esquinas de la estructura.
- En este modelo estructural se toma en cuenta que no existe ningún ducto de ascensor, es decir que cada piso es una sola losa equivalente maciza.
- Después de analizar las derivas de este modelo estructural se procederá a revisar modos de vibración para verificar si existe o no resonancia además de la torsión en planta.

Tabla N° 6.18 Modos de Vibración para Edificio Sin Rigidizadores

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,84	0,00	79,76	0,00	0,00	79,76	0,00	99,30	0,01	0,20	99,30	0,01	0,20
2	0,82	79,69	0,01	0,00	79,69	79,77	0,00	0,01	98,81	0,59	99,32	98,82	0,79
3	0,76	0,61	0,22	0,00	80,30	79,99	0,00	0,26	0,75	79,35	99,58	99,56	80,14
4	0,25	0,00	11,63	0,00	80,30	91,62	0,00	0,03	0,00	0,00	99,60	99,56	80,14

- El primer modo de vibración con un **Periodo de 0,84 segundos** apreciando una translación en la dirección Y presentando un valor de la masa de participación de **UY=79,76%**.
- El primer modo de vibración con un **Periodo de 0,82 segundos** apreciando una translación en la dirección X presentando un valor de la masa de participación de **UX=79,69%**.
- Para estos dos primeros modos fundamentales se debe verificar que no exista torsión en planta, tomando en cuenta el valor de **RZ** no supere el valor del **10%** de la

participación de la masa, para que la estructura solo tenga traslación en una misma dirección.

- Dichos valores de participación de masa son adimensionales dando una idea de las solicitaciones a la que está expuesta la estructura.

6.7.11.2 Análisis de Edificio con Ducto de Ascensor

Se muestra la configuración estructural del edificio en la Figura N° 6.19

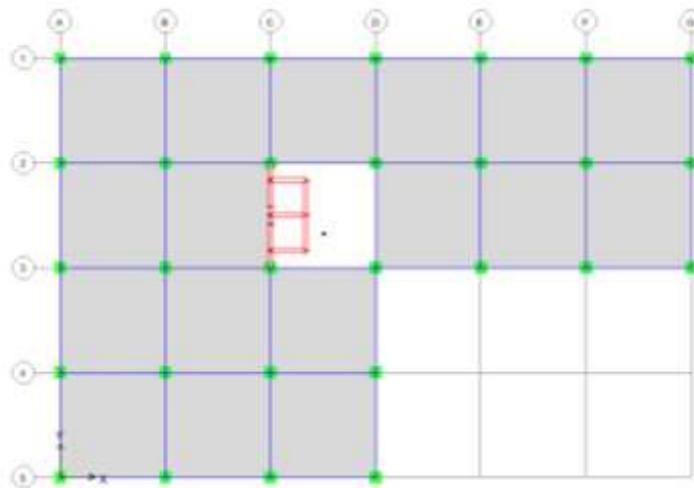


Figura N° 6.19 Distribución en Planta del Edificio Con Ducto de Ascensor

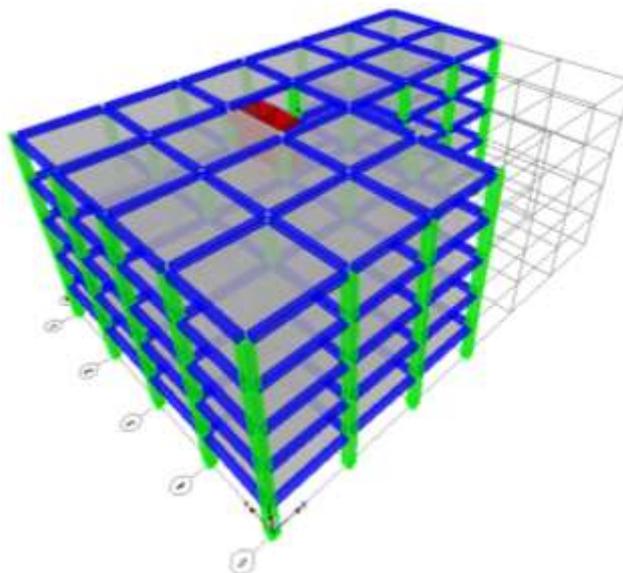


Figura N° 6.20 Vista Tridimensional del Edificio Con Ducto de Ascensor

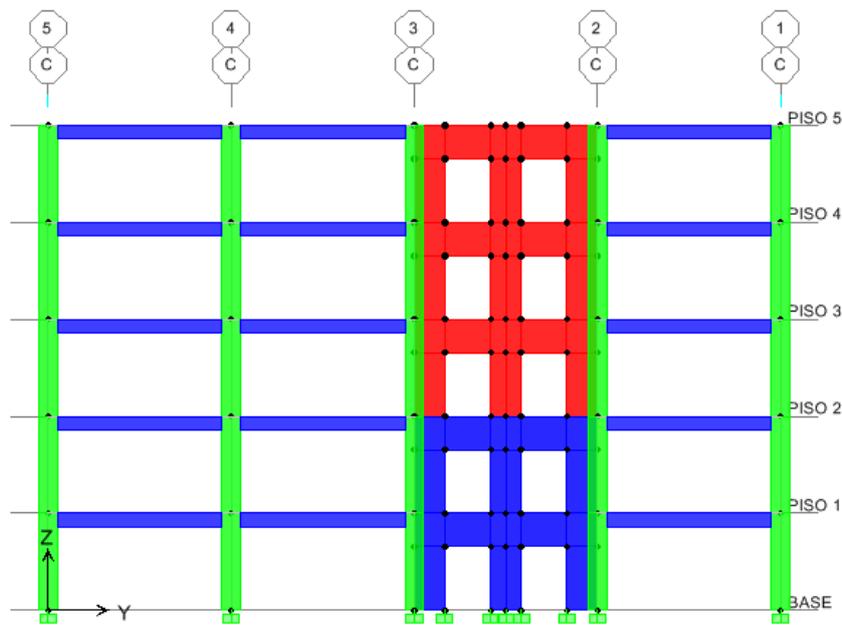


Figura N° 6.21 Vista Frontal del Ducto de Ascensor

Tabla N° 6.20 Derivas Máximas para Un Edificio Con Ducto de Ascensor

NIVEL DE PISO		CARGA	UBICACIÓN			DERIVAS		DERIVAS %	
Story	Item	Load	X (m)	Y (m)	Z (m)	DriftX	DriftY	0,75*R*DriftX*100	0,75*R*DriftY*100
PISO 5	Max Drift X	SXP	36	24	16	0,003266		1,71	0,00
PISO 5	Max Drift Y	SXP	36	18	16		0,000321	0,00	0,17
PISO 5	Max Drift X	SXN	18	0	16	0,003649		1,92	0,00
PISO 5	Max Drift X	SYP	18	0	16	0,000987		0,52	0,00
PISO 5	Max Drift Y	SYP	36	24	16		0,002724	0,00	1,43
PISO 5	Max Drift Y	SYN	0	24	16		0,001230	0,00	0,65
PISO 4	Max Drift X	SXP	36	24	12,8	0,003397		1,78	0,00
PISO 4	Max Drift Y	SXP	36	24	12,8		0,000348	0,00	0,18
PISO 4	Max Drift X	SXN	18	0	12,8	0,004022		2,11	0,00
PISO 4	Max Drift Y	SXN	36	24	12,8		0,001192	0,00	0,63
PISO 4	Max Drift X	SYP	18	0	12,8	0,001379		0,72	0,00

PISO 4	Max Drift Y	SYP	36	24	12,8		0,003394	0,00	1,78
PISO 4	Max Drift X	SYN	18	0	12,8	0,000108		0,06	0,00
PISO 4	Max Drift Y	SYN	0	24	12,8		0,001349	0,00	0,71
PISO 3	Max Drift X	SXP	36	24	9,6	0,003187		1,67	0,00
PISO 3	Max Drift Y	SXP	36	24	9,6		0,000347	0,00	0,18
PISO 3	Max Drift X	SXN	18	0	9,6	0,004012		2,11	0,00
PISO 3	Max Drift Y	SXN	36	24	9,6		0,001486	0,00	0,78
PISO 3	Max Drift X	SYP	18	0	9,6	0,001664		0,87	0,00
PISO 3	Max Drift Y	SYP	36	24	9,6		0,003778	0,00	1,98
PISO 3	Max Drift X	SYN	18	0	9,6	0,000126		0,07	0,00
PISO 3	Max Drift Y	SYN	0	24	9,6		0,001338	0,00	0,70
PISO 2	Max Drift X	SXP	36	24	6,4	0,002527		1,33	0,00
PISO 2	Max Drift Y	SXP	36	24	6,4		0,000295	0,00	0,15
PISO 2	Max Drift X	SXN	18	0	6,4	0,003372		1,77	0,00
PISO 2	Max Drift Y	SXN	36	24	6,4		0,001471	0,00	0,77
PISO 2	Max Drift X	SYP	18	0	6,4	0,001621		0,85	0,00
PISO 2	Max Drift Y	SYP	36	24	6,4		0,003524	0,00	1,85
PISO 2	Max Drift X	SYN	18	0	6,4	0,000122		0,06	0,00
PISO 2	Max Drift Y	SYN	0	24	6,4		0,001173	0,00	0,62
PISO 1	Max Drift X	SXP	36	24	3,2	0,001168		0,61	0,00
PISO 1	Max Drift Y	SXP	36	24	3,2		0,000147	0,00	0,08
PISO 1	Max Drift X	SXN	18	0	3,2	0,001618		0,85	0,00
PISO 1	Max Drift Y	SXN	36	24	3,2		0,000767	0,00	0,40
PISO 1	Max Drift X	SYP	18	0	3,2	0,000855		0,45	0,00
PISO 1	Max Drift Y	SYP	36	24	3,2		0,001862	0,00	0,98
PISO 1	Max Drift X	SYN	18	0	3,2	0,000062		0,03	0,00
							DERIVA MÁXIMA	2,11	1,98

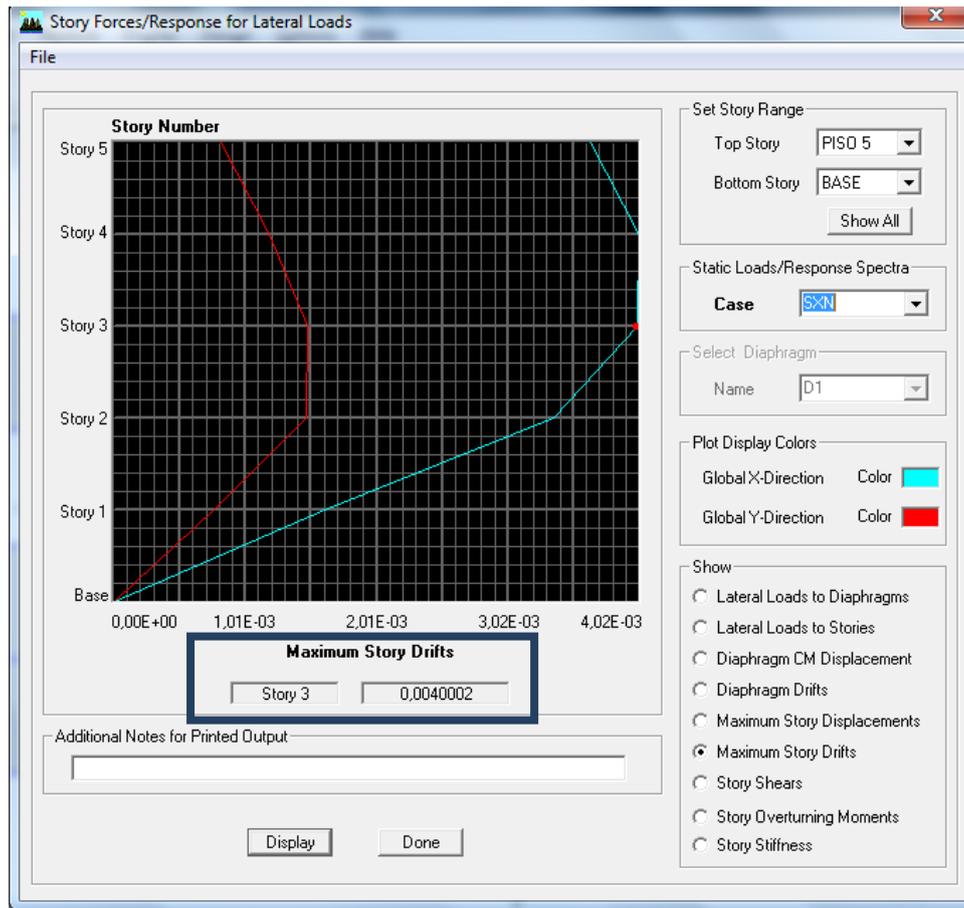


Figura N° 22 Deriva Máxima de Piso para Edificio Con Ducto de Ascensor

- Las mayores derivas se encuentran en el **PISO 3** del edificio debido a cargas por Sismo **SX** y **SY**, en el **Sentido X de 2,11%** estando fuera del rango del 2% y en el **Sentido en Y del 1,98%**, encontrándose dentro del rango que indica el NEC 2011.
- En este modelo estructural se toma en cuenta el ducto de ascensor donde el centro de rigidez se desliza en un rango mayor.
- Después de analizar las derivas de este modelo estructural se procederá a revisar modos de vibración para verificar si existe o no resonancia además de la torsión en planta.

Tabla N° 6.21 Modos de Vibración para Edificio Con Ducto de Ascensor

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,90	1,04	1,65	0,00	1,04	1,65	0,00	2,21	1,37	75,28	2,21	1,37	75,28
2	0,65	70,16	0,04	0,00	71,20	1,69	0,00	0,06	97,00	1,00	2,27	98,36	76,28
3	0,41	0,00	72,26	0,00	71,20	73,95	0,00	96,78	0,00	1,84	99,05	98,36	78,13
4	0,27	0,13	0,88	0,00	71,32	74,82	0,00	0,06	0,00	11,83	99,10	98,37	89,95

- El primer modo de vibración con un **Periodo de 0,90 segundos** apreciando una translación en la dirección Y presentando un valor de la masa de participación de **UY=1,65%**, y produciendo una torsión planta verificado por el valor de **RZ = 75,28%** de la masa participativa.
- El primer modo de vibración con un **Periodo de 0,65 segundos** apreciando una translación en la dirección X presentando un valor de la masa de participación de **UX=70,16%**.
- El análisis de derivas y modos de vibración se resuelve que este modelo estructural no es eficiente debido a que en el control de derivas en el Sentido X no cumple con el límite y además genera en el primer modo de vibración torsión en planta.

6.7.11.3 Análisis de Edificio Rigidizado con Muros de Corte

Se muestra la configuración estructural del edificio en la Figura N°6.23

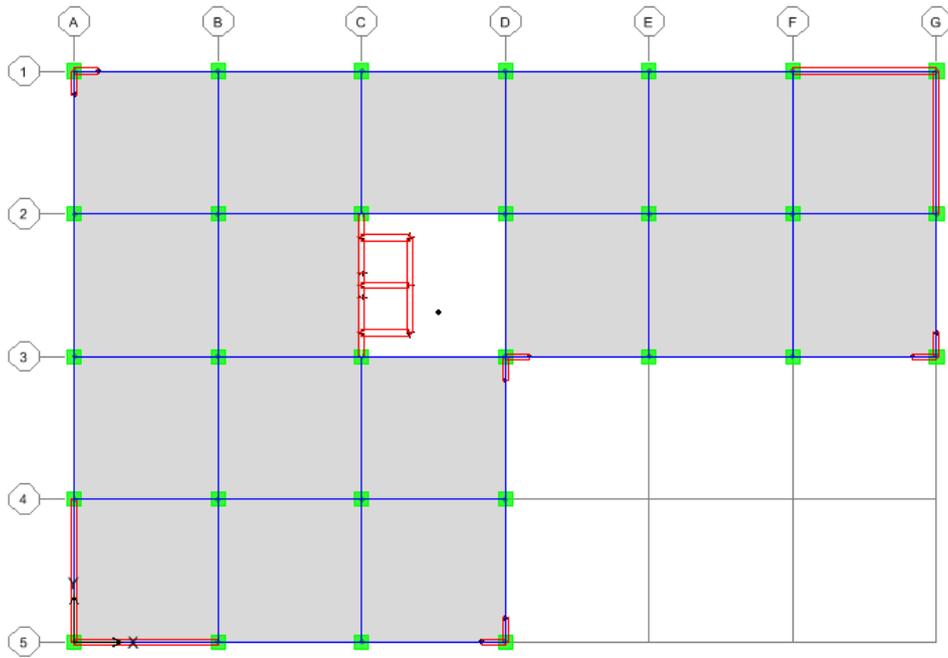


Figura N° 6.23 Distribución en Planta del Edificio Con Muros de Corte

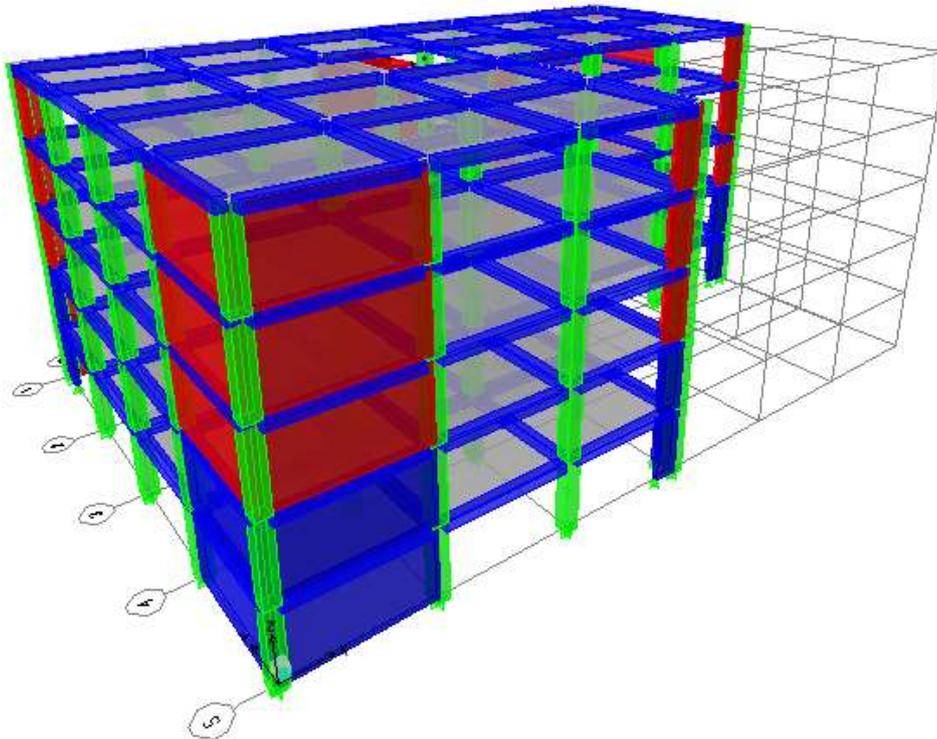


Figura N° 6.24 Vista Tridimensional del Edificio Con Muros de Corte

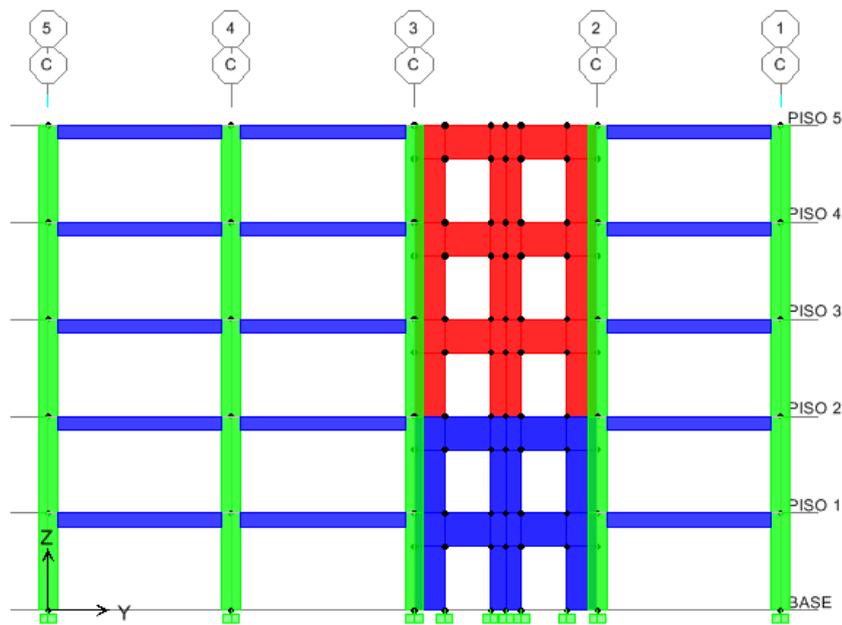


Figura N° 6.25 Vista Frontal del Ducto de Ascensor

Tabla N° 6.22 Derivas Máximas para Un Edificio Con Muros de Corte

NIVEL DE PISO		CARGA	UBICACIÓN			DERIVAS		DERIVAS %	
Story	Item	Load	X (m)	Y (m)	Z (m)	DriftX	DriftY	0,75*R*DriftX*100	0,75*R*DriftY*100
PISO 5	Max Drift X	SXP	12	18	14,9	0,000601		0,32	0,00
PISO 5	Max Drift Y	SXP	0	23	16		0,00022	0,00	0,12
PISO 5	Max Drift X	SXN	12	12	14,9	0,000593		0,31	0,00
PISO 5	Max Drift Y	SXN	36	13	16		0,000203	0,00	0,11
PISO 5	Max Drift X	SYN	1	24	16	0,000216		0,11	0,00
PISO 5	Max Drift Y	SYN	0	23	16		0,000497	0,00	0,26
PISO 4	Max Drift X	SXP	1	24	12,8	0,00062		0,33	0,00
PISO 4	Max Drift Y	SXP	0	23	12,8		0,000214	0,00	0,11
PISO 4	Max Drift X	SXN	17	0	12,8	0,000605		0,32	0,00
PISO 4	Max Drift Y	SXN	36	13	12,8		0,000193	0,00	0,10
PISO 4	Max Drift X	SYP	17	0	12,8	0,000191		0,10	0,00

PISO 4	Max Drift Y	SYP	36	13	12,8		0,000494	0,00	0,26
PISO 4	Max Drift X	SYN	1	24	12,8	0,000211		0,11	0,00
PISO 4	Max Drift Y	SYN	0	23	12,8		0,000523	0,00	0,27
PISO 3	Max Drift X	SXP	1	24	9,6	0,000589		0,31	0,00
PISO 3	Max Drift Y	SXP	0	23	9,6		0,000189	0,00	0,10
PISO 3	Max Drift X	SXN	17	0	9,6	0,000573		0,30	0,00
PISO 3	Max Drift Y	SXN	36	13	9,6		0,000166	0,00	0,09
PISO 3	Max Drift X	SYP	17	0	9,6	0,000166		0,09	0,00
PISO 3	Max Drift Y	SYP	36	13	9,6		0,00047	0,00	0,25
PISO 3	Max Drift X	SYN	1	24	9,6	0,000187		0,10	0,00
PISO 3	Max Drift Y	SYN	0	23	9,6		0,000501	0,00	0,26
PISO 2	Max Drift X	SXP	1	24	6,4	0,000487		0,26	0,00
PISO 2	Max Drift Y	SXP	0	23	6,4		0,000139	0,00	0,07
PISO 2	Max Drift X	SXN	17	0	6,4	0,000471		0,25	0,00
PISO 2	Max Drift Y	SXN	36	13	6,4		0,000115	0,00	0,06
PISO 2	Max Drift X	SYP	17	0	6,4	0,000118		0,06	0,00
PISO 2	Max Drift Y	SYP	36	13	6,4		0,000394	0,00	0,21
PISO 2	Max Drift X	SYN	1	24	6,4	0,000138		0,07	0,00
PISO 2	Max Drift Y	SYN	0	23	6,4		0,000424	0,00	0,22
PISO 1	Max Drift X	SXP	1	24	3,2	0,000263		0,14	0,00
PISO 1	Max Drift Y	SXP	14	17	3,2		0,000063	0,00	0,03
PISO 1	Max Drift X	SXN	17	0	3,2	0,000252		0,13	0,00
PISO 1	Max Drift Y	SXN	14	17	3,2		0,000061	0,00	0,03
PISO 1	Max Drift X	SYP	14	17	3,2	0,000051		0,03	0,00
PISO 1	Max Drift Y	SYP	36	13	3,2		0,000222	0,00	0,12
PISO 1	Max Drift X	SYN	14	17	3,2	0,000059		0,03	0,00
							DERIVA MÁXIMA	0,33	0,27

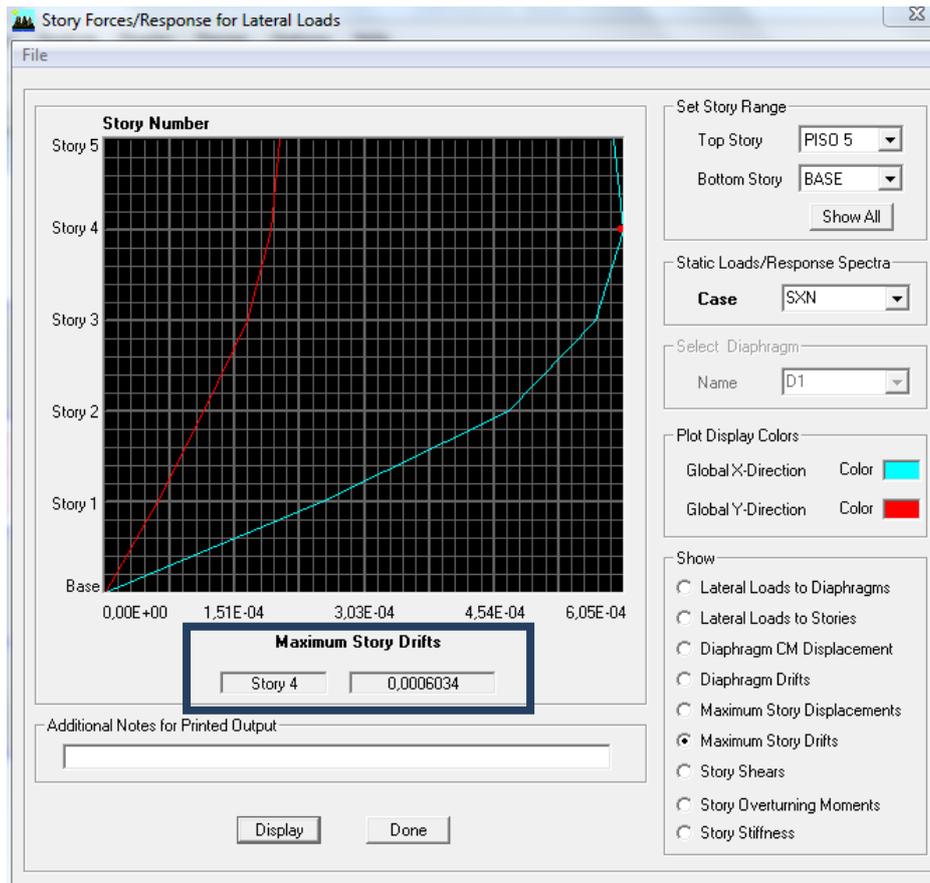


Figura N° 6.26 Deriva Máxima de Piso para Edificio Con Muros de Corte

- Con esta configuración las mayores derivas se encuentran en el **PISO 4** del edificio debido a cargas por Sismo **SX** y **SY**, en el **Sentido X de 0,33%** y en el **Sentido en Y del 0,27%**, encontrándose dentro del rango que indica el NEC 2011 del 2%.
- En este modelo estructural se toma en cuenta el ducto de ascensor y aportando con muros de corte perimetrales se restablece el centro de rigidez de la estructura teniendo una simetría, la desventaja es que concentran las cargas en la cimentación.
- Después de analizar las derivas de este modelo estructural se procederá a revisar modos de vibración para verificar si existe o no resonancia además de la torsión en planta.

Tabla N° 6.23 Modos de Vibración para Edificio Con Muros de Corte

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,31	47,70	23,88	0	47,70	23,88	0	32,97	65,41	0,10	32,97	65,41	0,10
2	0,22	25,59	50,00	0	73,29	73,88	0	65,87	33,46	0,07	98,84	98,87	0,16
3	0,15	0,00	0,10	0	73,30	73,98	0	0,17	0,01	76,48	99,00	98,88	76,64
4	0,07	12,72	8,00	0	86,02	81,98	0	0,54	0,80	0,03	99,54	99,69	76,67

- El primer modo de vibración con un **Periodo de 0,31 segundos** apreciando una translación en la dirección X presentando un valor mayor de la masa de participación de **UX=47,70%**
- El primer modo de vibración con un **Periodo de 0,22 segundos** apreciando una translación en la dirección Y presentando un valor de la masa de participación de **UY=50,00%.**
- Para los dos primeros modos fundamentales se verifica que el valor de **RZ = 0 %** de la masa de participación, donde no existe puntos de inflexión y no sufre una torsión en planta.
- Cabe recalcar que las cargas horizontales que actúan en sentido del plano del muro poseen una inercia mayor que las mismas cargas actúen perpendicular al plano del muro, es decir la capacidad de resistencia es mayor en el sentido paralelo al plano pero muchísimo menor en sentido transversal. Por dicha razón frecuentemente se colocan muros de forma ortogonal para poder generar resistencia a todas las cargas horizontales.

6.7.11.4 Análisis de Edificio Rigidizado con Cruces de San Andrés

Se muestra la configuración estructural del edificio en la Figura N° 6.27

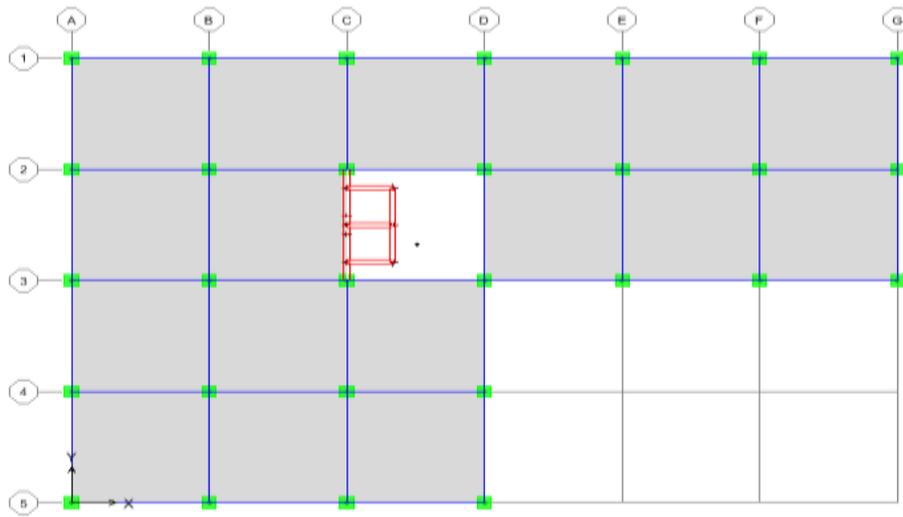


Figura N° 6.27 Distribución en Planta del Edificio Con Cruces de San Andrés

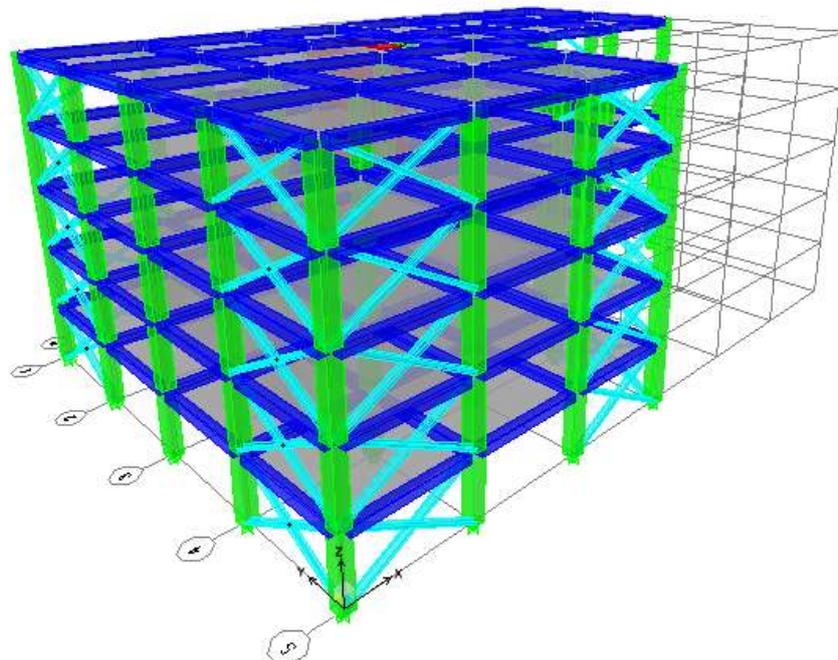


Figura N 6.28 Vista Tridimensional del Edificio Con Cruces de San Andrés

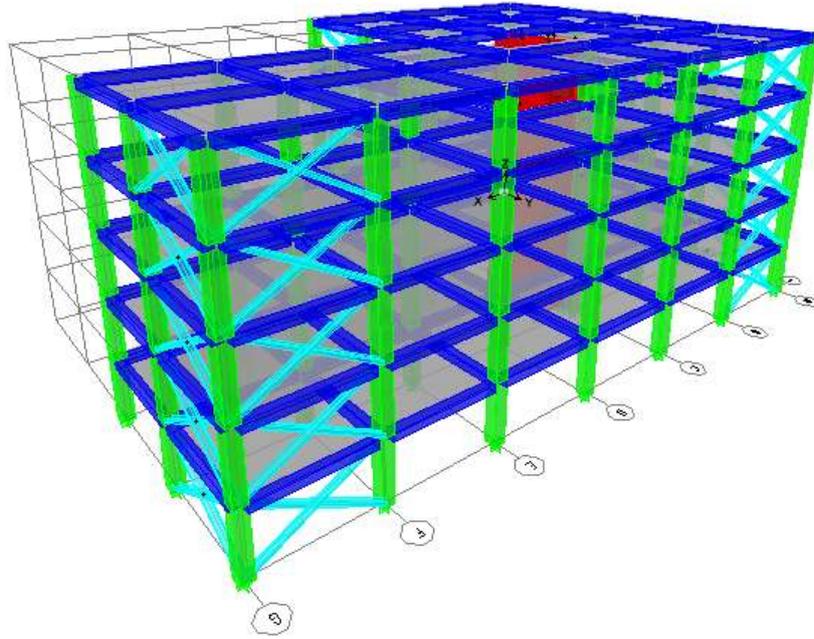


Figura N° 6.29 Vista Posterior Tridimensional del Edificio Con Cruces de San Andrés

Tabla N° 6.24 Derivas Máximas para Edificio Con Cruces de San Andrés

NIVEL DE PISO		CARGA	UBICACIÓN			DERIVAS		DERIVAS %	
Story	Item	Load	X (m)	Y (m)	Z (m)	DriftX	DriftY	$0,75 \cdot R \cdot \text{DriftX} \cdot 100$	$0,75 \cdot R \cdot \text{DriftY} \cdot 100$
PISO 5	Max Drift X	SXP	12	18	14,9	0,001171		0,61	0,00
PISO 5	Max Drift Y	SXP	36	24	16		0,000118	0,00	0,06
PISO 5	Max Drift X	SXN	12	12	14,9	0,001146		0,60	0,00
PISO 5	Max Drift Y	SYP	36	24	16		0,000841	0,00	0,44
PISO 5	Max Drift X	SYN	18	0	16	0,000016		0,01	0,00
PISO 5	Max Drift Y	SYN	12	18	14,9		0,000681	0,00	0,36
PISO 4	Max Drift X	SXP	36	24	12,8	0,001305		0,69	0,00
PISO 4	Max Drift Y	SXP	36	24	12,8		0,000149	0,00	0,08
PISO 4	Max Drift X	SXN	12	12	11,7	0,001267		0,67	0,00
PISO 4	Max Drift Y	SXN	36	24	12,8		0,000052	0,00	0,03
PISO 4	Max Drift X	SYP	18	0	12,8	0,000163		0,09	0,00

PISO 4	Max Drift Y	SYP	36	24	12,8		0,001029	0,00	0,54	
PISO 4	Max Drift X	SYN	18	0	12,8	0,000017		0,01	0,00	
PISO 4	Max Drift Y	SYN	0	24	12,8		0,000771	0,00	0,40	
PISO 3	Max Drift X	SXP	36	24	9,6	0,001351		0,71	0,00	
PISO 3	Max Drift Y	SXP	36	24	9,6		0,000169	0,00	0,09	
PISO 3	Max Drift X	SXN	18	0	9,6	0,00132		0,69	0,00	
PISO 3	Max Drift Y	SXN	36	24	9,6		0,000079	0,00	0,04	
PISO 3	Max Drift X	SYP	18	0	9,6	0,000206		0,11	0,00	
PISO 3	Max Drift Y	SYP	36	24	9,6		0,001122	0,00	0,59	
PISO 3	Max Drift X	SYN	18	0	9,6	0,000018		0,01	0,00	
PISO 3	Max Drift Y	SYN	0	24	9,6		0,000797	0,00	0,42	
PISO 2	Max Drift X	SXP	36	24	6,4	0,0012		0,63	0,00	
PISO 2	Max Drift Y	SXP	36	24	6,4		0,000163	0,00	0,09	
PISO 2	Max Drift X	SXN	18	0	6,4	0,001193		0,63	0,00	
PISO 2	Max Drift Y	SXN	36	24	6,4		0,000111	0,00	0,06	
PISO 2	Max Drift X	SYP	18	0	6,4	0,000234		0,12	0,00	
PISO 2	Max Drift Y	SYP	36	24	6,4		0,001106	0,00	0,58	
PISO 2	Max Drift X	SYN	18	0	6,4	0,000017		0,01	0,00	
PISO 2	Max Drift Y	SYN	0	24	6,4		0,00074	0,00	0,39	
PISO 1	Max Drift X	SXP	36	24	3,2	0,00066		0,35	0,00	
PISO 1	Max Drift Y	SXP	36	24	3,2		0,000096	0,00	0,05	
PISO 1	Max Drift X	SXN	18	0	3,2	0,000687		0,36	0,00	
PISO 1	Max Drift Y	SXN	36	24	3,2		0,000112	0,00	0,06	
PISO 1	Max Drift X	SYP	18	0	3,2	0,000184		0,10	0,00	
PISO 1	Max Drift Y	SYP	36	24	3,2		0,000745	0,00	0,39	
PISO 1	Max Drift Y	SYN	0	24	3,2		0,000464	0,00	0,24	
								DERIVA MÁXIMA	0,71	0,59

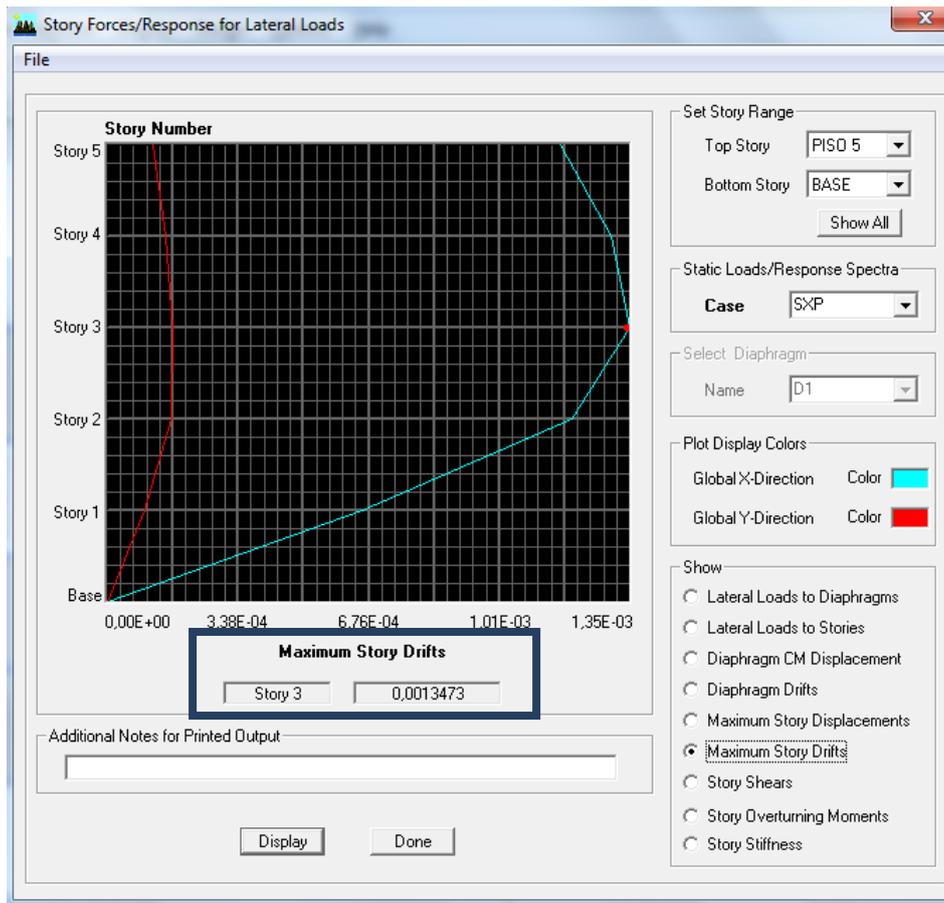


Figura N° 6.30 Deriva Máxima de Piso para Edificio Con Cruces de San Andrés

- Se observa que las mayores derivas se encuentran en el **PISO 3** del edificio debido a cargas por Sismo **SX** y **SY**, en el **Sentido X de 0,71%** y en el **Sentido en Y del 0,59%**, encontrándose dentro del rango que indica el NEC 2011 del 2%.
- El modelo estructural se toma en cuenta el ducto de ascensor y aportando con cruces de San Andrés perimetrales se produce un cambio en el centro de rigidez del piso provocando que se desplace con respecto a anterior modelos.
- Después de analizar las derivas de este modelo estructural se procederá a revisar modos de vibración para verificar si existe o no resonancia además de la torsión en planta.

- **Tabla N° 6.25 Modos de Vibración para Edificio Con Cruces de San Andrés**

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,42	74,99	0,02	0	74,99	0,02	0	0,03	99,08	0,19	0,03	99,08	0,19
2	0,37	0,19	30,43	0	75,19	30,45	0	39,09	0,24	50,42	39,12	99,32	50,61
3	0,32	0,03	46,34	0	75,22	76,79	0	60,45	0,04	32,60	99,57	99,35	83,21
4	0,12	0,00	5,10	0	75,22	81,88	0	0,07	0,00	7,53	99,64	99,35	90,73

- El primer modo de vibración con un **Periodo de 0,42 segundos** apreciando una translación en la dirección X presentando un valor de la masa de participación de **UX=74,99%**.
- El primer modo de vibración con un **Periodo de 0,37 segundos** apreciando una translación en la dirección Y presentando un valor de la masa de participación de **UY=30,43%** y produciendo una torsión en planta verificado por el valor de **RZ=50,61%** de la masa participativa.
- El análisis de derivas y modos de vibración se concluye que este modelo estructural no es eficiente debido a que en el control de derivas cumple con lo establecido en la norma NEC 2011, en el segundo modo de vibración se presenta torsión en planta.

6.7.11.5 Comparación entre los Diferentes Modelos Estructurales

Se toma en cuenta todos los resultados obtenidos de los diferentes modelos estructurales, para poder apreciar de mejor manera el comportamiento sísmico de cada una de ellas.

Tabla N° 6.26 Resumen de Derivas de los Diferentes Modelos Estructurales

Modelo Estructural	Deriva Máxima en Sentido X	Deriva Máxima en Sentido Y
Sin Rigidizadores	2,26	2,40
Con Ducto de Ascensor	2,11	1,98
Con Muros de Corte	0,33	0,27
Con Cruz de San Andrés	0,71	0,59

- En la Tabla N° 6.26 se puede observar que el modelo estructural “sin rigidizadores” y “con ducto de ascensor” no cumple con los límites de deriva del NEC 2011 del 2%.
- El modelo estructural con mejores resultados es el de “muros de corte”, con una deriva máxima en el Sentido X es de 0,33% y 0,27% en el Sentido Y, lo que indica que la utilización de “muros de corte” ayuda a reducir en un gran porcentaje, aportando de rigidez lateral para la presencia de cargas horizontales de sismo.
- El modelo estructural “sin rigidizadores” es el que presenta la peor eficiencia en cuanto a que supera la deriva máxima permitida por el NEC 2011, localizándose en las esquinas de la estructura, debiendo aumentar secciones de elementos estructurales, o analizar la estructura tipo “L” como dos estructuras separadas por juntas de dilatación.

- Para la optimización y análisis se escogerá con “muros de corte”, ya que este modelo estructural presenta resultados que se encuentran dentro de los límites de deriva establecidos por el NEC 2011.

Tabla N° 6.27 Resumen de Las Derivas Máximas Por Piso de Cada Modelo Estructural

DERIVAS MAXIMAS DE PISO				
Piso	Sin Rigidizadores	Con ducto de Ascensor	Con Muros de Corte	Con Cruz de San Andrés
1	1,35	0,98	0,14	0,39
2	2,40	1,85	0,26	0,63
3	2,34	2,11	0,31	0,71
4	1,81	2,11	0,33	0,69
5	1,16	1,92	0,32	0,61

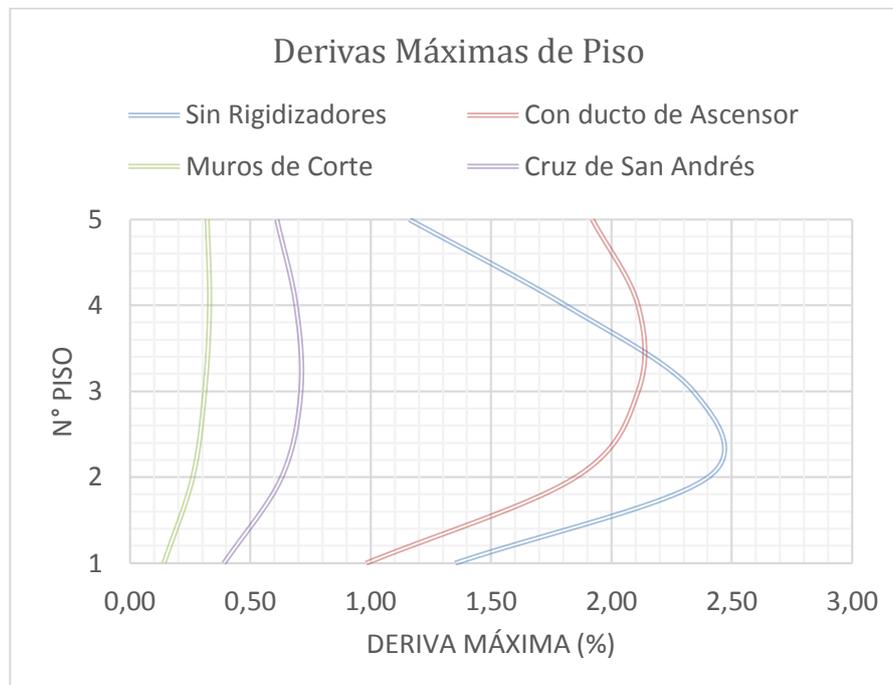


Figura N° 6.31 Gráfica de las Derivas Máximas de Piso de cada Modelo Estructural

- Las derivas máximas de los diferentes modelos estructurales se encuentran a partir del segundo piso al cuarto.
- Para la presencia de ductos de ascensor se recomienda una buena distribución perimetral de muros de corte para aportar rigidez.
- El modelo estructural que no tuvo buen comportamiento es “sin rigidizadores”, ya que su configuración estructural no permite cumplir con los límites establecidos y cumpliendo insatisfactoriamente los requerimientos del sismo, y a pesar de que las luces en ambos sentidos son de 6 metros dado una cierta simetría, debido a su configuración tipo “L” en planta absorbe las fuerzas sísmicas de manera desfavorable, solo con la ayuda del “programa especializado” se debió aumentar secciones a los elementos estructurales, pero se presentaba un sobre dimensionamiento en la estructura. Se llega a la conclusión de que una alternativa sería analizar a la estructura en dos partes diferentes y separadas.
- A pesar que la mayoría de modelos estructurales cumplen con la deriva máxima permitida por el NEC 2011, al colocar ciertos elementos estructurales a la edificación que aportarían rigidez es de muchísima importancia revisar los modos de vibración ya que con los mismos se verifica si la estructura presenta problemas de torsión en planta.
- La aportación de estabilidad al edificio se encuentra cuando elementos estructurales como muros o cruces de San Andrés se colocan de manera simétrica y perimetral en la estructura, absorbiendo de manera eficiente las fuerzas sísmicas y que presente un mejor comportamiento frente a desplazamientos.
- Hay que tomar en cuenta que la estabilidad está ligada a la simetría y a la correcta disposición de muros estructurales o cruces de San Andrés para evitar la torsión en planta.

- Se recomienda que el pre dimensionamiento de elementos sea tomado solo en cuenta como referencia para la presentación de resultados, ya que si colocamos muros de corte serán los encargados de absorber la mayor parte de la fuerza sísmica.

Tabla N° 6.28 Resumen de Modos de Vibración para los Diferentes Modelos Estructurales

Modelo Estructural	Modo de Vibración	Periodo (segundos)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
Sin Rigidizadores	1	0,84	0,00	79,69	0,20
	2	0,82	79,69	0,01	0,59
Con ducto de Ascensor	1	0,90	1,04	1,65	75,28
	2	0,65	70,16	0,04	1,00
Muros de Corte	1	0,31	47,70	23,88	0,10
	2	0,22	25,59	50,00	0,07
Cruz de San Andrés	1	0,42	74,99	0,02	0,19
	2	0,37	0,19	30,43	50,42

- Los modelos estructurales que no cumplen los requisitos ante problemas de torsión en planta, es decir los que tienen valores de RZ mayores al 10% es el que posee el “ducto de ascensor” y las “cruces de San Andrés” que a pesar que cumple requerimientos de deriva tienen problemas en los modos de vibración y produce inestabilidad ante la presencia de un sismo
- El modelo estructural “sin rigidizadores” aunque no presenta un rotación en planta debido a la simetría entre sus ejes que ayudan a que el centro de rigideces no este tan desplazado del centro de masas, presentan derivas que superan la máxima permitida

por lo que de igual manera existe una inestabilidad ante la presencia de fuerzas sísmicas.

- El modelo estructural con menor eficiencia y que muestra resultados bajos fue el que posee “Con Ducto de Ascensor” ya que presentan participación de masas en los dos sentidos UX y UY, dando como consecuencia la rotación en planta por lo que este modelo estructural es el menos recomendable a utilizarse mostrándose una estructura inestable ante la presencia de un sismo.
- Se puede observar que el modelo estructural con “Muros de Corte” es el más aceptable ya que el análisis de los modos de vibración se verifica movimientos traslacionales y no rotacionales, su periodo fundamental es el menor con respecto a los demás modelos estructurales comportándose de forma favorable ya que tarda menos en completar un ciclo de vibración y con la capacidad de absorber las fuerzas sísmicas de tal manera que cumplen con los límites establecidos.
- Cabe recalcar que el modelo estructural “Sin Rigidizar” se tomó en cuenta para observar que consecuencias produce el desprestigiar el ducto para ascensores, como es la presencia de problemas de torsión en planta, es decir genera un desfase entre el centro de masas y el de rigideces que puede llevar al colapso de la estructura.
- Más adelante se muestra paso a paso el análisis y diseño para el modelo estructural con mejor comportamiento ante un sismo, el cual fue con “Muros de Corte”.
- Para el análisis estático a los muros de corte se los considera como vigas de gran peralte y en voladizo empotradas en una losa o cimentación. La sección transversal del muro es delgada dando lugar a la inestabilidad, sin embargo como las losas actúan como diagramas estos aportan de soporte lateral al muro, por ende la longitud crítica para efectos de pandeo será la altura de entrepiso.

- Se debe controlar los desplazamientos laterales de los muros de corte, de lo contrario se generan momentos flexionantes adicionales de consideración. La mayoría de muros tienen centímetros de espesor, pero varios metros de ancho, y en cada planta tridimensional la rigidez de estos muros es proporcional al momento de inercia (I) de la sección. La rigidez de secciones rectangulares varía con el área del cuadrado de su altura (d) en el sentido de la carga, de donde para muros estructurales se tiene:

$$I = A * \frac{d^2}{12}$$

6.7.12. Modelación Tridimensional de la Estructura Utilizando un Programa Especializado en Edificaciones

Se debe seguir los siguientes pasos que se detallan a continuación:

Paso 1: Área de Trabajo

- Abrir el Programa
- Abrir la ventana de la esquina inferior derecha para escoger las unidades en las que se va a trabajar, por el momento se tomará Ton.m

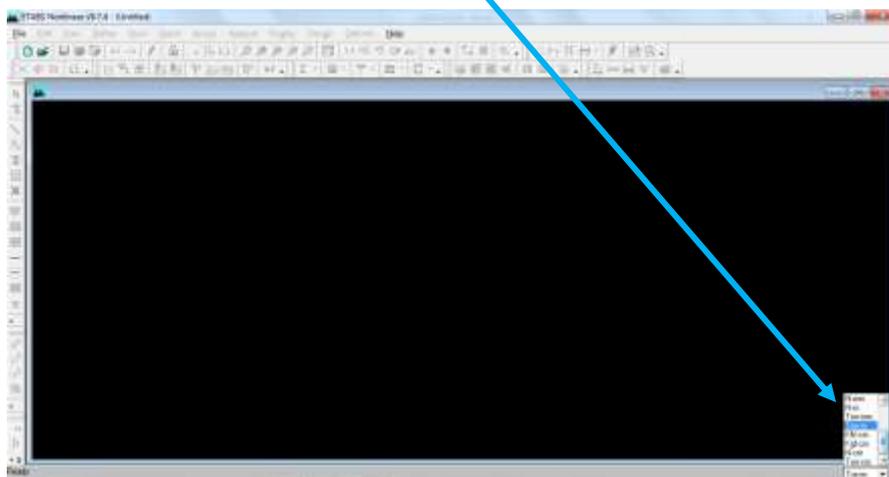


Figura N° 6.32 Selección de Unidades de Trabajo

- Seleccionamos **File** y a continuación **New Model**

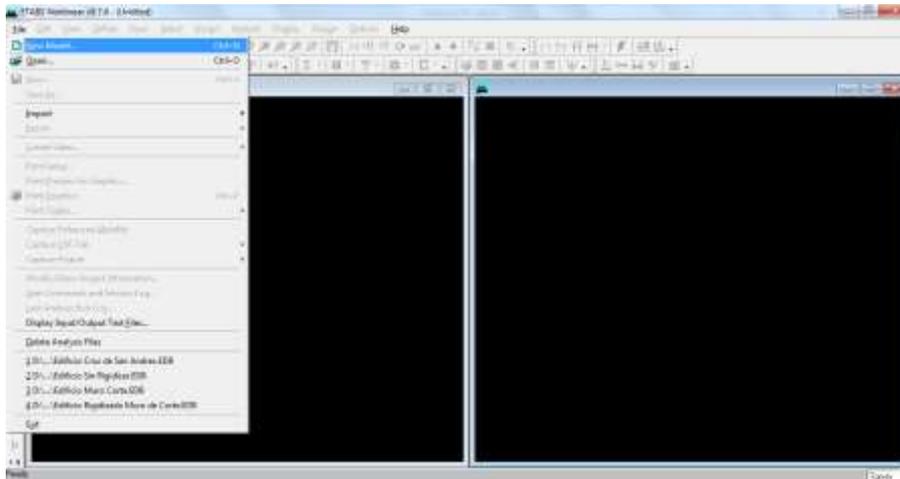


Figura N° 6.33 Creación de Un Nuevo Modelo

- A continuación una ventana aparecerá, lo único que debemos hacer es dar click en **No**
- Se desplegará inmediatamente una ventana donde podremos definir las características de la malla de trabajo como son: número de pisos, altura de entrepiso, número de líneas en el sentido en X Y con su respectiva separación.

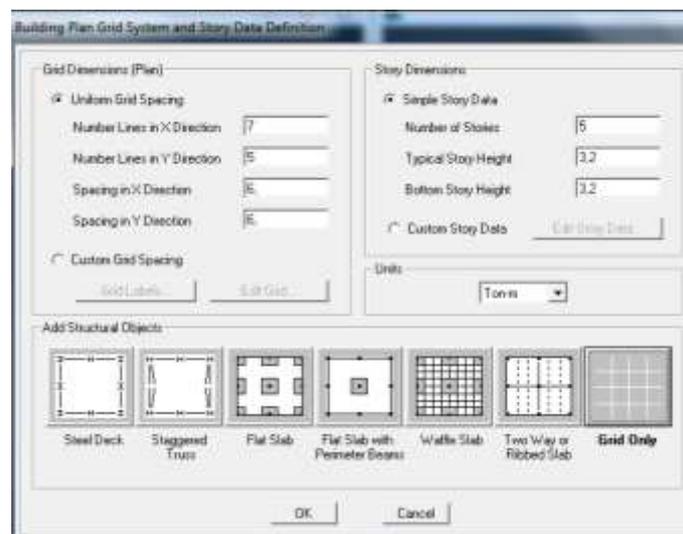


Figura N° 6.34 Definir Parámetros de la Malla

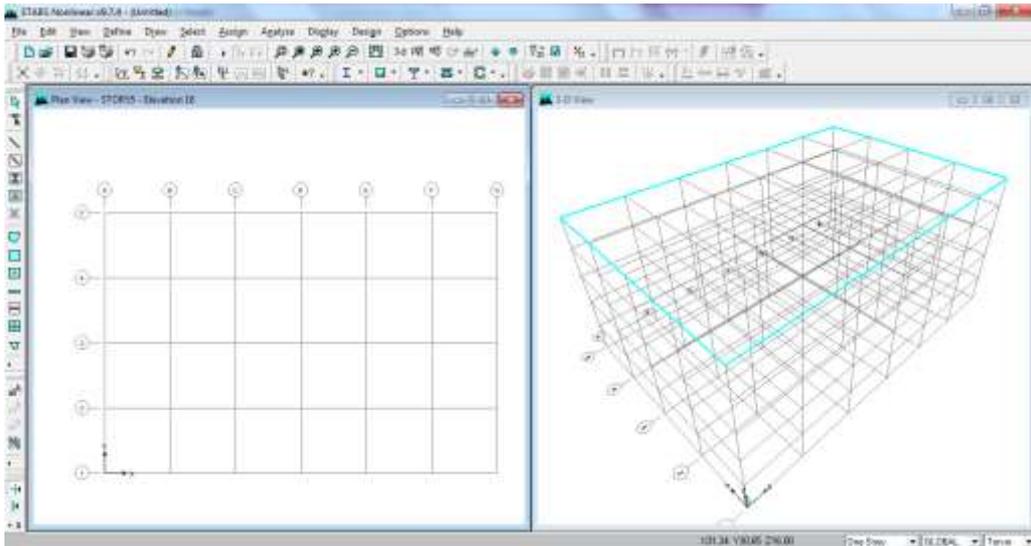


Figura N° 6.35 Malla en Planta y en 3D

Paso 2: Definir Características de los Materiales

- Damos click en **Define/Material Properties/Add New Material**

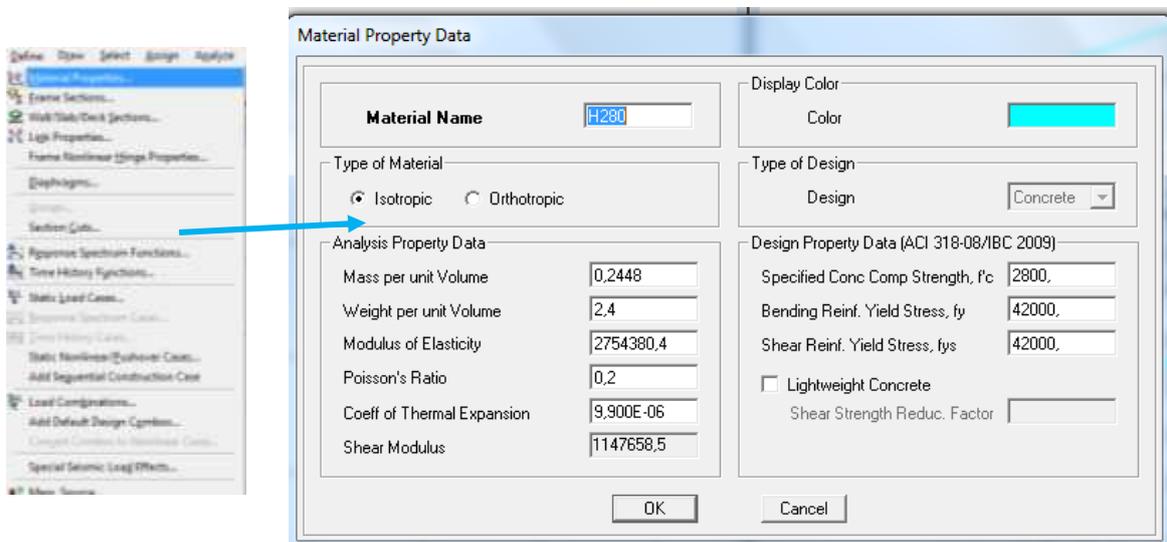


Figura N° 6.36 Definir Características del Material

- En la Figura N° indica los valores a ser colocados para un hormigón de $f'_c = 280$ kg/cm² que se utilizará para los muros de corte, adicionalmente debemos realizar el

mismo procedimiento y colocar los respectivos valores para un hormigón de $f'c = 240$ kg/cm² utilizado para vigas, columnas y losa.

- **Nota:** debido a que las unidades en que estamos trabajando son “ton.m” debemos tener mucho cuidado al ingresar los datos.

Paso 2: Definir Secciones Tipo Frame

- Abrimos la ventana **Define/Frame Sections...**
- Seleccionaremos **Add Rectangular** y llenaremos los datos de altura y base para las **vigas y columnas** y definiendo con un $f'c = 240$ kg/cm²

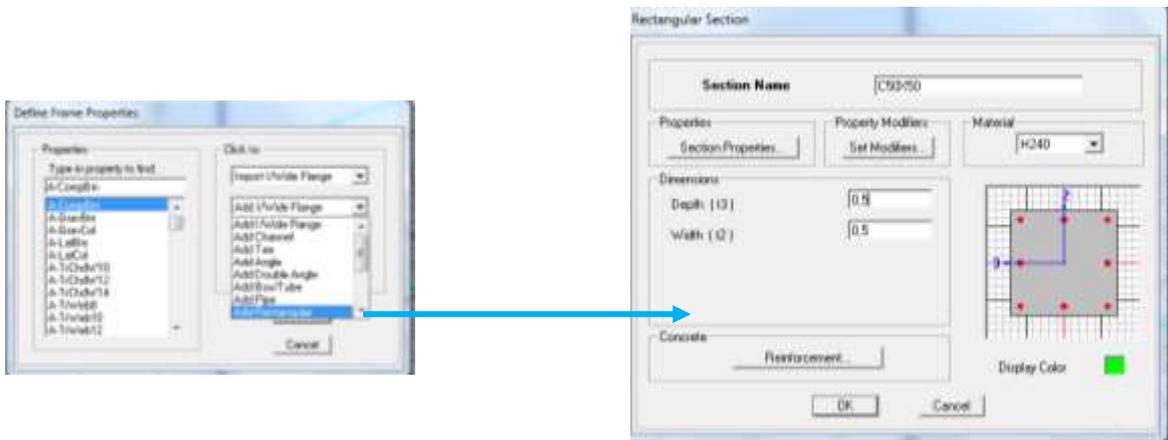


Figura N° 6.37 Definir Características de Sección Columna

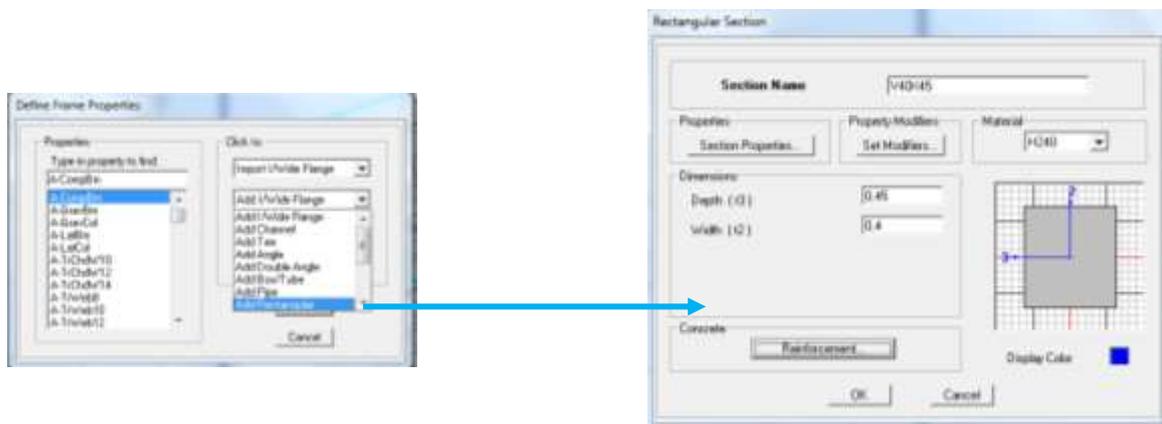


Figura N° 6.38 Definir Características de Sección Viga

- La opción **Reinforcement** indicamos si es de tipo **viga o columna** y su recubrimiento tanto superior como inferior.
- Las inercias agrietadas se modificará en la opción **Set Modifiers..** afectando el momento de inercia por un factor de 0,8 en columnas y para vigas 0,5 en ambos sentidos.

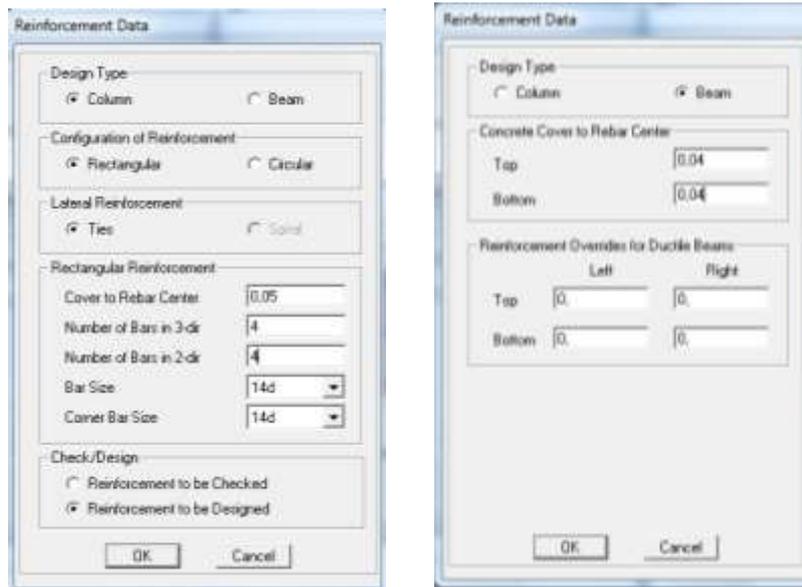


Figura N° 6.39 Definir Recubrimiento en Vigas y Columnas

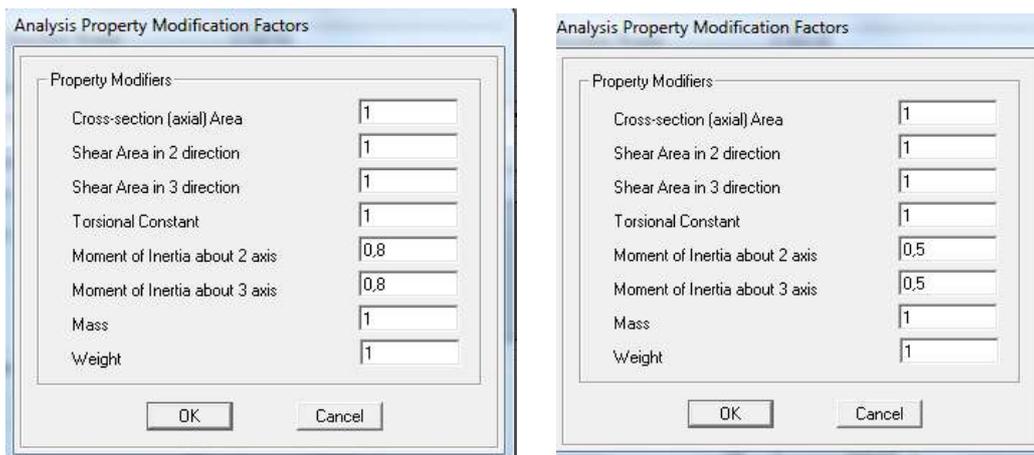


Figura N° 6.40 Definir Inercias Agrietadas de Columnas y Vigas

Paso 3: Definir Secciones Tipo Slab (Losa)

- Abrimos la ventana **Define/Wall-Slab-Deck Sections**
- Seleccionamos **Add New Slab** y colocamos el espesor de la losa de 18,06 cm para una losa maciza equivalente a una losa alivianada de 25 cm, además se debe indicar que trabaje como membrana para que transmita las cargas a las vigas y tenga capacidad de flexión.

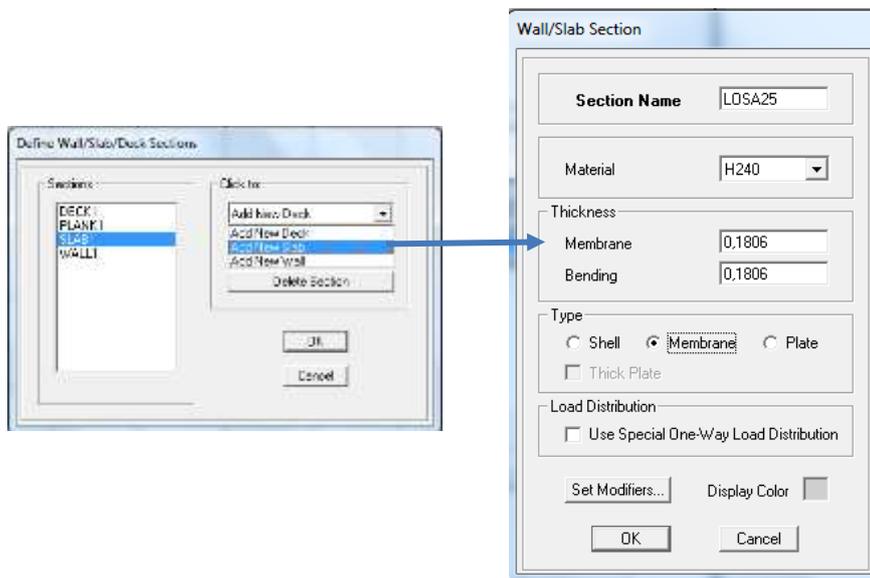


Figura N° 6.41 Definir Elemento Losa

Paso 4: Definir Secciones Tipo Wall (Muros de Corte)

- Abrimos la ventana **Define/Wall-Slab-Deck Sections**
- Seleccionamos **Add New Wall**, colocamos un espesor de 0,30 cm, además se debe indicar que trabaje como shell con un $f'c = 280\text{kg/cm}^2$, el código NEC 2011 indica que se debe trabajar con una inercia agrietada de 0,60 para los dos primeros pisos de la edificación, así que se crearan dos muros el MURO1 para los dos primeros pisos y el MURO2 para los pisos superiores.

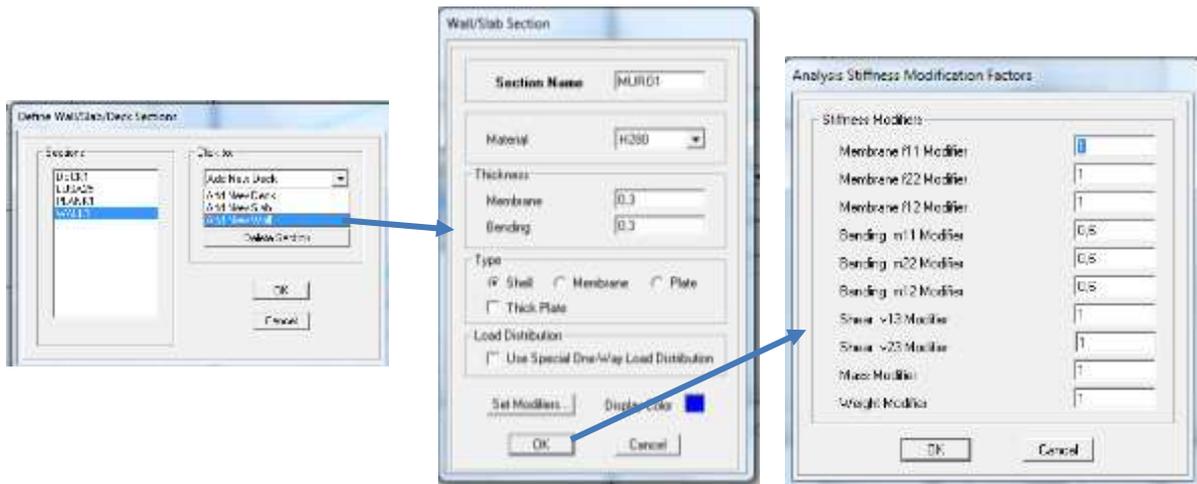


Figura N° 6.42 Definir Muros de Corte e Inercia Agrietada

Paso 5: Definir Estados de Carga Estáticos

- Seleccionamos **Define/Static Load Cases/**
- Se desplegará la siguiente ventana que por defecto se encuentran dos estados de carga DEAD y LIVE los cuales modificaremos y nombraremos PP (Peso Propio) para DEAD y VIVA para LIVE además agregaremos un estado de carga de Type = Dead y la asignaremos con el nombre de CM (Carga Muerta) con un “Self Weight Multiplier”=1

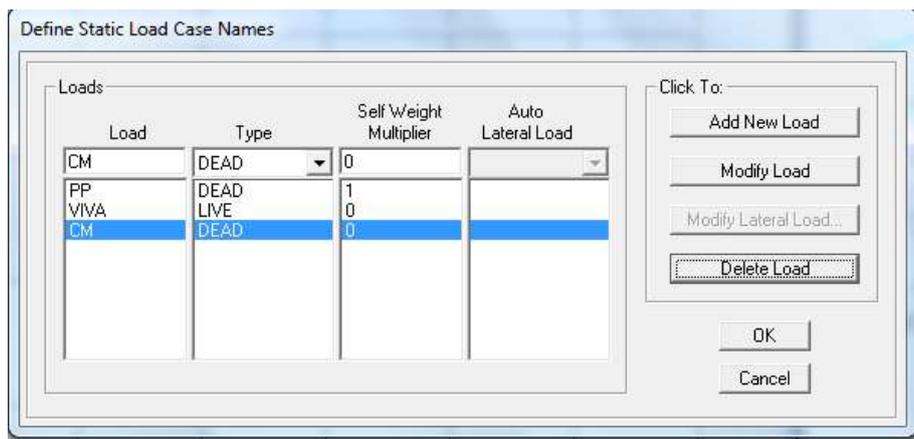


Figura N° 6.43 Definir Estados de Carga

- Los casos de carga de Sismo en el cuadro de Load colocaremos SXP que indicara que hay una excentricidad positiva en el sentido X, en Type colocaremos QUAKE, y se habilitara la ventana Auto Lateral Load donde colocaremos “User Coefficient”

- A continuación se activará una opción en la parte derecha Modify Lateral Load donde daremos click se desplega la siguiente ventana donde colocaremos lo siguiente:
- En la sección “Direction and Eccentricity” marcamos en X Dir + Eccen Y , y colocamos un valor de 0,05 en Ecc. Ratio (All Diaph.) para generar la torsión accidental del 5% que indica el código, y finalmente el valor de “Base Shear Coefficient, C” que es el coeficiente de cortante basal igual a 0,22.

Figura N° 6.44 Cuadro de Parámetros de Carga de Sismo

- Para los demás casos de Carga de Sismo se realizará el mismo procedimiento simplemente cambiando su sentido y su excentricidad como indica a continuación la Figura N°

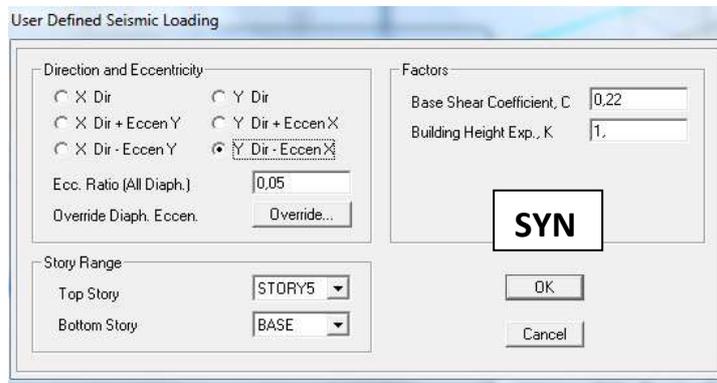
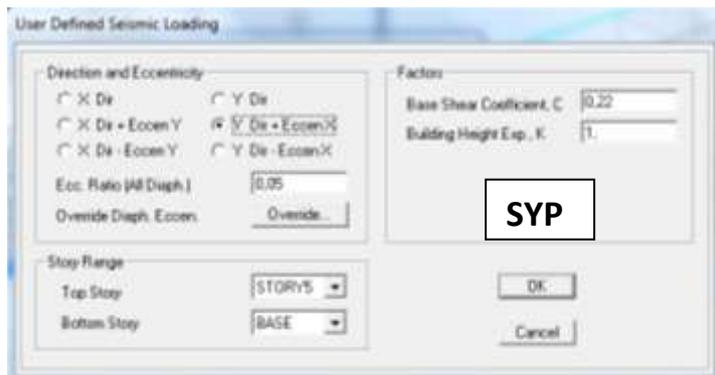
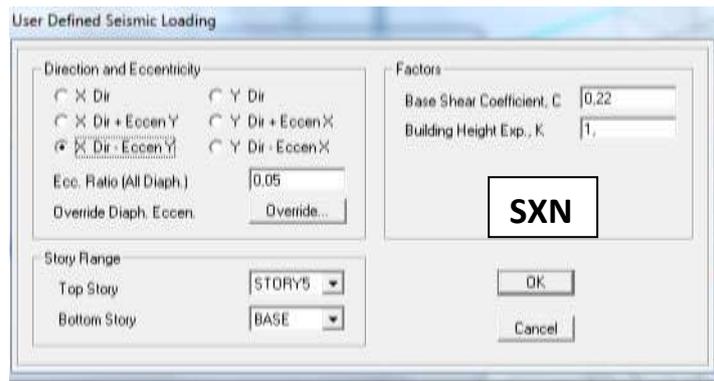


Figura N° 6.45 Estados de Carga de Sismos en Ambos Sentidos

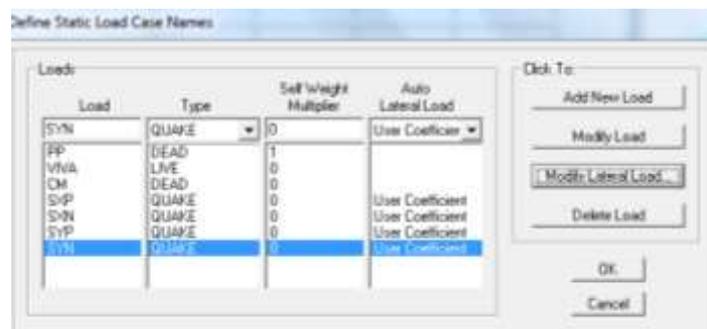


Figura N° 6.46 Ventana con los 7 Estados de Carga Estática

Paso 6: Definir Espectro de Respuesta Elástico

- Se recuerda que anteriormente se calculó todos los valores que conforman el espectro de respuesta elástico indicado en la Tabla N° , dichos valores se deben guardar en un archivo de texto de extensión .txt para generar el espectro en el programa
- Seleccionamos **Define/Response Spectrum Functions**, y escogemos **Spectrum From File** y **Add New Function**

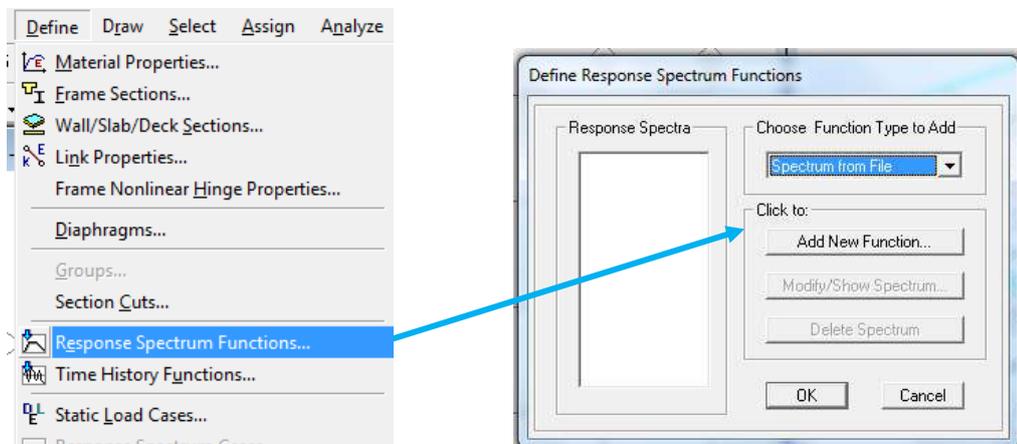


Figura N° 6.47 Ventana para Añadir un Espectro Elástico

- En la ventana de diálogo que aparecerá a continuación se debe realizar los siguientes pasos:
- Damos click en **Browse** y buscamos el archivo del espectro elástico con extensión .txt. y lo cargamos después,
- En la sección donde dice “Values are” marcamos **Period vs Value**
- Asignamos un nombre “NEC2011” damos click en **Display Graph** y damos OK para finalizar.

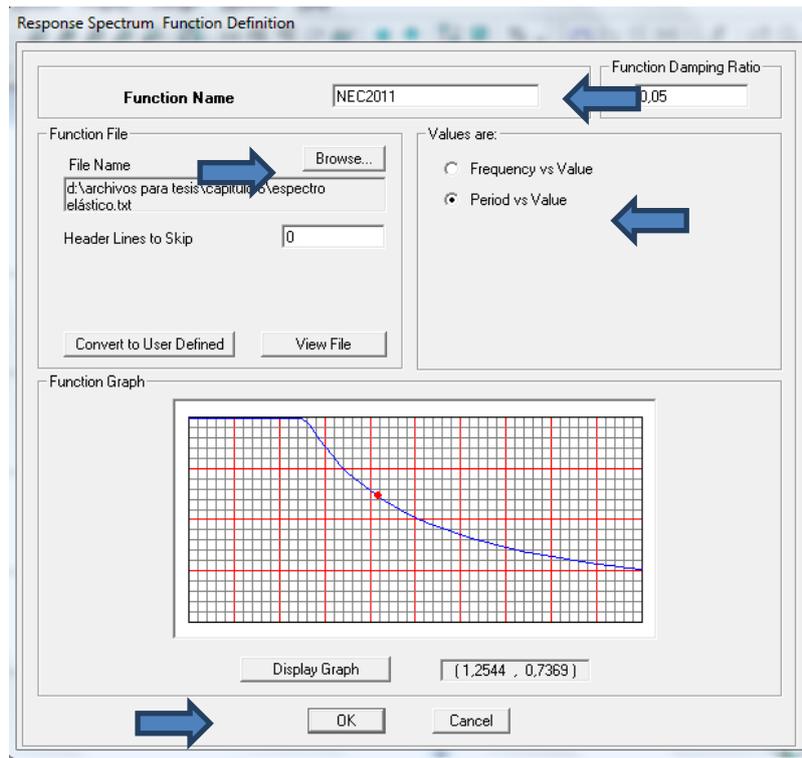


Figura N°6.48 Ventana de Parámetros del Espectro Elástico

Paso 6: Definir los Casos para el Análisis Dinámico por Cargas de Sismo

- Seleccionamos **Define/ Response Spectrum Cases/Add New Spectrum**
- Se realizaran dos casos para cada dirección, SISMOX y SISMOY

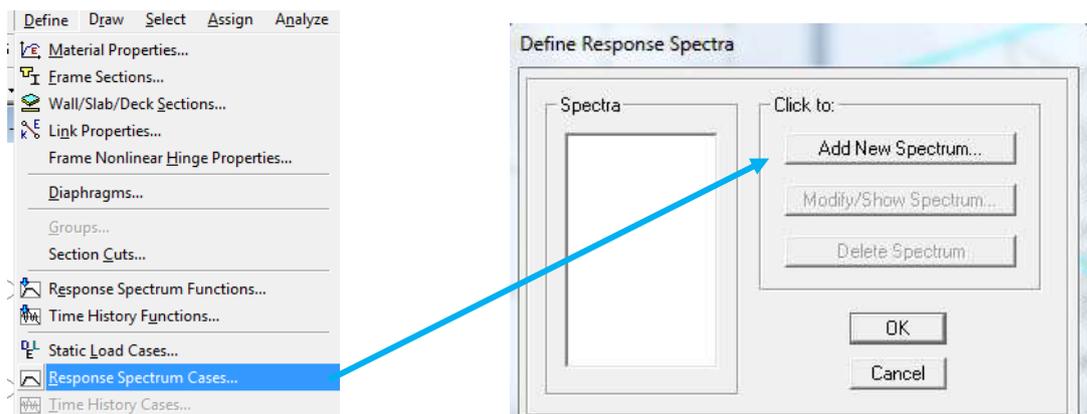


Figura N° 6.49 Ventana para Crear el Caso de Espectro de Respuesta

- A continuación se desplegará una ventana que se deberá seguir los siguientes pasos:

- Asignaremos el nombre respectivo según la dirección del sismo “SISMOX” o “SISMOY”
- Se asignará en **Damping** un valor de 0,05 del amortiguamiento crítico, que se usa para edificios de hormigón armado
- En la combinación modal se utilizará **CQC**, método que toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre los modos más cercanos causados por el amortiguamiento evitando que dichos modos se superpongan.
- En la combinación direccional se utilizará **SRSS**, que combina los resultados direccionales tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, con lo cual se considera todas las direcciones.
- El valor de “Scale Factor” se multiplicará por 9,81(m/s²) valor de la gravedad debido a que el archivo del espectro elástico no está afectado.

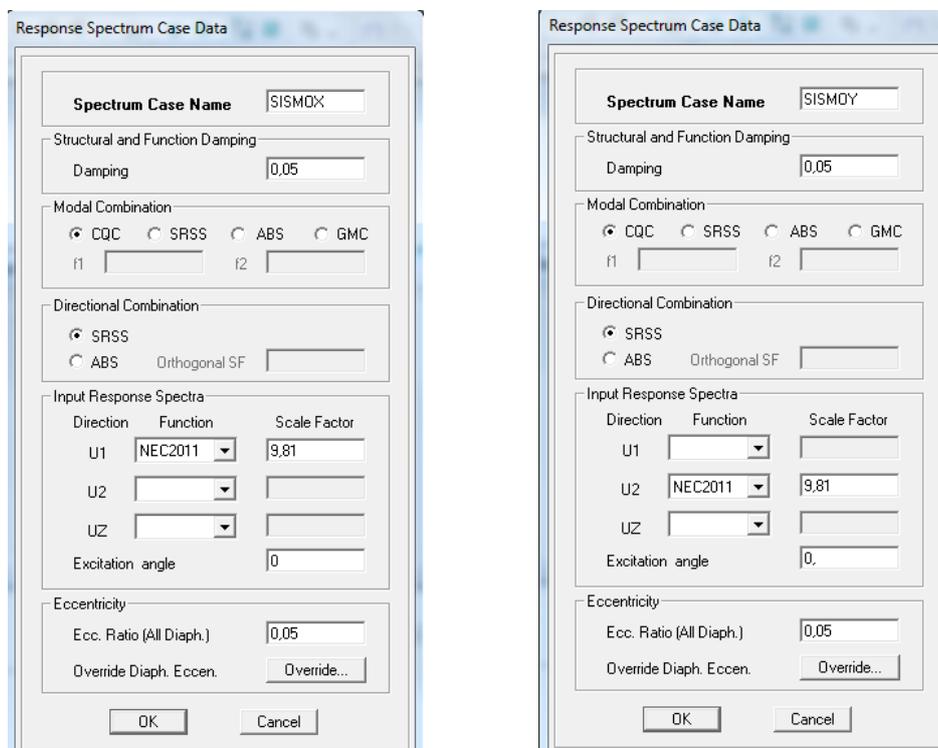


Figura N° 6.50 Ventana Caso de Espectro de Respuesta

Paso 7: Definir la Masa del Edificio (Carga Reactiva por Sismo)

- La carga reactiva por sismo que nos indica el NEC 2011 es igual al 100% de la carga muerta y un 25% de la carga viva de piso.
- Seleccionamos **Define/Mass Source/From Loads**

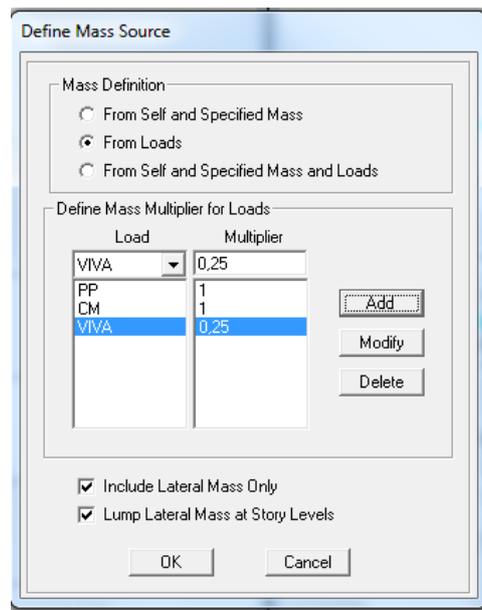


Figura N° 6.51 Definir la Carga Reactiva por Sismo

Paso 8: Deshabilitar los Efectos de Carga Sísmica Especiales

- Estos efectos están incluidos en códigos americanos, para no sufrir aumentos no los tomaremos en cuenta en nuestra modelación
- Vamos a la ventana **Define/Special Seismic Load Effects** y luego marcamos en la ventana que se desplegará “Do not Include Special Seismic Design Data”

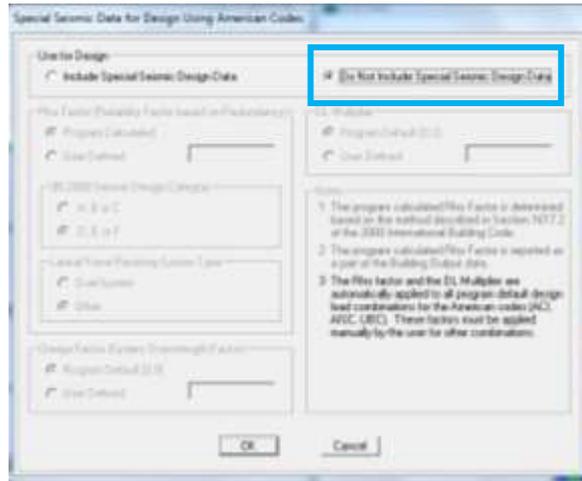


Figura N° 6.52 Efectos Sísmicos Especiales

Paso 9: Definir Combinaciones de Carga

- Las combinaciones de carga se tomaran del Apéndice C del Código ACI-318-08 que se detallan a continuación:

Tabla N° 6.29 Combinaciones de Carga

COMBINACIONES DE CARGA ACI 318-08	
COMB1	1,4PP + 1,4CM + 1,7VIVA
COMB2	1,05PP + 1,05CM + 1,28VIVA + 1,4SXP
COMB3	1,05PP + 1,05CM + 1,28VIVA + 1,4SXN
COMB4	1,05PP + 1,05CM + 1,28VIVA + 1,4SYP
COMB5	1,05PP + 1,05CM + 1,28VIVA + 1,4SYN
COMB6	0,9PP + 0,9CM + 1,4SXP
COMB7	0,9PP + 0,9CM + 1,4SXN
COMB8	0,9PP + 0,9CM + 1,4SYP
COMB9	0,9PP + 0,9CM + 1,4SYN

- Seleccionamos **Define/Load Combinations/Add New Combo**

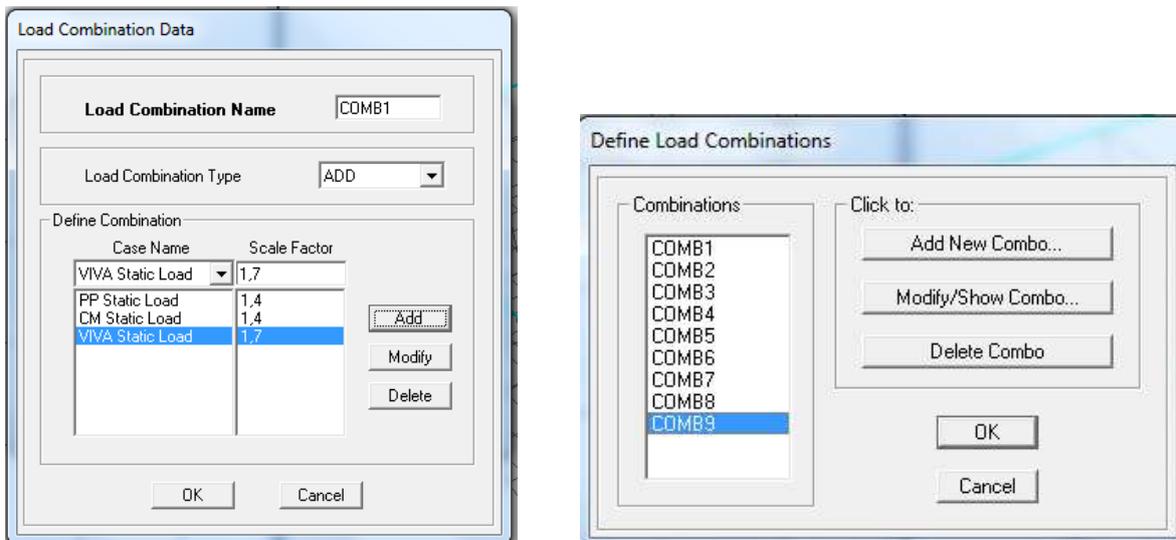


Figura N° 6.53 Creación de las Combinaciones de Carga

- Adicionalmente se creará una combinación de carga llamada “ENV” que abarcará a todas las combinaciones anteriormente creadas y realizará un análisis para tomar los valores máximos y mínimos entre las combinaciones mencionadas.

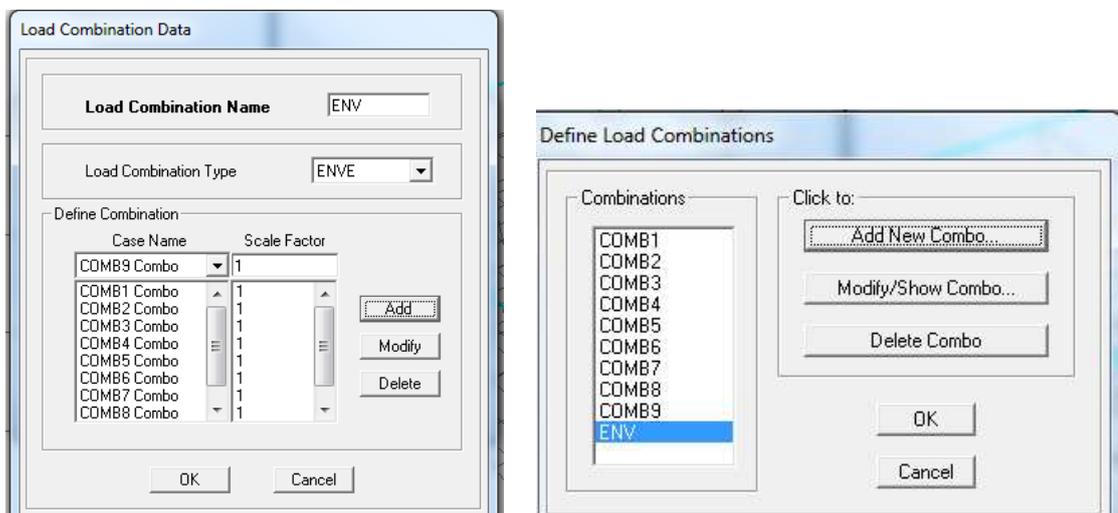


Figura N° 6.54 Creación de la Envolvente

Paso 10: Añadir las Combinaciones de Carga al Programa

- Para añadir las combinaciones de carga creadas se debe ir a la ventana y seleccionar **Design/Concrete Frame Design/Selec Design Combos** y removemos las combinaciones por defecto del programa y añadimos las creadas por el usuario.

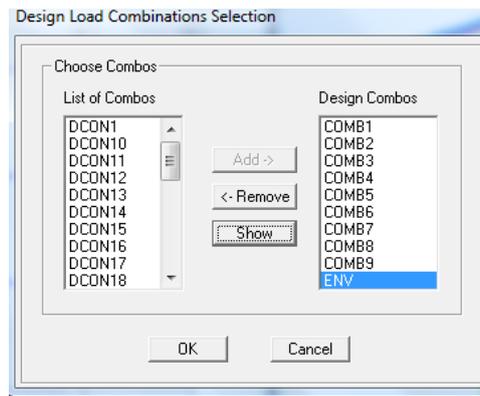


Figura N° 6.55 Designar combinaciones de carga al Programa

- Además se debe conocer de los factores de reducción como indica el ACI en el Apéndice C

Tabla N° 6.30 Factores de Reducción de Resistencia del ACI

Factores de Reducción de Resistencia	
Elementos sometidos a tracción	0,90
Elementos sometidos a compresión con refuerzo en espiral	0,75
Elementos sometidos a compresión con estribos	0,70
Cortante y torsión	0,85

- Se debe especificar con que código va a trabajar el programa para el diseño por ende vamos a la ventana **Options/Preferences/Concrete Frame Design** para los elementos frame.

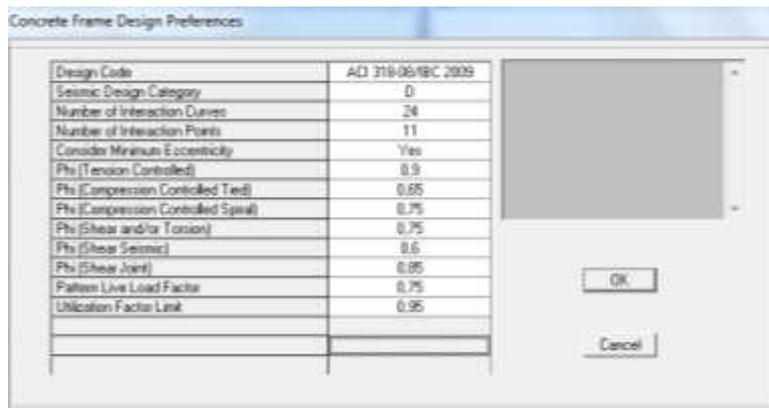


Figura N° 6.56 Código de Diseño en Concreto para elementos Frame

- De la misma manera se debe especificar con que código va a trabajar el programa para el diseño por ende vamos a la ventana **Options/Preferences/Shear Wall Design** para los elementos Wall.

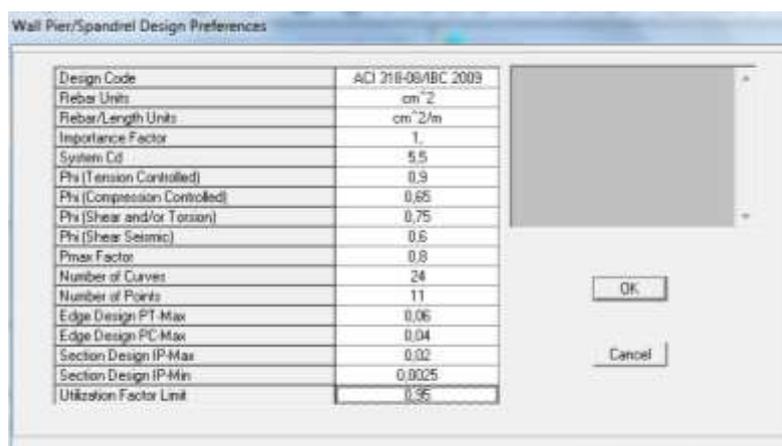


Figura N° 6.57 Código de Diseño en Concreto para elementos Wall

Paso 11: Dibujar la Estructura

- Existen muchas maneras de dibujar la estructura por lo que se recomienda a los lectores consultar manuales o videos tutoriales para del procedimiento paso a paso.
- Se recomienda tener un orden y sentido al momento de dibujar para mantener los ejes locales en el mismo sentido para cada elemento, una sugerencia es que para columnas

se dibujen de abajo hacia arriba en una vista en elevación y en vigas de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba.

Tabla N° 6.31 Comandos para Dibujar Elementos Línea

	Dibujar un objeto línea en vista en planta, elevación o 3D
	Dibujar un objeto línea en vista en planta, elevación o 3D de manera rápida
	Crear columnas en una región dentro de una vista en planta
	Crear vigas secundarias en una región dentro de una vista en planta
	Crear diagonales en una región dentro de una vista en elevación

Tabla N° 6.32 Comandos para Dibujar Elementos Área

	Dibujar áreas poligonales en vista en planta, elevación o 3D
	Dibujar áreas rectangulares en vista en planta, elevación o 3D
	Dibujar areas (opción rápida)
	Dibujar muros dentro de una vista en planta
	Dibujar muros en una región dentro de una vista en planta

Paso 12: Dibujar Ducto de Ascensores

- Se detalla a continuación las medidas del ducto de ascensor que se ubicará en el Eje C

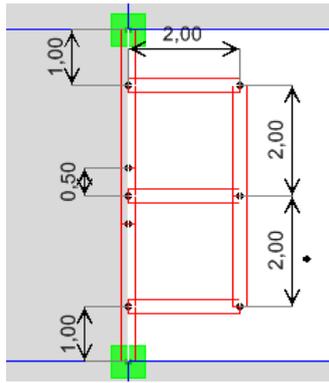


Figura N° 6.58 Dimensiones del Ducto de Ascensor

- Se selecciona de la ventana **Draw/Draw Point Objects** y dibujamos a las distancias indicadas con el cuadro que se despliega ya sea en el sentido en X o Y..

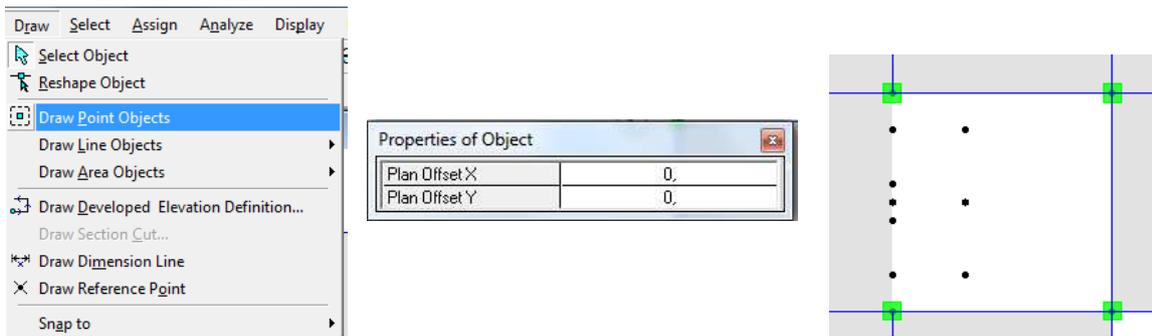


Figura N° 6.59 Puntos de Referencia para Dibujar Ducto de Ascensor

- Dibujamos los muros con el comando  quedando de la siguiente manera:

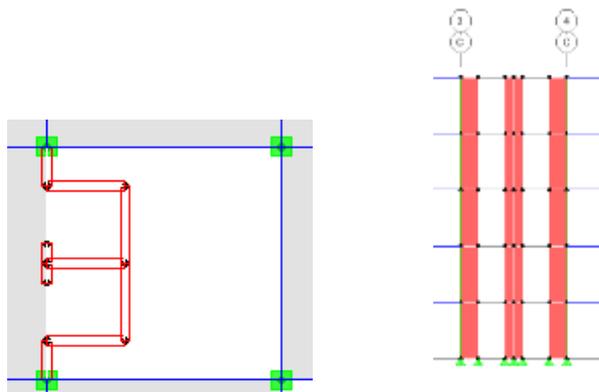


Figura N° 6.60 Vista en Planta y Elevación del Ducto de Ascensor

- Se crean puntos de referencia en cada uno de los ductos del ascensor que crean líneas de referencia verticalmente

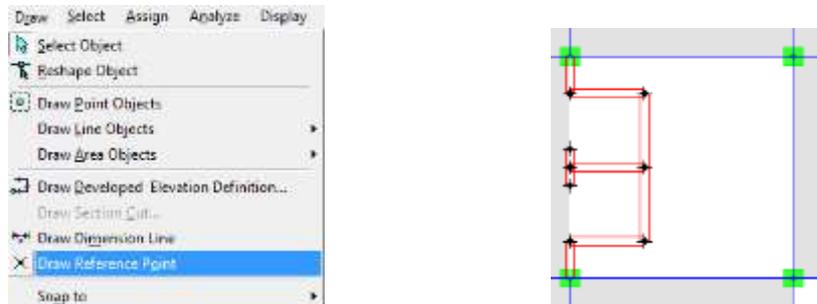


Figura N° 6.61 Puntos de Referencia del Ducto de Ascensor

- Después se crea planos de referencia a diferentes alturas que indicaran hasta donde es la puerta del ascensor con una altura de 2,10 m con respecto a los ejes principales.

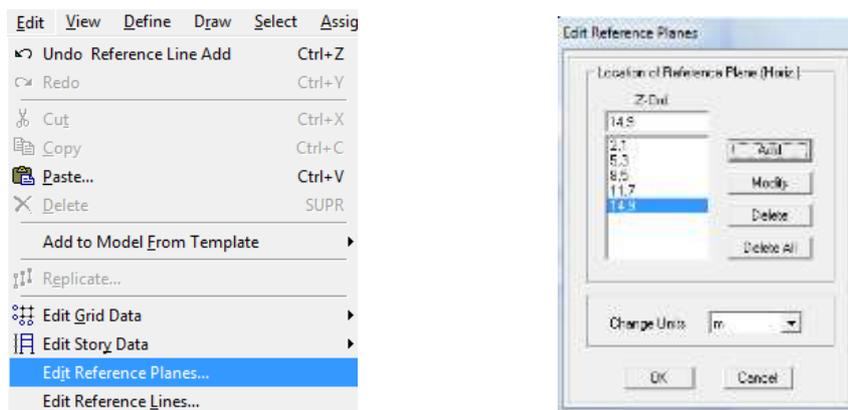


Figura N° 6.62 Planos de Referencia del Ducto de Ascensor

- Añadimos los muros restantes dejando el espacio para la puerta, cabe recalcar que los muros de color azul son los que poseen inercia agrietada quedando de la siguiente manera:

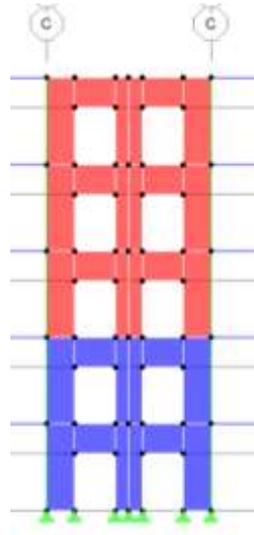


Figura N° 6.63 Vista en Elevación del Ducto de Ascensor Dibujado

Paso 13: Dibujar de Muros de Corte Perimetrales

- Como se explicó anteriormente para crear puntos a una distancia específica se utilizará el comando `Draw_Developed Elevation Definition...`, además el comando `[icon]` para dibujar los muros de corte.
- Las distancias se especifican a continuación:

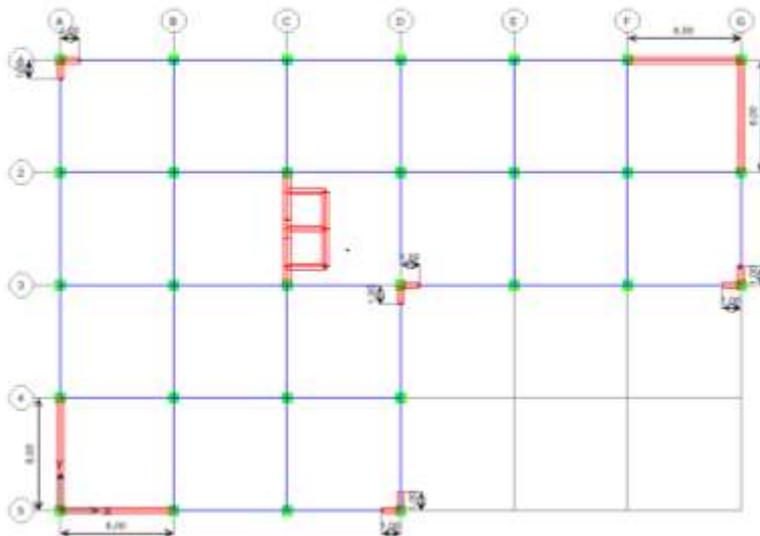


Figura N° 6.64 Vista en Planta de Muros de Corte Perimetrales

Paso 14: Verificar las Secciones de la Estructura

- Una vez dibujada la estructura dirigirse al icono ”Set Building View Options” y se desplegará una ventana donde debemos marcar **Sections, Object Fill, Object Edge, Extrusion**, y lo colocaremos en una vista 3D con el icono 3-d

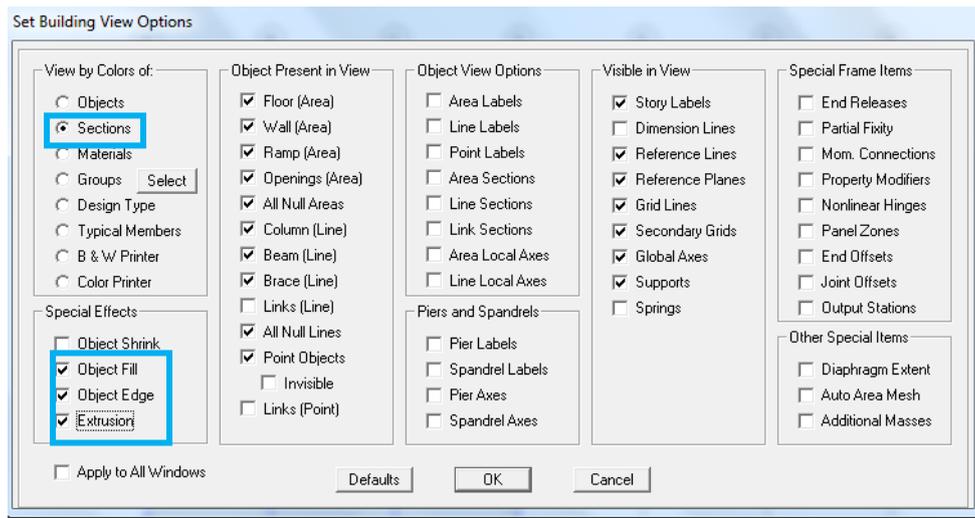


Figura N° 6.65 Opciones de Vista

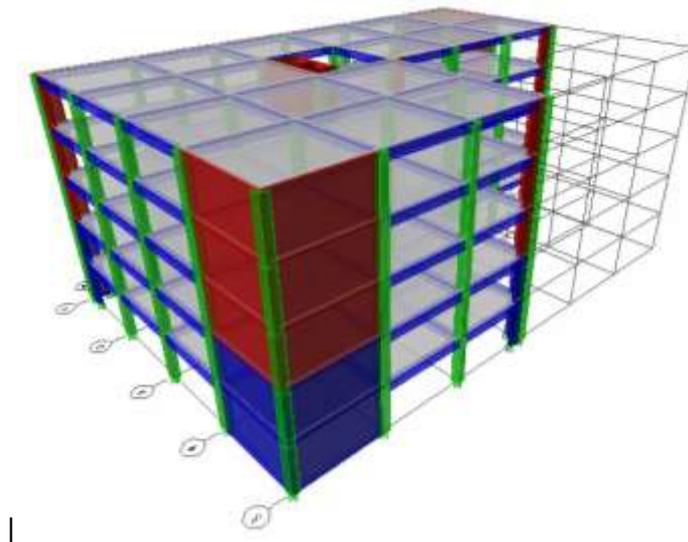


Figura N° 6.66 Vista 3D Estructura Modelada

Paso 15: Asignación de etiquetas Pier a Elementos Columna y Muro

- Tenemos en cuenta que la opción “Similar Stories” este activada y nos vamos al último piso y seleccionamos el/los muros, además cada etiqueta Pier se debe realizar para cada muro independientemente.

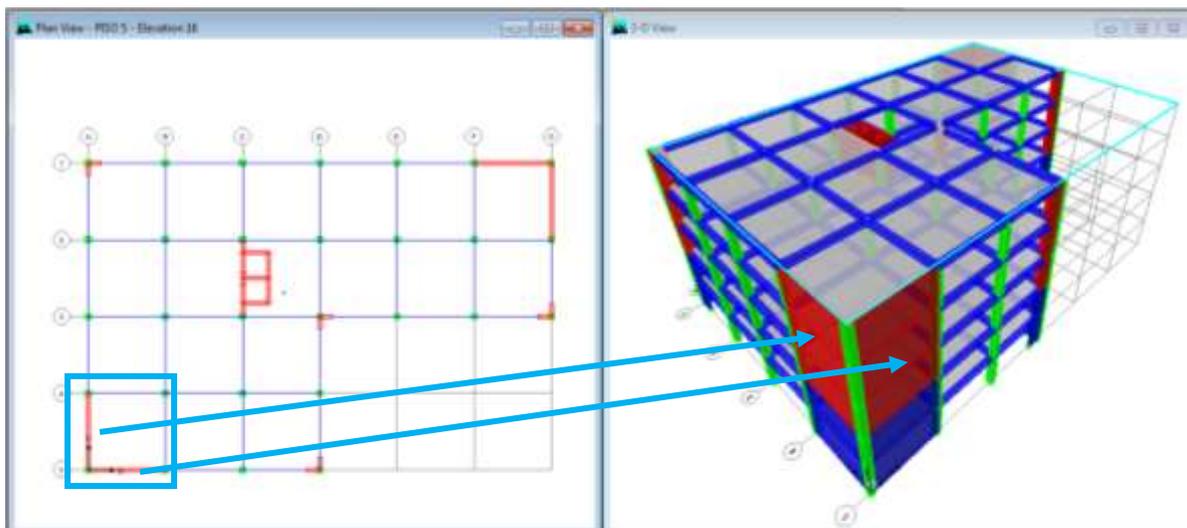


Figura N° 6.67 Seleccionar Muro para Etiqueta Pier

- Una vez seleccionado nos dirigimos al icono en la barra de herramientas 

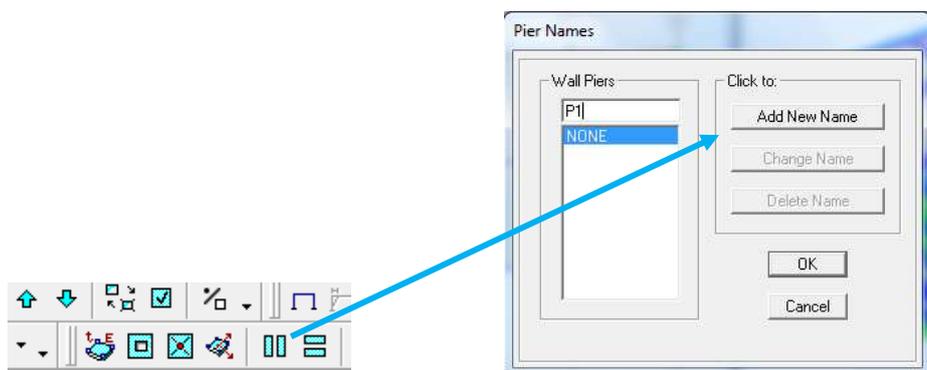


Figura N° 6.68 Asignar etiqueta Pier a Muro

- Se asigna un nombre P1, P2, etc y damos click en “Add New Name” y aparecerá el nombre del pier al muro asignado, este proceso se debe realizar para cada muro. Si el muro presenta una forma tipo “L” los dos muros se seleccionaran para asignarles con el mismo nombre.
- Se puede apreciar que las columnas y los muros no trabajan como un solo elemento, para esto se selecciona la columna y se le asigna con etiqueta pier con el mismo nombre para que trabaje como un muro con cabezal.
- Se selecciona las columnas que trabajará como cabezal para el muro

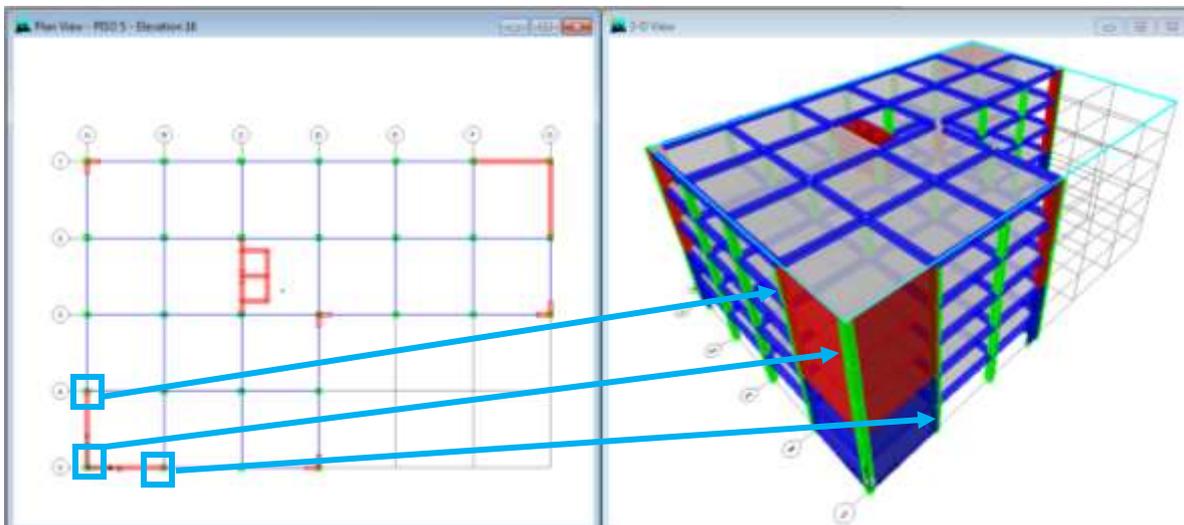


Figura N° 6.69 Seleccionar Columna para etiqueta Pier

- Vamos a la ventana **Assign/Frame Line/Pier Label**

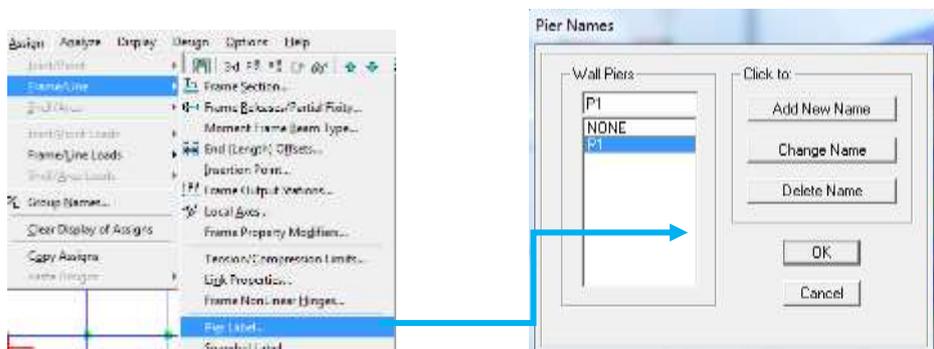


Figura N° 6.70 Asignar etiquetas Pier a la Columna

- Se realiza lo siguiente para poder hacer un muro con su cabezal con las etiquetas Pier realizadas **Design/Shear Wall Design/ Define Pier Sections for Checking**
- Después se debe escribir el nombre del muro, asignar el material, y marcar “**Start from Existing Wall Pier**” y se toma desde el último piso y se selecciona la etiqueta Pier que muro y columna tienen el mismo nombre P1.

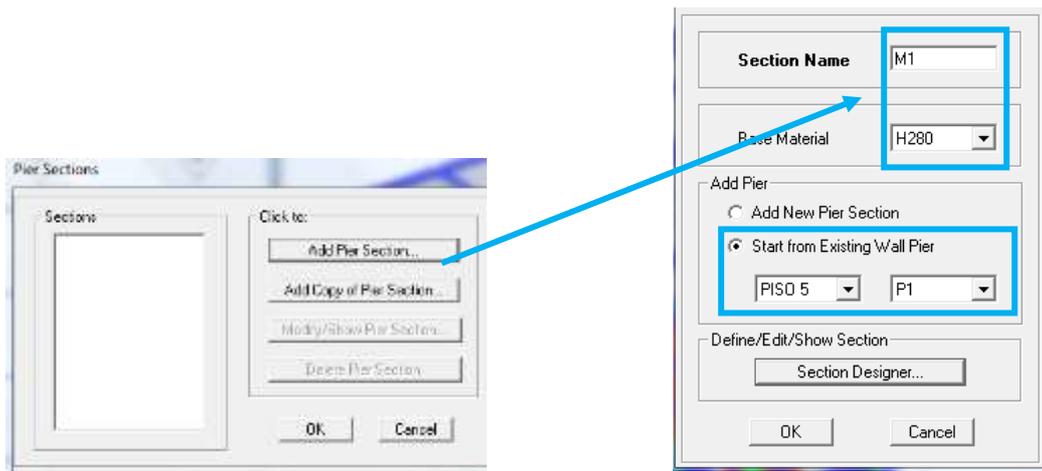


Figura N° 6.71 Creación del Muro con Cabezales

- A continuación damos click en **Section Designer** donde podremos modificar el armado del elemento así como también del espaciamiento entre varillas, será de gran ayuda cuando diseñemos los elementos.

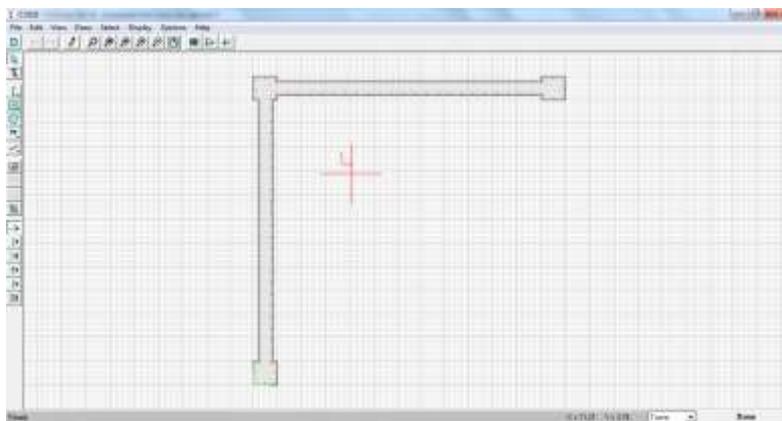


Figura N° 6.72 Editor de Secciones Pier

Paso 16: Asignar Restricciones

- Debemos ir a una vista en planta de la base de la estructura y seleccionar todos los puntos de apoyo; nos dirigimos a la ventana **Asigne/Joint-Point/Restrains** y seleccionamos todas las restricciones para tener un sistema empotrado en la base.

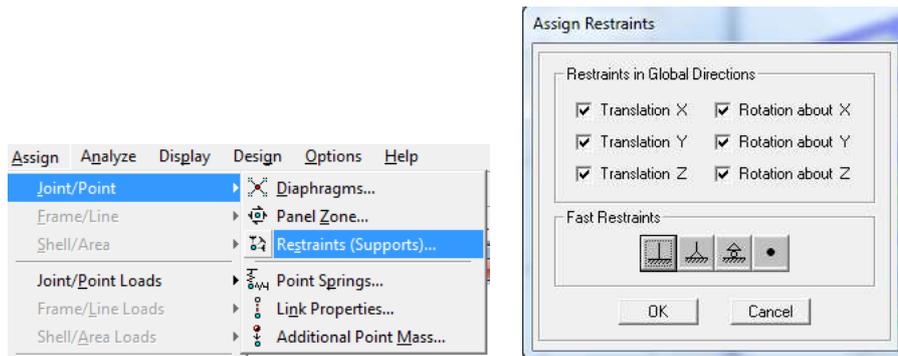


Figura N° 6.73 Restricciones en la Base

Paso 17: Asignar Cargas

- Se aplica en las losas de entrepiso como cargas uniformemente distribuidas, a continuación se presenta un cuadro con dichos valores:

Tabla N° 6.33 Cargas de Entrepiso

Nivel	CM (Ton/m ²)	VIVA (Ton/m ²)
Nivel 5	0,10	0,10
Nivel 4	0,20	0,25
Nivel 3	0,20	0,25
Nivel 2	0,20	0,25
Nivel 1	0,20	0,25

- Para ingresar cargas en la losa del nivel 5, seleccionamos todas las losas del nivel y vamos a la venta **Assign/Shell-Area Loads/Uniform**

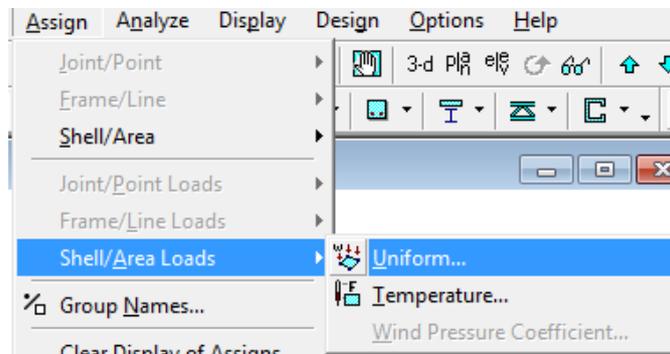


Figura N° 6.74 Asignar Cargas de Entrepiso

- En la ventana que se despliega se coloca el caso de carga VIVA y escribiremos el valor de 0,10 y presionamos OK; de la misma manera se realizará par la carga CM (Pared)

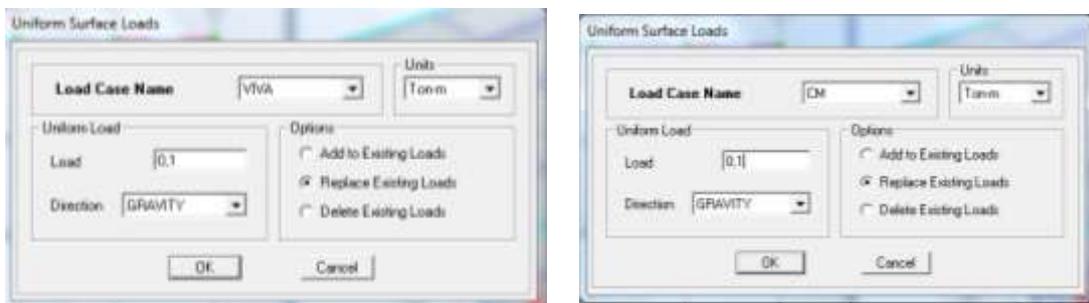


Figura N° 6.75 Colocar Valores de Carga CM y VIVA

Paso 18: Definir Rigidez en los Nudos

- Se recomienda este paso para indicar la rigidez que aportan los nudos a la estructura, para ello seleccionamos los elementos viga y columna y vamos a la ventana **Assign/Frame-Line/End(Lenght) Offsets**

- Se despliega una ventana donde colocaremos en “Rigid zone factor” un valor de 0,50 indicando que es semi-rigido y que las fuerzas internas se calculen en la cara de los elementos

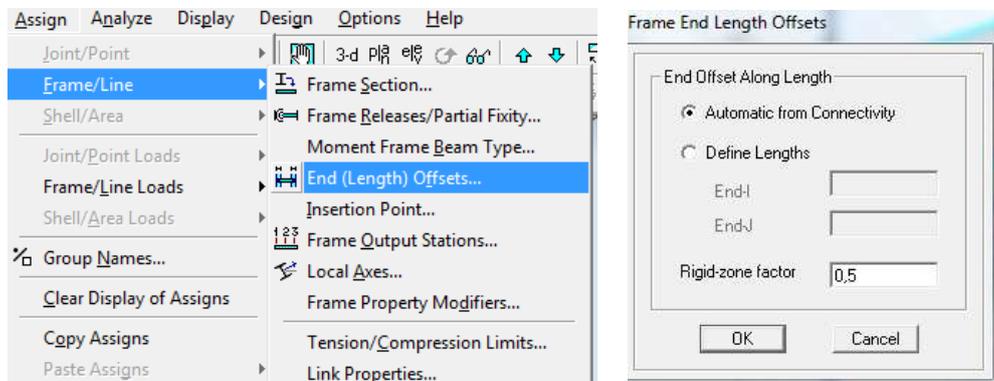


Figura N° 6.76 Definir rigidez en Nudos

Paso 19: Asignar Diafragmas Rígidos

- Los sistemas de entrepiso, se pueden considerar como diafragmas rígidos, para que todos los puntos en un nivel dado tengan el mismo desplazamiento.
- Seleccionamos las losas de entrepiso y vamos a la ventana **Assign/ Shell-Area/Diaphragms**
- Seleccionamos **D1** y presionamos OK

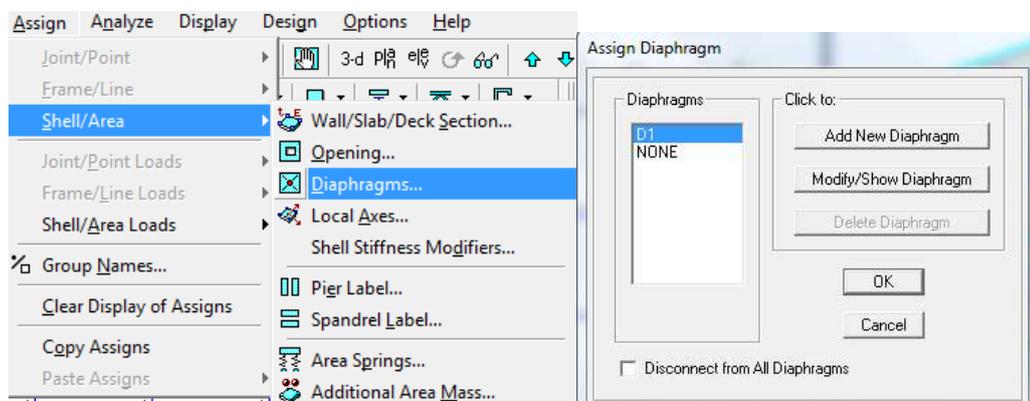


Figura N° 6.77 Asignar Diafragmas Rígidos

- Es recomendable realizar un diafragma para cada nivel cuando presenten geometrías distintas con respecto al nivel superior, como en nuestro caso no existe ninguna variación se toma el mismo diafragma para cada uno de los pisos.

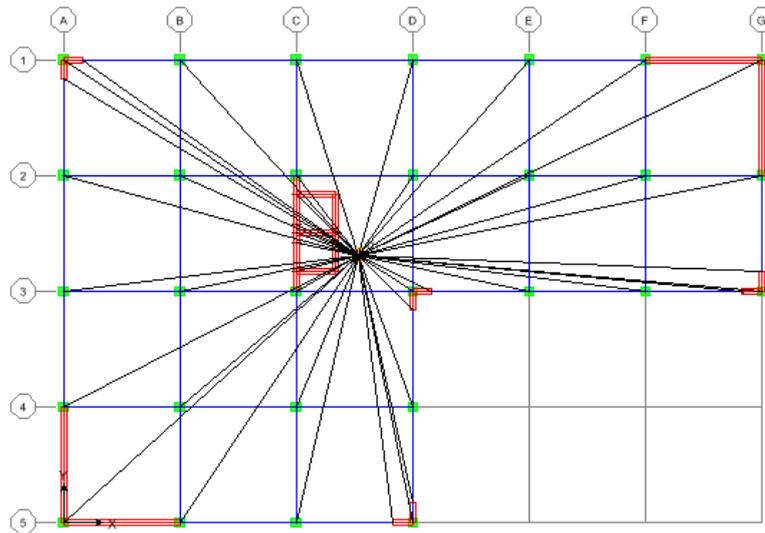


Figura N° 6.78 Diafragmas de Entrepiso

Paso 20: Definir los Modos de Vibración

- Como se mencionó anteriormente los modos de vibración serán 3 por cada piso de la estructura debido a los 3 movimientos (2 traslación y 1 rotación), por lo tanto se tendrán **15 modos de vibración**
- Nos ubicamos en la ventana **Analyze/Set Analysis Options**, donde se desplegará una ventana y daremos click en la opción **Set Dynamic Parameters** y en número de modos colocamos 15

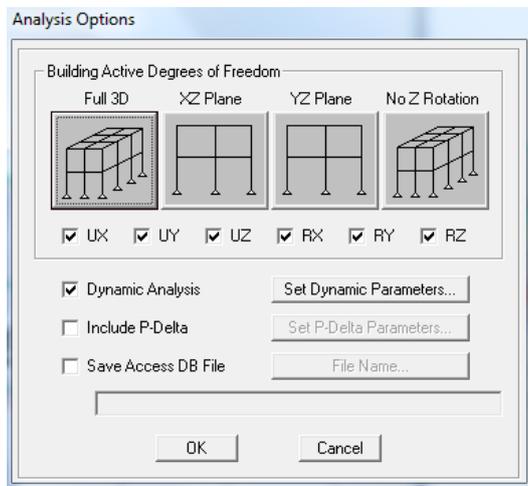


Figura N° 6.79 Definir Modos de Vibración

6.7.12.1 Análisis y Chequeo de Resultados

Una vez hecho el análisis correspondiente de la estructura se deben verificar los controles requeridos:

- Las derivas de piso que no sobrepase los límites establecidos por la norma NEC 2011.
- Las masas de participación modal necesaria para verificar los periodos de vibración máximos en cada dirección.
- Los desplazamientos traslacionales y rotacionales verificando que no exista torsión en planta.

6.7.12.2 Control de Derivas de Piso

Se verifica que no la deriva no supere el 2% para estructuras de hormigón armado, tomando en cuenta que la norma NEC 2011 en el capítulo 2 en la sección 2.7.8 lo define de la siguiente manera:

$$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$$

$$0,02 = 0,75 * 7 * \Delta_E$$

$$\Delta_E = 0,003809$$

Δ_M = deriva máxima inelástica

R = factor de reducción de resistencia (NEC 2011 Cap. 2 sección 2.7.2.3)

Δ_E = deriva elástica dada por el sismo de diseño con reducción (Deriva dada por el programa)

Para el chequeo de las derivas se realizará de la siguiente manera:

- Seleccionar en la ventana **Display/Show Story Response Plots**

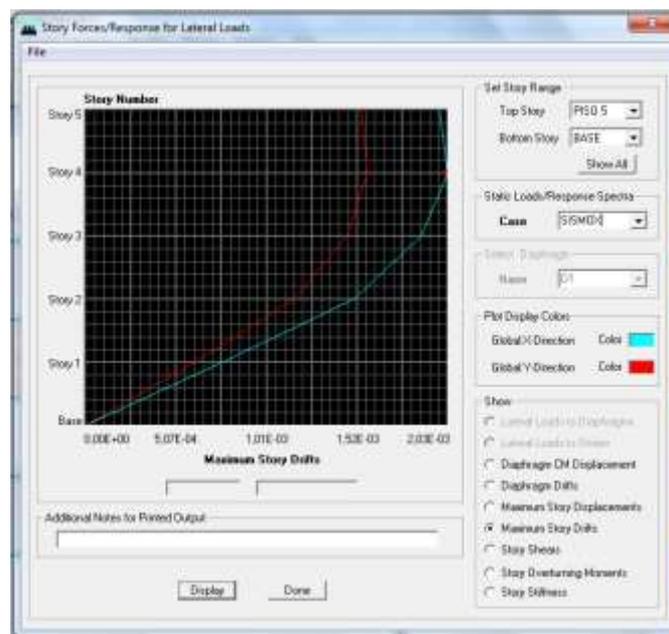


Figura N° 6.80 Chequeo de Deriva Máxima SISMOX

En la Figura N° se debe seleccionar en la parte derecha inferior que esté activada **Maximum Story Drifts** y comparar con el valor de 0,003809 descrito anteriormente. En la opción **Case** se puede seleccionar la carga sísmica que se desea verificar (SXP, SXN, SYP, SYN, SISMOX, SISMOY).

De igual manera se puede verificar mediante tablas de la siguiente manera:

- **Display/Show Tables**

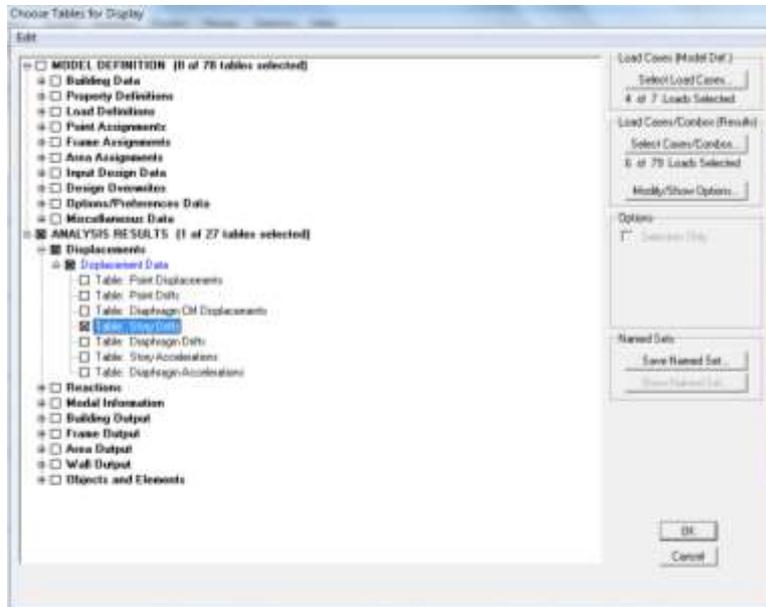


Figura N° 6.81 Ventana para Seleccionar Derivas de Piso

En la opción de **Load Cases (Model Def.)** se selecciona los casos de carga sísmica estática (SXP, SXN, SYP, SYN), y en **Load Cases/Combos (Results)** los casos de carga sísmica estatico y dinámico (SISMOX, SISMOY), se da click en OK y se despliega una ventana como la siguiente:

Story	Item	Load	Panel	U	V	W	DriftX	DriftY
RS01.5	Max Drift U	0.00	14.5	12.000	18.000	14.000	0.000041	0.000000
RS01.5	Max Drift V	0.00	2	8.000	0.000	18.000	0.000000	0.000000
RS01.5	Max Drift W	0.00	14.5	12.000	18.000	14.000	0.000000	0.000000
RS02.5	Max Drift U	0.00	81	38.000	12.000	16.000	0.001180	0.001000
RS02.5	Max Drift V	0.00	10	17.000	0.000	16.000	0.000100	0.000420
RS02.5	Max Drift W	0.00	81	38.000	12.000	16.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift U	0.00	54	1.000	24.000	18.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift V	0.00	54	0.000	22.000	16.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift W	0.000000	54	1.000	24.000	18.000	0.001000	0.001500
RS03.5	Max Drift U	0.000000	54	0.000	0.000	16.000	0.001440	0.001440
RS03.5	Max Drift V	0.000000	2	0.000	0.000	16.000	0.001000	0.001000
RS03.5	Max Drift W	0.00	54	1.000	24.000	12.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift U	0.00	5	0.000	12.000	12.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift V	0.00	81	17.000	0.000	12.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift W	0.00	81	38.000	12.000	12.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift U	0.00	10	17.000	0.000	12.000	0.000100	0.000420
RS03.5	Max Drift V	0.00	54	1.000	24.000	12.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift W	0.00	54	0.000	22.000	12.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift U	0.000000	54	1.000	24.000	12.000	0.000000	0.000000
RS03.5	Max Drift V	0.000000	4	0.000	18.000	12.000	0.001000	0.001000
RS03.5	Max Drift W	0.000000	81	1.000	24.000	12.000	0.001440	0.001440
RS03.5	Max Drift U	0.00	54	0.000	18.000	12.000	0.001000	0.001000
RS03.5	Max Drift V	0.00	54	0.000	24.000	0.000	0.000000	0.000000

Figura N° 6.82 Tablas Derivas de Piso

Si se requiere filtrar los valores y obtener los máximos, se puede copiar la tabla a una plantilla Excel como se realizó anteriormente para el análisis de los modelos estructurales, dejando a la opción del lector utilizar la opción más factible para el control de derivas.

6.7.12.3 Control de Modos de Vibración

Se debe chequear los dos primeros modos de vibración conocidos como los periodos fundamentales y con los mayores valores tomando en cuenta que el valor de la masa de participación de $RZ \leq 10\%$ evitando que exista torsión en planta. Para chequear los modos de vibración se sigue de la siguiente manera:

- Seleccionamos la ventana **Display/Show Tables**

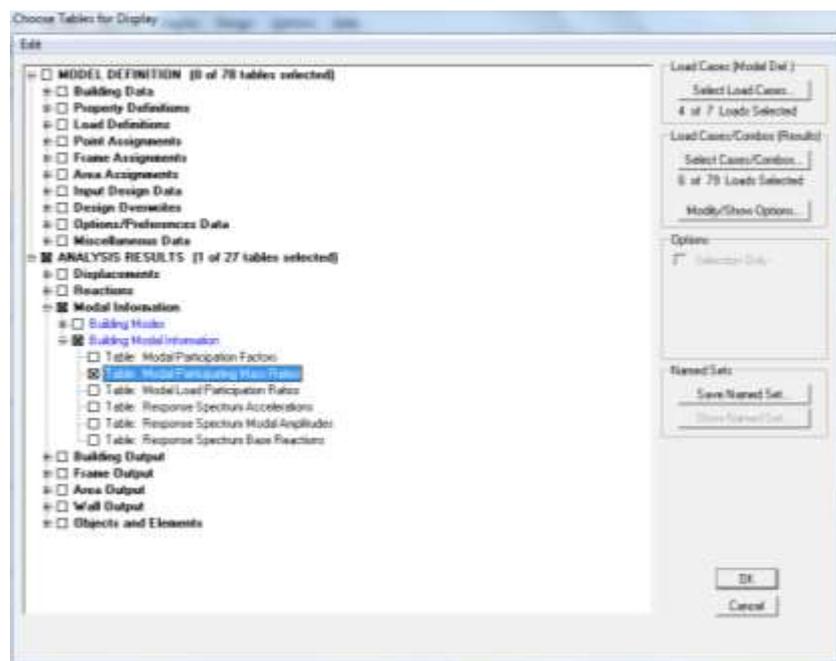


Figura N° 6.83 Ventana para Chequeo de Modos de Vibración

En la opción de **Load Cases (Model Def.)** se selecciona los casos de carga sísmica estática (SXP, SXN, SYP, SYN), y en **Load Cases/Combos (Results)** los casos de carga sísmica

estatico y dinámico (SISMOX, SISMOY), se da click en OK y se despliega una ventana como la siguiente:

Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
0.296494	47.2603	23.7229	0.0000	47.2603	23.7229	0.0000	32.8655	45.2811	0.0773
0.298879	25.4203	49.4928	0.0000	72.8866	73.2457	0.0000	65.7505	33.4835	0.0605
0.141716	0.0000	0.0000	0.0000	72.0810	73.2997	0.0000	0.1401	0.0841	75.7820
0.067206	13.4410	7.8916	0.0000	86.1220	80.9912	0.0000	0.8779	0.0605	0.0223
0.057811	6.7289	12.1940	0.0000	82.0489	93.1888	0.0000	0.3741	0.1836	0.0003
0.038999	0.0000	0.0372	0.0000	82.8976	83.2230	0.0000	0.0629	0.0616	10.7136
0.032431	2.5681	2.8277	0.0000	86.4257	95.8987	0.0000	0.0794	0.0771	0.0000
0.030372	2.2902	1.6675	0.0000	87.7219	87.5102	0.0000	0.0363	0.0583	0.0000
0.027317	0.0001	0.0072	0.0000	87.7219	87.5854	0.0000	0.0321	0.0606	0.0003
0.022362	0.1574	1.4666	0.0000	87.8793	89.0520	0.0000	0.0132	0.0037	0.0834
0.021728	1.5034	0.0822	0.0000	89.5827	89.1341	0.0000	0.0600	0.0131	0.0449
0.021109	0.0713	0.0685	0.0000	89.4940	89.2926	0.0000	0.0015	0.0012	3.5505
0.018127	0.0646	2.4734	0.0000	89.4584	89.0750	0.0000	0.0051	0.0001	0.0002
0.017941	0.5105	0.0000	0.0000	89.9789	89.9304	0.0000	0.0000	0.0007	0.0031
0.016749	0.0000	0.1792	0.0000	89.9789	89.8881	0.0000	0.0000	0.0000	0.0027

Figura N° 6.84 Tabla de Modos de Vibración

6.7.13 Chequeo y Diseño de Elementos Estructurales

Los códigos a utilizarse para el diseño son el ACI 318-05 y 318-08 donde presenta porcentajes de acero para que la estructura tenga un buen comportamiento y se desempeñe correctamente.

6.7.13.1 Chequeo de Porcentajes en Acero en Vigas

El acero mínimo que debe tener elementos que soportan flexión como indica el código ACI capítulo 10 sección 10.5.1 se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

El porcentaje de acero balanceado presente en el código ACI en el Apéndice B indica la siguiente fórmula:

$$p_b = \frac{0,85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

El porcentaje máximo que se utilizará en elementos sometidos a flexión será el **0,75p_b** para zonas sin ningún riesgo sísmico y de **0,50p_b** para zonas con riesgo sísmico (Apéndice B). Para chequear las áreas y/o porcentajes de acero que calcula el programa se realiza lo siguiente:

- Damos click en el icono  para que el programa diseñe los elementos frame de concreto
- Seleccionamos **Design/Concrete Frame Design/Display Design Info**
- Se desplegará una ventana en la que seleccionaremos **Longitudinal Reinforcing**, que indicará el refuerzo longitudinal que necesita el elemento estructural.

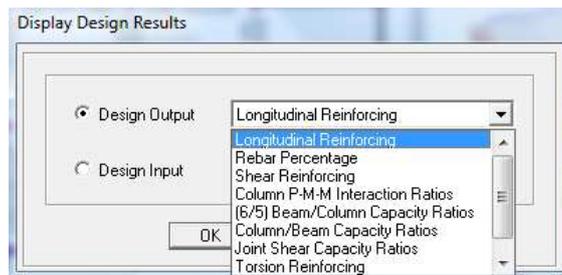


Figura N° 6.85 Ventana de Resultados de Refuerzo

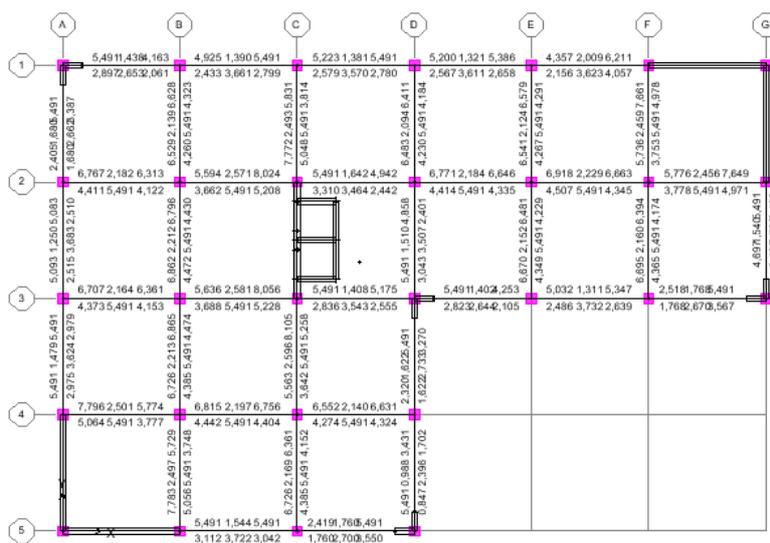


Figura N° 6.86 Áreas de Refuerzo Longitudinal en Vigas

A continuación se presenta una tabla que detalla los valores de refuerzo que arrojo el programa y verificar si se encuentra dentro de los porcentajes máximos de acero como indica el código.

Tabla N° 6.34 Tabla de Chequeo para Vigas Tres Primeros Pisos

TABLA DE CHEQUEO DE ACERO PARA VIGAS										
NIVEL 16,00 - 12,80 m										
Recubrimiento										
(cm) 3,0										
Porcentaje Mínimo		0,33		Porcentaje Balanceado		2,45		Porcentaje Max		1,22
Vigas Eje	Sección (cm)		Ubicación	% As			As Real (cm2)			Chequeo
	b	h		Negativo	Positivo	Negativo	Negativo	Positivo	Negativo	
1	40	45	A - B	0,34	0,24	0,32	5,72	4,00	5,35	Falla Dúctil
	40	45	B - C	0,33	0,32	0,33	5,49	5,33	5,61	Falla Dúctil
	40	45	C - D	0,33	0,32	0,33	5,49	5,31	5,57	Falla Dúctil
	40	45	D - E	0,33	0,32	0,33	5,49	5,31	5,54	Falla Dúctil
	40	45	E - F	0,33	0,32	0,44	5,49	5,35	7,40	Falla Dúctil
2	40	45	A - B	0,59	0,46	0,53	9,84	7,72	8,88	Falla Dúctil
	40	45	B - C	0,49	0,46	0,64	8,21	7,70	10,76	Falla Dúctil

	40	45	C - D	0,38	0,31	0,33	6,35	5,29	5,49	Falla Dúctil
	40	45	D - E	0,58	0,46	0,55	9,66	7,65	9,23	Falla Dúctil
	40	45	E - F	0,57	0,45	0,56	9,60	7,60	9,41	Falla Dúctil
	40	45	F - G	0,49	0,46	0,63	8,27	7,70	10,66	Falla Dúctil
3	40	45	A - B	0,58	0,46	0,53	9,79	7,72	8,93	Falla Dúctil
	40	45	B - C	0,49	0,46	0,64	8,24	7,70	10,71	Falla Dúctil
	40	45	C - D	0,33	0,31	0,33	5,55	5,28	5,49	Falla Dúctil
	40	45	D - E	0,33	0,24	0,32	5,57	4,01	5,42	Falla Dúctil
	40	45	E - F	0,33	0,32	0,33	5,49	5,37	5,49	Falla Dúctil
	40	45	F - G	0,20	0,24	0,40	3,39	4,02	6,72	Falla Dúctil
4	40	45	A - B	0,65	0,46	0,48	10,85	7,71	8,10	Falla Dúctil
	40	45	B - C	0,57	0,45	0,56	9,58	7,61	9,42	Falla Dúctil
	40	45	C - D	0,54	0,46	0,58	9,06	7,70	9,69	Falla Dúctil
5	40	45	B - C	0,36	0,32	0,36	6,00	5,41	6,08	Falla

										Dúctil
										Falla
	40	45	C - D	0,20	0,24	0,40	3,38	4,03	6,72	Dúctil

TABLA DE CHEQUEO DE ACERO PARA VIGAS										
NIVEL 16,00 - 12,80 m										
Recubrimiento (cm)		3,0								
Porcentaje Mínimo		0,33		Porcentaje Balanceado		2,45		Porcentaje Max		1,22
Vigas Eje	Sección (cm)		Ubicación	% As			As Real			Chequeo
	b	h		Negativo	Positivo	Negativo	Negativo	Positivo	Negativo	
A	40	45	1 - 2	0,19	0,24	0,38	3,27	4,01	6,41	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,33	0,32	0,33	5,49	5,34	5,49	Falla Dúctil
	40	45	3 - 4	0,35	0,32	0,35	5,83	5,36	5,80	Falla Dúctil
B	40	45	1 - 2	0,54	0,46	0,58	9,04	7,70	9,71	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,57	0,45	0,56	9,54	7,59	9,49	Falla Dúctil
	40	45	3 - 4	0,56	0,45	0,57	9,48	7,60	9,53	Falla Dúctil
	40	45	4 - 5	0,64	0,46	0,48	10,83	7,71	8,12	Falla Dúctil
C	40	45	1 - 2	0,62	0,46	0,50	10,42	7,76	8,33	Falla Dúctil

	40	45	3 - 4	0,48	0,46	0,65	8,12	7,69	10,90	Falla Dúctil
	40	45	4 - 5	0,58	0,46	0,53	9,78	7,72	8,94	Falla Dúctil
D	40	45	1 - 2	0,54	0,46	0,56	9,15	7,73	9,44	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,36	0,32	0,33	5,97	5,32	5,49	Falla Dúctil
	40	45	3 - 4	0,20	0,24	0,37	3,38	4,06	6,15	Falla Dúctil
	40	45	4 - 5	0,33	0,20	0,28	5,62	3,35	4,67	Falla Dúctil
E	40	45	1 - 2	0,54	0,46	0,58	9,05	7,71	9,68	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,58	0,46	0,53	9,77	7,71	8,96	Falla Dúctil
F	40	45	1 - 2	0,49	0,46	0,64	8,23	7,71	10,70	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,58	0,46	0,53	9,77	7,71	8,95	Falla Dúctil
G	40	45	2 - 3	0,33	0,24	0,33	5,49	4,09	5,49	Falla Dúctil

Tabla N° 6.35 Tabla de Chequeo para Vigas Últimos Pisos

TABLA DE CHEQUEO DE ACERO PARA VIGAS										
NIVEL 3,20 - 9,60 m										
Recubrimiento (cm)		3,0								
Porcentaje Mínimo		0,33		Porcentaje Balanceado		2,45		Porcentaje Max		1,22
Vigas Eje	Sección (cm)		Ubicación	% As			As Real (cm ²)			Chequeo
	b	h		Negativo	Positivo	Negativo	Negativo	Positivo	Negativo	
				vo	vo	vo	vo	vo	vo	
1	40	45	A - B	0,31	0,22	0,30	5,54	4,01	5,43	Falla Dúctil
	40	45	B - C	0,31	0,30	0,31	5,49	5,34	5,54	Falla Dúctil
	40	45	C - D	0,31	0,30	0,31	5,49	5,30	5,52	Falla Dúctil
	40	45	D - E	0,31	0,30	0,31	5,49	5,31	5,49	Falla Dúctil
	40	45	E - F	0,31	0,30	0,40	5,49	5,34	7,14	Falla Dúctil
2	40	45	A - B	0,54	0,43	0,51	9,60	7,74	9,04	Falla Dúctil
	40	45	B - C	0,47	0,43	0,59	8,42	7,68	10,55	Falla Dúctil
	40	45	C - D	0,35	0,29	0,31	6,17	5,25	5,49	Falla Dúctil
	40	45	D - E	0,54	0,43	0,52	9,56	7,65	9,31	Falla

										Dúctil
	40	45	E - F	0,54	0,43	0,53	9,59	7,60	9,41	Falla Dúctil
	40	45	F - G	0,48	0,43	0,58	8,51	7,70	10,38	Falla Dúctil
3	40	45	A - B	0,54	0,43	0,51	9,56	7,74	9,08	Falla Dúctil
	40	45	B - C	0,47	0,43	0,59	8,46	7,68	10,51	Falla Dúctil
	40	45	C - D	0,31	0,30	0,31	5,51	5,28	5,49	Falla Dúctil
	40	45	D - E	0,31	0,22	0,31	5,49	4,01	5,47	Falla Dúctil
	40	45	E - F	0,31	0,30	0,31	5,49	5,39	5,49	Falla Dúctil
	40	45	F - G	0,20	0,23	0,37	3,56	4,03	6,59	Falla Dúctil
4	40	45	A - B	0,59	0,43	0,47	10,53	7,71	8,36	Falla Dúctil
	40	45	B - C	0,54	0,43	0,53	9,56	7,60	9,44	Falla Dúctil
	40	45	C - D	0,52	0,43	0,53	9,21	7,72	9,48	Falla Dúctil
5	40	45	B - C	0,33	0,30	0,22	5,88	5,40	3,88	Falla Dúctil
	40	45	C - D	0,20	0,23	0,37	3,53	4,04	6,58	Falla Dúctil

TABLA DE CHEQUEO DE ACERO PARA VIGAS											
NIVEL 3,20 - 9,60 m											
Recubrimiento											
(cm)		3,0									
Porcentaje		0,33		Porcentaje Balanceado			2,45		Porcentaje Max		1,22
Vigas	Sección		Ubicaci	% As			As Real			Chequeo	
	(cm)			ón	Negativ	Positiv	Negati	Negati	Positi		Negati
Eje	b	h			o	o	vo	vo	vo	vo	
A	40	45	1 - 2	0,19	0,23	0,35	3,46	4,02	6,30	Falla Dúctil	
	40	45	2 - 3	0,31	0,30	0,31	5,49	5,35	5,49	Falla Dúctil	
	40	45	3 - 4	0,32	0,30	0,32	5,72	5,35	5,74	Falla Dúctil	
B	40	45	1 - 2	0,51	0,43	0,53	9,19	7,72	9,49	Falla Dúctil	
	40	45	2 - 3	0,53	0,42	0,53	9,54	7,59	9,50	Falla Dúctil	
	40	45	3 - 4	0,53	0,43	0,53	9,48	7,60	9,53	Falla Dúctil	
	40	45	4 - 5	0,59	0,43	0,47	10,52	7,71	8,37	Falla Dúctil	
C	40	45	1 - 2	0,58	0,44	0,46	10,39	7,80	8,26	Falla Dúctil	

	40	45	3 - 4	0,47	0,43	0,60	8,35	7,67	10,68	Falla Dúctil
	40	45	4 - 5	0,54	0,43	0,51	9,56	7,74	9,10	Falla Dúctil
D	40	45	1 - 2	0,52	0,44	0,52	9,21	7,78	9,28	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,33	0,30	0,31	5,81	5,28	5,49	Falla Dúctil
	40	45	3 - 4	0,19	0,23	0,34	3,48	4,06	6,07	Falla Dúctil
	40	45	4 - 5	0,31	0,19	0,26	5,49	3,38	4,71	Falla Dúctil
E	40	45	1 - 2	0,52	0,43	0,53	9,21	7,73	9,45	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,53	0,43	0,51	9,53	7,73	9,14	Falla Dúctil
F	40	45	1 - 2	0,47	0,43	0,58	8,48	7,71	10,40	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,53	0,43	0,51	9,54	7,74	9,11	Falla Dúctil
	40	45	2 - 3	0,31	0,23	0,31	5,49	4,10	5,49	Falla Dúctil

6.7.13.2 Chequeo a Corte de Vigas

En el diseño a cortante de vigas seguimos lo que indica el código ACI-318-08 en el capítulo

11.1. que indica que el diseño a cortante debe estar basado en $\phi V_n \geq V_u$ en donde V_n es la

resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón y el acero de refuerzo. Se tomará los valores críticos de la viga del Eje 2 ubicada entre los Ejes A-B:

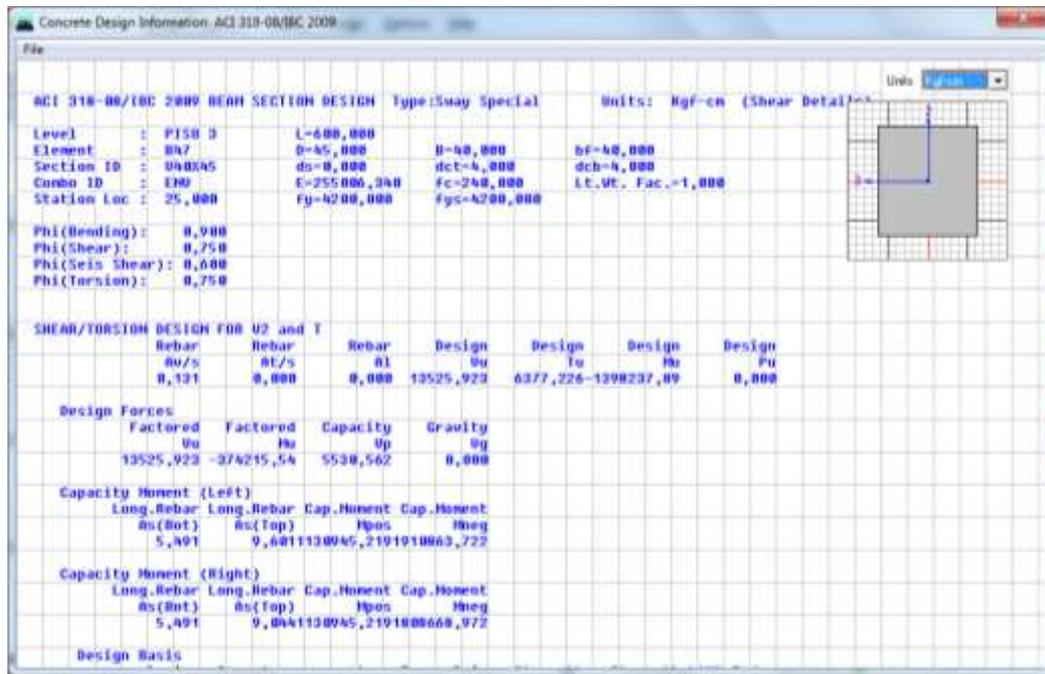


Figura N° 6.87 Ventana de Viga con valor Crítico de Corte

Datos

$$V_u = 13525,92 \text{ kg}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 42 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

○ **Resistencia Nominal al Cortante del Concreto**

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} * bw * d = 0,53 * \sqrt{240 \frac{kg}{cm^2}} * 40cm * 42cm$$

$$V_c = 13792,8 \text{ kg}$$

$V_u \leq \phi V_c$ entonces se necesita de estribos y tomamos lo que dice el código ACI 318-08

sección 11.4.7.1

○ **Resistencia Nominal del Acero**

Los valores a seleccionar se tomarán como indica el código ACI 318-08 sección 11.4.7.2

$$V_s = \frac{d * A_v * f_s}{s} = \frac{42cm * (0,79cm^2 * 2) * 4200kg/cm^2}{15 \text{ cm}}$$

$$V_s = 18580,80 \text{ kg}$$

○ **Resistencia Nominal**

Indicado en la sección del código ACI 318-08 sección 11.1.1

$$V_n = V_c + V_s = 32373,6 \text{ kg}$$

○ **Resistencia al Cortante**

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$13525,92 \text{ kg} < 0,85 * 32373,6 \text{ kg}$$

$$13525,92 \text{ kg} < 27517,56 \text{ kg}$$

6.7.13.3 Chequeo de Porcentajes de Acero en Columnas

Se indica en la norma NEC 2011 capítulo 4 sección 4.3.3 que el refuerzo longitudinal no debe exceder del área bruta de la columna el 3% ni menor al 1%, sin embargo el porcentaje que indica en el código ACI-318-08 capítulo 10 sección 10.9.1 no debe ser menor del 1% ni mayor que el 8% de la sección bruta, la diferencia existente se debe al valor del acero en nuestro país que en EEUU de donde proviene el código ACI, pero depende del calculista al adaptar estos valores según su criterio.

Para revisar los valores calculados por el programa revisamos como se indico anteriormente para las vigas ya que son elementos frame y por ende nos muestran los valores de ambos elementos.



Figura N° 6.88 Porcentajes de Acero en Columnas

Tabla N° 6.36 Áreas de Acero en Columnas

TABLA DE CHEQUEO DE PORCENTAJES DE ACERO EN COLUMNAS				
Nivel 3,20 m				
Ubicación	Sección	%	% Permitido	Ast
			1 - 3	cm2
A1	50X50	1,00	Cumple	25,00
B1	50X50	1,00	Cumple	25,00
C1	50X50	1,00	Cumple	25,00
D1	50X50	1,00	Cumple	25,00
E1	50X50	1,00	Cumple	25,00
F1	50X50	2,81	Cumple	70,25
G1	50X50	1,00	Cumple	25,00
A2	50X50	1,00	Cumple	25,00
B2	50X50	1,00	Cumple	25,00
C2	50X50	1,00	Cumple	25,00
D2	50X50	1,00	Cumple	25,00
E2	50X50	1,00	Cumple	25,00
F2	50X50	1,00	Cumple	25,00
G2	50X50	2,24	Cumple	56,00
A3	50X50	1,00	Cumple	25,00
B3	50X50	1,00	Cumple	25,00
C3	50X50	2,01	Cumple	50,25
D3	50X50	1,00	Cumple	25,00
E3	50X50	1,00	Cumple	25,00
F3	50X50	1,00	Cumple	25,00

G3	50X50	1,00	Cumple	25,00
A4	50X50	1,00	Cumple	25,00
B4	50X50	1,00	Cumple	25,00
C4	50X50	1,00	Cumple	25,00
D4	50X50	1,00	Cumple	25,00
A5	50X50	1,87	Cumple	46,75
B5	50X50	1,00	Cumple	25,00
C5	50X50	1,00	Cumple	25,00
D5	50X50	1,00	Cumple	25,00

6.7.13.4 Diseño de Muros de Corte

6.7.13.4.1 Diseño en Programa Especializado

Cuando se asignan etiquetas Pier a los elementos frame y Wall se podrá modificar la cantidad de acero, espaciamiento entre varillas, con la ayuda del programa podemos chequear con la armadura propuesta si el diseño es factible o no; siguiendo lo que se indica a continuación:

- Seleccionamos el muro a diseñar en este caso escogeremos el **M1** y damos click en el icono  para que inicie el diseño el programa.
- Abrimos la ventana **Design/Shear Wall Design/Define Pier Sections for Checking**, y se muestra una ventana donde modificamos el muro **M1**

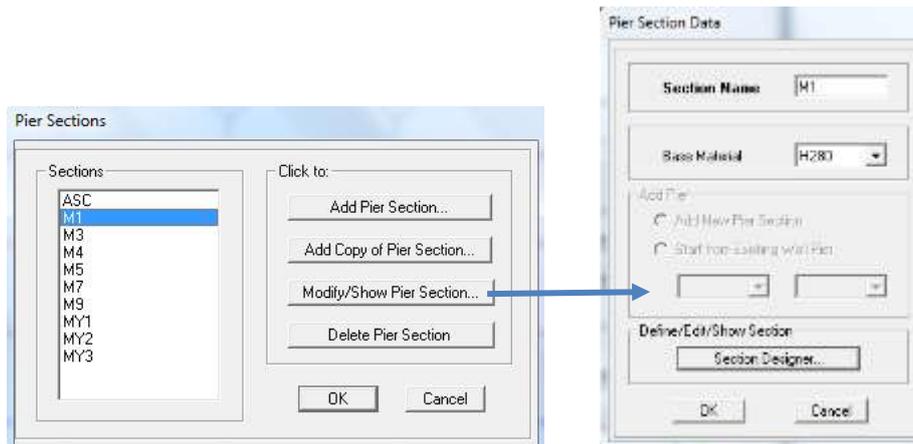


Figura N° 6.89 Ventana Definir Secciones Pier Para Chequeo

- Seleccionamos Section Designer



Figura N° 6.90 Editor de Secciones

- En esta venta se puede cambiar el armado y espaciamiento de las varillas
- Seleccionamos el muro **M1** del **Piso 1** donde el cortante es el mas crítico y damos click derecho en el mismo.
- Se mostrará una ventana que indica los índices de demanda y capacidad que no deben sobrepasar 0,95

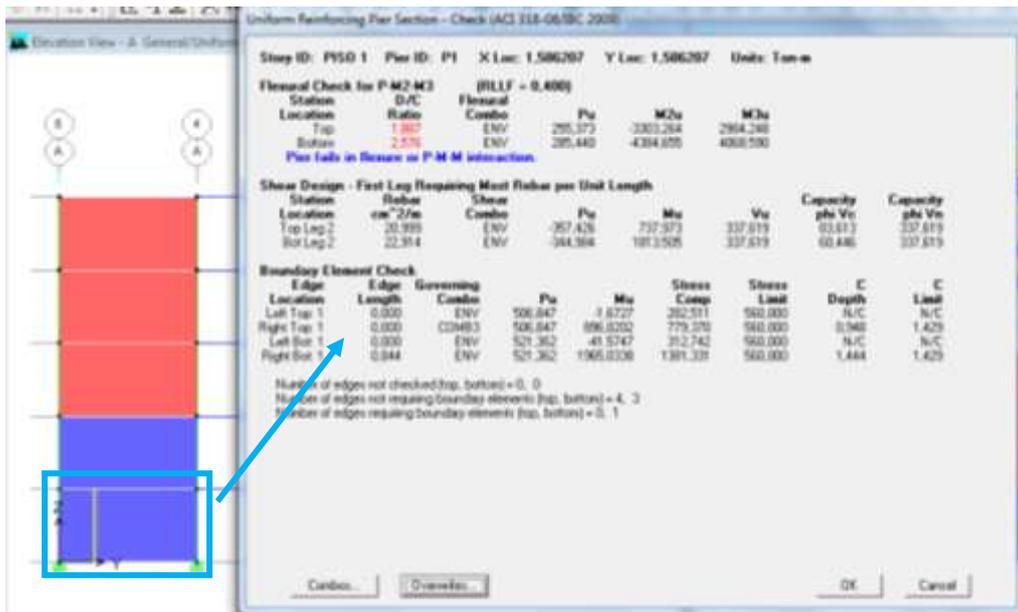


Figura N° 6.91 Detalles del Diseño del muro

- En la figura indica que se falla por flexión sobrepasando el valor de demanda/capacidad, lo que es necesario cambiar la armadura y nuevamente diseñar.
- Al realizar varias iteraciones se llega un armado óptimo, ubicando varillas de 25 mm de diámetro y espaciamiento cada 15 cm.



Figura N° 6.92 Optimización del Muro

- Con los demás muros se realizó de la misma manera obteniendo secciones optimas, como el fallo es en los dos primeros pisos se utiliza varios armados para los muros superiores así como para los muros del ducto ascensor.
- Se presentan los valores de refuerzo y espaciamiento para utilizar en cada muro de cada piso.

6.7.13.4.2 Diseño Manual de Muros de Corte

Según el código ACI 318-08 la sección 21.9.6.3, se debe usar elementos de borde cuando la tensión extrema a compresión sobrepase $0,2f'_c$, tomando en cuenta las fuerzas mayoradas y las propiedades de sección bruta.

Datos:

$$\mathbf{Pu\ max} = 285,44\ \text{ton y } \mathbf{Pu\ min} = 255,37\ \text{ton}$$

$$\mathbf{Mu\ max} = 4384,65\ \text{ton}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{Vu} = 110,1\ \text{ton}$$

$$\mathbf{f'_c} = 280\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

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

$$\mathbf{Ag} = 30\text{cm}\cdot 600\ \text{cm} = 18000\ \text{cm}^2$$

$$\mathbf{Ig} = (1/12)\cdot 30\cdot 600^3 = 540000000\ \text{cm}^4$$

- Verificar si necesita Elementos de Borde

$$f_c = \frac{285,44\ \text{ton}}{18000\ \text{cm}^2} + \frac{4384,65\ \text{ton}\cdot\text{m} \cdot 600\ \text{cm}}{540000000\ \text{cm}^4} = 0,02073\ \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} = 20,73\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0,2 * 280\ \text{kg}/\text{cm}^2 = 56\ \text{kg}/\text{cm}^2 \leq f_c\ \mathbf{No\ necesita\ de\ Cabezales}$$

$$\partial = \frac{4384,65}{5,4} + \frac{285,44}{1,8} = 970,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 560 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Entonces necesita de elementos de borde

Cuantía mínima para refuerzo longitudinal – transversal

$$A_{smin} = 0,0025 * 100 * 30$$

$$A_{smin} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Los valores calculados a continuación serán ingresados en el diagrama de interacción **G-066** del Manual de Cálculo de Hormigón Armado para obtener las cuantías necesarias para flexión:

$$\frac{Mu}{f'c * Ag * h} = \frac{4384,65}{2800 * 1,8 * 6} = 0,145$$

$$\frac{Pu}{f'c * Ag} = \frac{285,44}{2800 * 1,8} = 0,0566 = 2\%$$

$$\frac{Pu}{f'c * Ag} = \frac{255,37}{2800 * 1,8} = 0,05066 = 2,2\%$$

$$A_{sc} = 0,022 * 100 * 30 = 66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El calculista escogerá el refuerzo que necesite en este caso será una varilla de 25 mm que tiene un área de 4,91 cm², como son dos capas el área se multiplicara por dos:

$$s = \frac{2 * A_s}{A_{sc}} = \frac{2 * 4,91 \text{ cm}^2}{66 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$s = 0,148 \text{ m} \cong 0,15 \text{ m}$$

- Diseño a Corte

Para el diseño de corte se utilizará la siguiente ecuación tomada del ACI 318 -08 en la sección 21.9.4

$$V_c = A_{cv} * (a_c * \sqrt{f'_c})$$

Donde:

A_{cv} = área del muro estructural

$a_c = 0,80$ Para $h_w/l_w \leq 1,50$

$$V_c = 600 * 30 * (0,80 * \sqrt{280}) = 240,96 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,60 * 240,96 = 144,58 \text{ ton} \geq V_u \text{ **Cumple**}$$

El valor de ϕ para cortante es 0,85, sin embargo se usará 0,60 si la resistencia al cortante nominal V_n es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión nominal.

Se pudo verificar que mediante el cálculo manual se reflejan resultados semejantes a los obtenidos con el programa tomando como válidos los resultados que del programa por la facilidad y las iteraciones que se puede realizar hasta obtener las secciones óptimas.

6.7.13.4.3 Armado Mínimo en Muros de Corte

Los esfuerzos últimos (M_u, V_u, P_u) se obtendrán del programa de la combinación más crítica y con las iteraciones realizadas se obtendrán el acero longitudinal de los diagramas de iteración propios del programa o por el chequeo de la armadura propuesta para el diseño mediante el mismo programa.

Es necesario tener en cuenta el refuerzo mínimo donde la distribución de armadura será diferente para cada piso según las solicitaciones indiquen.

- **Refuerzo Longitudinal Mínimo**

Refuerzo mínimo para acero longitudinal y transversal es de 0,0025

$$A_{smin} = 0,0025 * 100 * 30$$

$$A_{smin} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usa varilla de 10 mm con un área de 0,79 cm²

$$A_s = 2 * 0,79 = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de Varillas} = \frac{7,5}{1,58} = 4,74 \cong 5$$

Espaciamiento requerido

$$s = \frac{100}{4,74} = 21,1 \cong 20 \text{ cm}$$

Se obtenido 5 varillas de 10 mm de diámetro con un espaciamento de 20 cm. El refuerzo longitudinal se obtendrá del cálculo con la ayuda del programa.

- **Armadura por Corte**

Se procederá a realizar con la siguiente formula mencionado anteriormente:

$$V_n = A_c v (ac \sqrt{f'c} + p_n * f_y)$$

Donde:

$$ac = 0,25 \text{ para } h_w/l_w \leq 1,50$$

$$A_{cv} = 30 * 600 = 18000 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 18000 * (0,25 * \sqrt{280} + 0,0025 * 4200)$$

$$V_n = 264,3 \text{ Ton}$$

$V_u = 337,62 \text{ Ton}$ (Obtenida del programa especializado en edificaciones)

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_n}{\phi} = \frac{337,62 - (0,85 * 264,3)}{0,85}$$

$$V_s = 132,90 \text{ Ton}$$

$s = 15 \text{ cm}$ (espaciamiento)

$$A_v = \frac{V_s * s}{d * f_y} = \frac{132,90 * 10^3 * 15}{27 * 4200} = 17,57 \text{ cm}^2$$

A continuación se presenta el resumen del armado de Muros de Corte

Tabla N° 6.37 Resumen Armado Muros de Corte

ARMADO MUROS DE CORTE						
M1 = M2 = M3 = M4 Sentido X-Y						
Piso	Ubicación		Ancho	Longitud	As. Flexión	As. Corte
	Sentido X	Sentido Y	cm	m		
1	Eje A-B	Eje 5 -4	30	6,00	1Ø25@15cm	1Ø16@20cm
2	Eje A-B	Eje 5 -4	30	6,00	1Ø25@15cm	1Ø16@20cm

3	Eje A-B	Eje 5 -4	30	6,00	1Ø16@15cm	1Ø14@20cm
4	Eje A-B	Eje 5 -4	30	6,00	1Ø12@15cm	1Ø12@20cm
5	Eje A-B	Eje 5 -4	30	6,00	1Ø12@15cm	1Ø12@20cm
M5 = M6 = M7 = M8 = M9 = M10 = M11 = M12						
Piso	Ubicación		Ancho	Longitud	As. Flexión	As. Corte
	Sentido X	Sentido Y	cm	m		
1	Eje C-D	Eje 5 -4	30	1,00	1Ø14@20cm	1Ø12@20cm
2	Eje C-D	Eje 5 -4	30	1,00	1Ø14@20cm	1Ø12@20cm
3	Eje C-D	Eje 5 -4	30	1,00	1Ø12@20cm	1Ø12@20cm
4	Eje C-D	Eje 5 -4	30	1,00	1Ø12@20cm	1Ø12@20cm
5	Eje C-D	Eje 5 -4	30	1,00	1Ø12@20cm	1Ø12@20cm
MURO ASCENSOR						
Piso	Ubicación		Ancho	Longitud	As. Flexión	As. Corte
	Sentido X	Sentido Y	cm	m		
1	Eje C	Eje 2-3	35	6,00	1Ø25@15cm	1Ø16@20cm
2	Eje C	Eje 2-3	35	6,00	1Ø25@15cm	1Ø16@20cm
3	Eje C	Eje 2-3	35	6,00	1Ø20@15cm	1Ø14@20cm
4	Eje C	Eje 2-3	35	6,00	1Ø14@15cm	1Ø12@20cm
5	Eje C	Eje 2-3	35	6,00	1Ø14@15cm	1Ø12@20cm
DUCTO DE ASCENSOR						
Piso	Ubicación		Ancho	Longitud	As. Flexión	As. Corte
	Sentido X	Sentido Y	cm	m		
1	Eje C-D	Eje 5 -4	25	2,00	1Ø12@20cm	1Ø12@20cm
2	Eje C-D	Eje 5 -4	25	2,00	1Ø12@20cm	1Ø12@20cm

3	Eje C-D	Eje 5 -4	25	2,00	1Ø12@20cm	1Ø12@20cm
4	Eje C-D	Eje 5 -4	25	2,00	1Ø12@20cm	1Ø12@20cm
5	Eje C-D	Eje 5 -4	25	2,00	1Ø12@20cm	1Ø12@20cm

6.7.13.5 Diseño de Losa Utilizando Un Programa Especializado para Cimentaciones

La estructura debe estar analizada por el programa especializado en edificaciones y se realizan los siguientes pasos:

- Seleccionamos la ventana **File/Export/Save Story as Safe**
- Seleccionamos el **Piso 1** y marcamos la opción **Export Floor Loads Only** y seleccionamos las cargas estáticas que usará el programa.

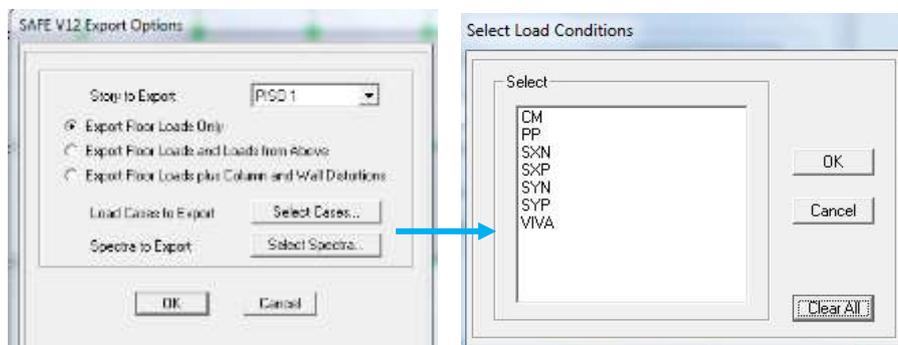


Figura N° 6.93 Exportar al programa Especializado

- Abrir el programa especializado para cimentaciones y en la venta seleccionar **File/Import/Safe f2k** y visualizamos en una vista 3D para verificar el modelo.

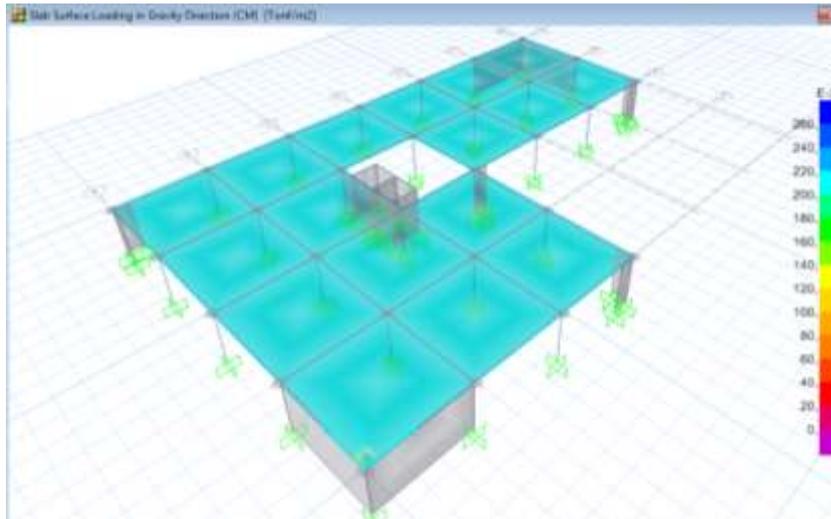


Figura N° 6.94 Vista 3D de la Losa

Para verificar si la losa cumple con las solicitaciones impuestas se debe chequear dos parámetros:

Deflexiones: el valor de la deflexión máxima no debe exceder como indica el código ACI en la tabla 9.2b de $l/360$ por **Carga Viva**, en donde $l = 6000 \text{ mm}$, dando un valor de deflexión máxima de **1,67 cm**

Esfuerzos: los esfuerzos internos no deben exceder del valor de $f'c$ (210 kg/cm^2) de la losa, utilizando para ello la **Combinación 1** ($1,4CM + 1,4PP + 1,7VIVA$).

Para verificar las deflexiones se realiza lo siguiente:

- En la barra de herramientas damos click en el icono  para analizar la losa
- El programa le pedirá guardar el archivo con una extensión del programa y se chequeará las deflexiones, obteniendo un valor máximo de 1,53 mm

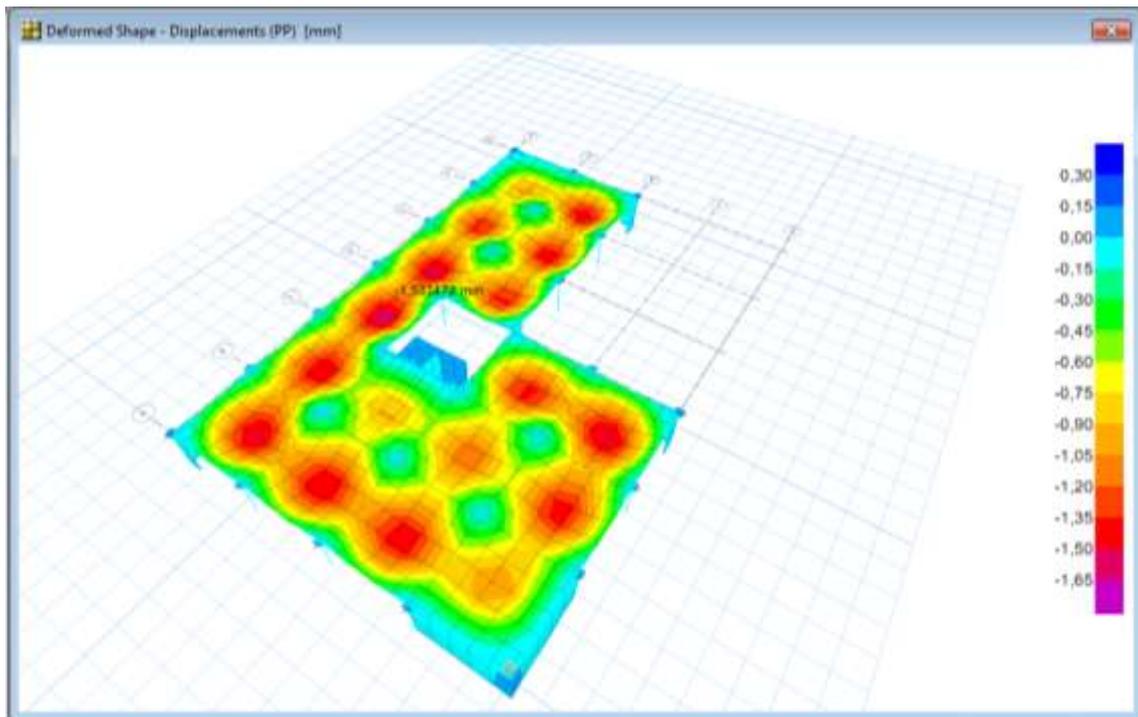


Figura N° 6.95 Chequeo de Deflexiones de la Losa

Para verificar los esfuerzos se realiza lo siguiente:

- Seleccionamos la ventana **Display/Show Slab Forces/Stresses** y mostrará una ventana donde escogeremos la combinación, el valor del esfuerzo **S11**, y además que indique los esfuerzos en la parte inferior marcando **Stresses Bottom Face**

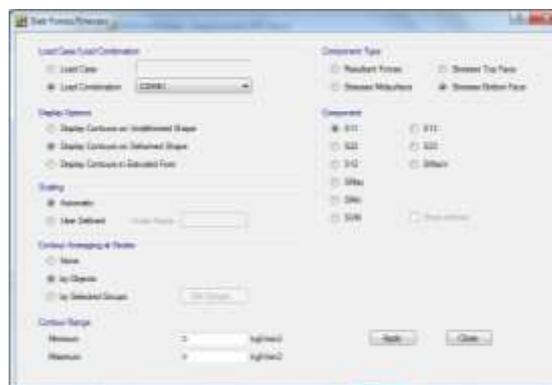


Figura N° 6.96 Ventana para Esfuerzos en la Losa

- Damos OK y verificamos que no hay esfuerzos que excedan los 210 kg/cm²

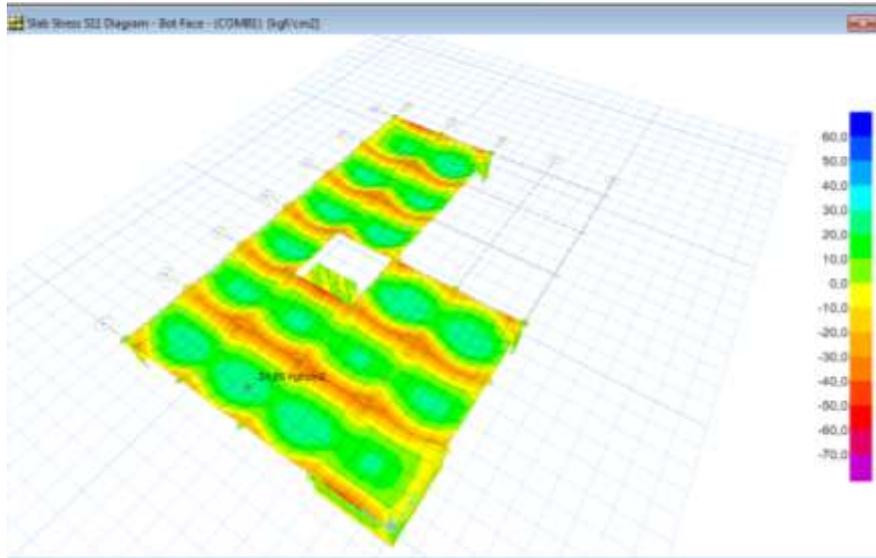


Figura N° 6.97 Esfuerzos en la Losa

Como el concreto es capaz de soportar los esfuerzos la losa se arma con el refuerzo mínimo tanto para tracción como para compresión:

Tabla N° 6.38 Resumen Armado de Losa

ARMADO LOSA			
Piso	Peralte	As. Positivo	As. Negativo
1	15 cm	1Ø12mm@Nervio	1Ø14mm@Nervio
2	15 cm	1Ø12mm@Nervio	1Ø14mm@Nervio
3	15 cm	1Ø12mm@Nervio	1Ø14mm@Nervio
4	15 cm	1Ø12mm@Nervio	1Ø14mm@Nervio
5	15 cm	1Ø12mm@Nervio	1Ø14mm@Nervio

6.7.13.6 Diseño de Cimentaciones

6.7.13.6.1 Diseño en Programa Especializado

Se indicará los pasos a seguir para el diseño de las cimentaciones mediante el programa especializado. Se puede realizar un pre diseño de las zapatas pero a la gran facilidad del programa de cambiar secciones y verificar resultados no será necesario y se realizarán varias iteraciones hasta llegar a la sección óptima.

- Se creará una sección tipo shell y nos ubicamos en la ventana **Define/Wall-Slab-Deck Section/** y damos click en **Add New Slab** y se muestra la siguiente ventana que llenaremos como indica la figura :

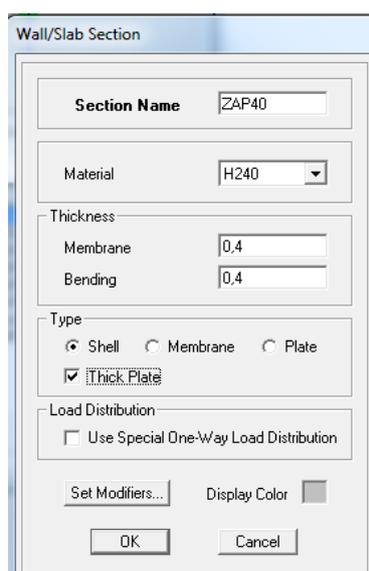


Figura N° 6.98 Ventana Sección de Zapata

- En la barra de herramientas de la parte izquierda damos click en el icono  para dibujar las zapatas en la base de la estructura colocando las dimensiones tanto en X-Y.

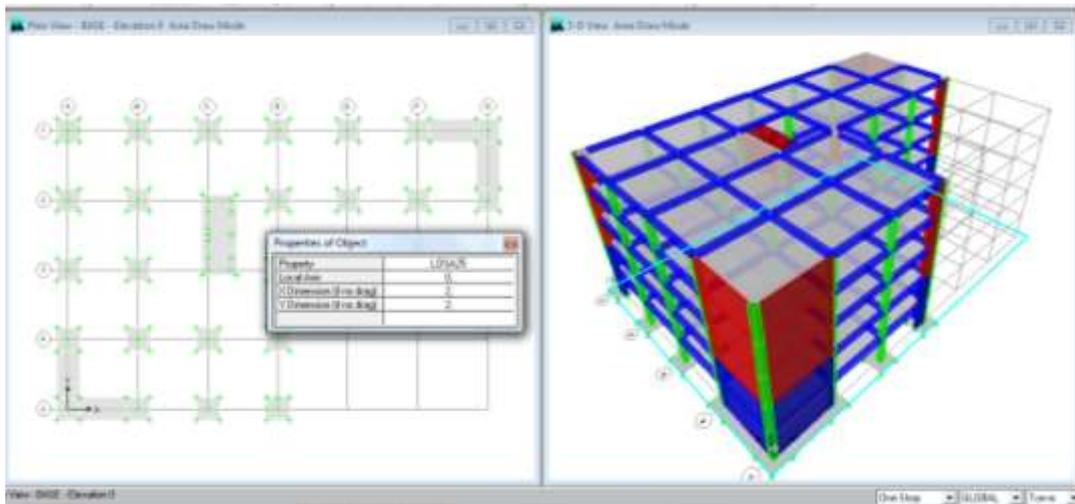


Figura N° 6.99 Dibujo de las Cimentaciones

- Se analiza la estructura y se exportan los datos de la base a un formato f2k como se hizo anteriormente para la losa, y se abre el archivo guardado en el programa especializado para cimentaciones.

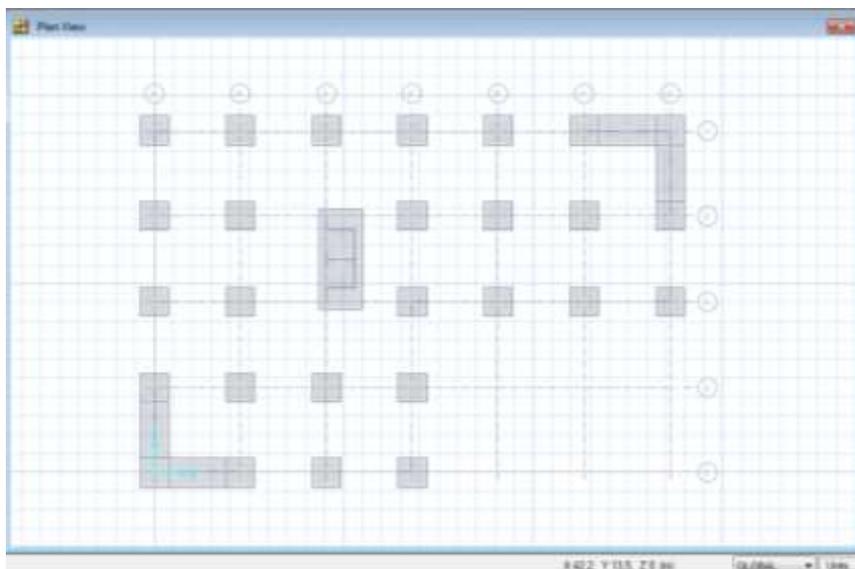


Figura N° 6.100 Cimentaciones exportadas al Programa

A continuación se explicará cómo definir las propiedades del suelo al programa, utilizando el valor de Winkler (módulo de balasto), con lo que se adjunta la tabla de valores y el que se utilizará para la ciudad de Ambato.

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figura N° 6.101 Módulos de Reacción del Suelo

- Para asignar esta propiedad del suelo primero seleccionamos todas las cimentaciones y vamos a la ventana **Assign/Support Data/Soil Properties**
- Modificamos la propiedad SOIL1 y asignamos el coeficiente de balasto igual a 4kg/cm³ y damos OK

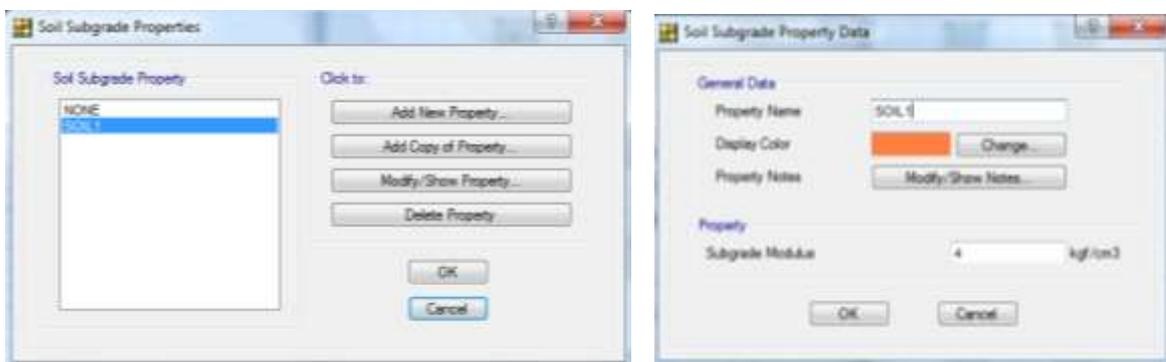


Figura N° 6.102 Ventana para Modificar el Coeficiente de Balasto

- Después se le asignara restricciones a la cimentación en donde solo colocaremos restricción en traslación X y Y.
- Seleccionamos todas las cimentaciones y vamos a la ventana **Assign/Support Data/Point Restraints** y solo se selecciona la traslación en X – Y.

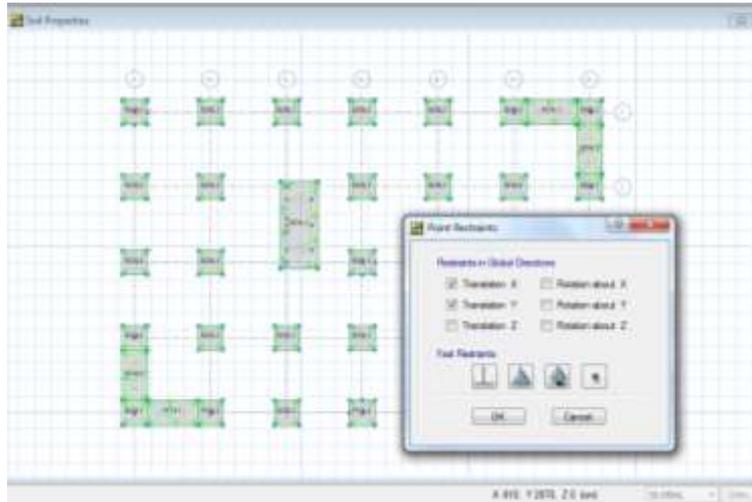


Figura N° 6.103 Restricciones en Cimentación

- Para crear las combinaciones de carga vamos a la ventana **Define/Load Combinations** y creamos una combinación con las cargas **PP,CM,VIVA** con un factor de **1** y marcamos la opción **Service Normal**



Figura N° 6.104 Creación de la Combinación de Carga

- Analizamos la cimentación y verificamos que la presión del suelo generada por las zapatas no exceda los 2 kg/cm^2 , seleccionando en la ventana **Display/Show Reactions Forces** y buscamos la combinación creada anteriormente y marcamos la opción **Soil Pressures**



Figura N° 6.105 Ventana de Fuerzas de Reacción

- Y verificamos que no existan valores mayores a 2 kg/cm^2 para comprobar que las dimensiones de la zapata son las correctas.

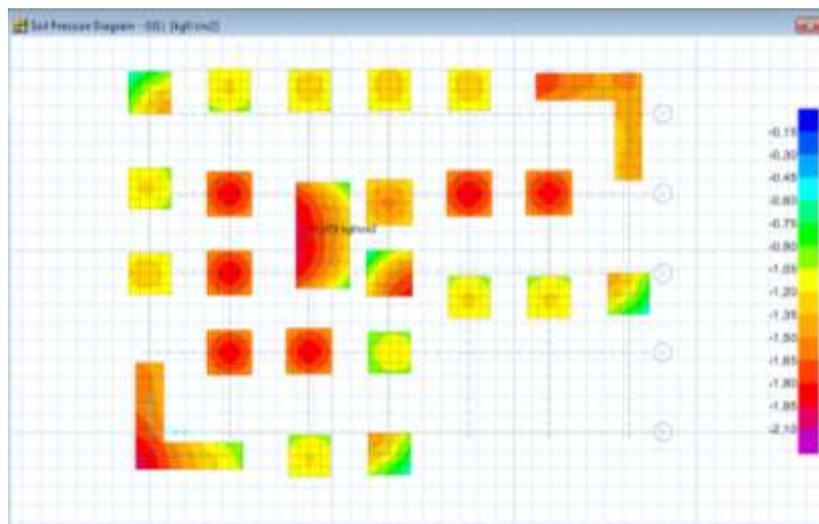


Figura N° 6.106 Presión en el Suelo

- Para el chequeo al punzonamiento vamos a la ventana **Display/Show Punching Shear Design** y verificamos que los valores que se muestran sean menores a la unidad.

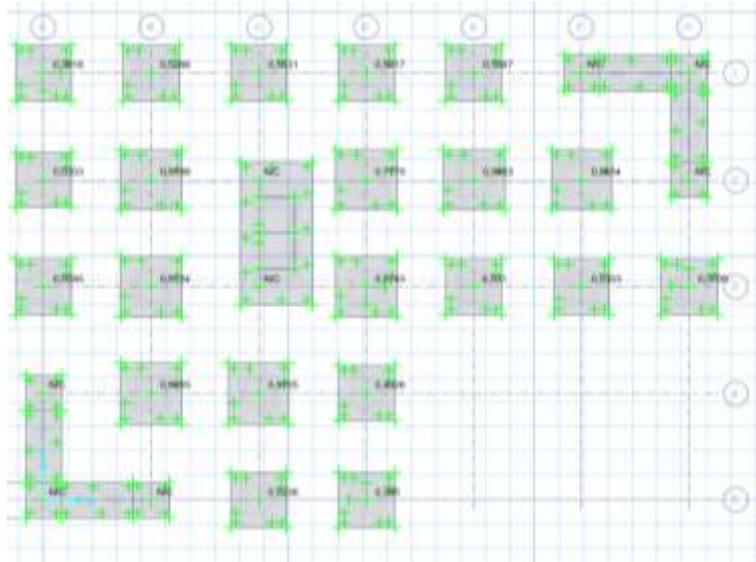


Figura N° 6.107 Chequeo a Punzonamiento en Zapatas

- La barra de herramientas de la parte izquierda se encuentra el icono  (Draw design strips) lo cual dibuja franjas de diseño donde se realizarán dos franjas una en sentido X y la otra en sentido Y, que cubran el área de cada zapata.
- Por defecto el programa tiene dos etiquetas para las franjas A y B lo que por recomendación las franjas para el sentido en X se utilizará la franja A y para el sentido Y la franja B.
- De esta manera como se indica a continuación se crearán las franjas

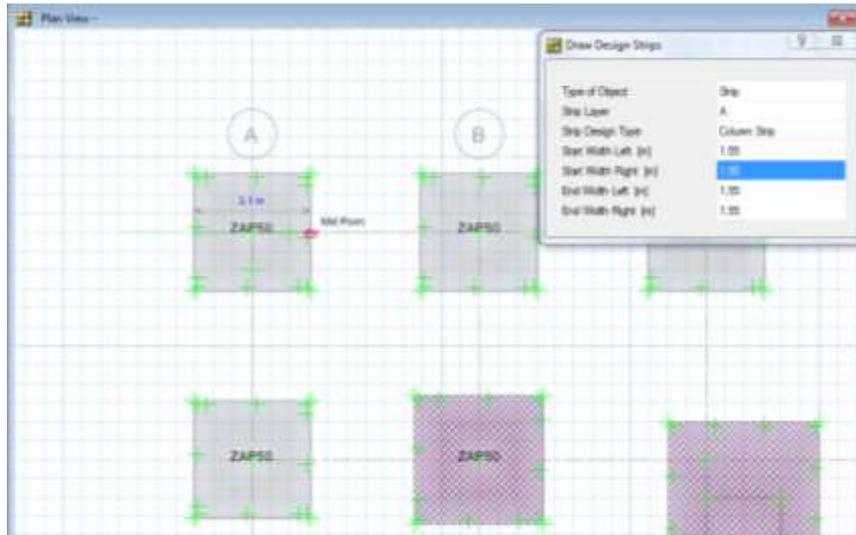


Figura N° 6.108 Creación de Franjas de Diseño

- Si se desea como están dispuestas las franjas se selecciona la opción **Set Display Options** y en la ventana que se despliega marcar la casilla que indica **Show Width** y se visualizaran las franjas en ambas direcciones.

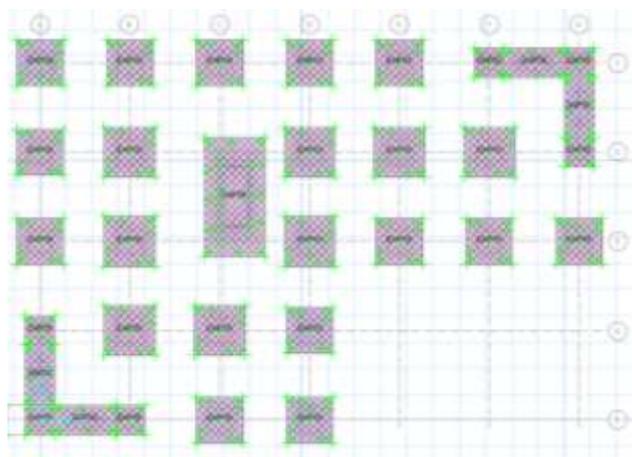


Figura N° 6.109 Franjas de Diseño para Cimentación

- Se analiza la cimentación y se procede al diseño dirigiéndose a la ventana **Display/Show Slab Design** y se selecciona con que diámetro de varilla se desea el diseño y la franja que se desea analizar como se indica a continuación

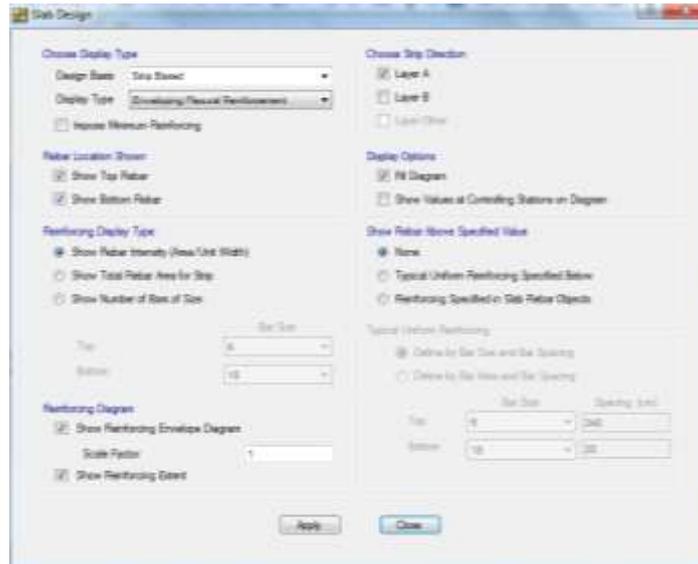


Figura N° 6.110 Ventana de Diseño de la Cimentación

- Se puede visualizar el refuerzo que se necesita por cada centímetro

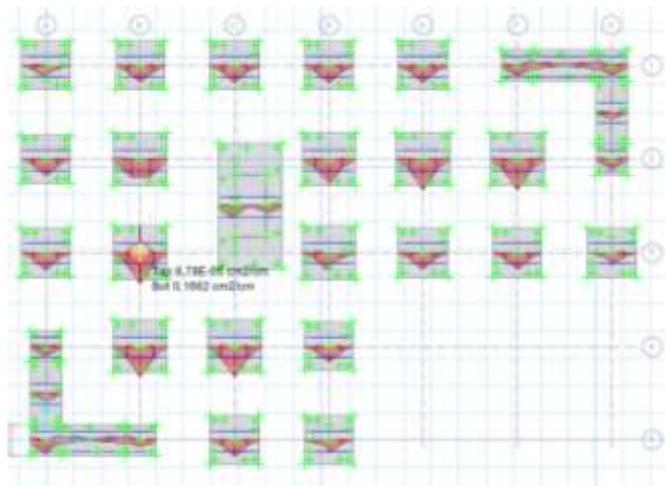


Figura N° 6.111 Diseño de la Cimentación

6.7.13.6.2 Diseño Manual de la Zapata Central

El método utilizado para el diseño será el indicado en la asignatura de Obras Civiles de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato. Los datos fueron proporcionados del programa con la combinación mas crítica, es decir la envolvente.

Datos:

Carga Ultima Pu = 271,38 Ton

Momento Ultimo en X = 2,94 Ton-m

Momento Ultimo en Y = 3,43 Ton-m

Esfuerzo Admisible del Suelo = 20 ton/m²

F'c del hormigón = 240 kg/cm²

Sección de Columna = 50 x 50

Factor de Reducción de cargas f = 1,55

Los momentos y cargas últimas se deben dividir para un factor de reducción f para tener las cargas de servicio y mediante la siguiente fórmula podemos tener un valor tentativo área de cimentación:

$$Af = \frac{Ps + 0,20 * Ps}{qadm} = \frac{175,08 + 0,20 * 175,08}{20}$$

$$Af = 10,50 \text{ m}^2$$

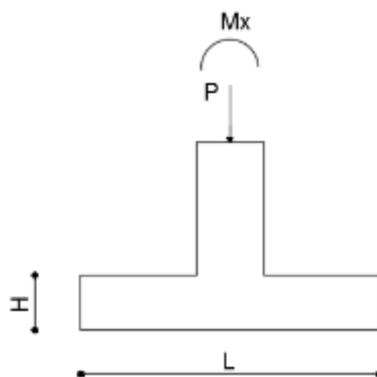


Figura N° 112 Vista Frontal de la Zapata

Se tendrá en cuenta una cimentación cuadrada con lo que se realiza el siguiente cálculo para obtener las dimensiones:

$$L = B = \sqrt{Af} = \sqrt{10,50} = 3,24 \cong 3,30 \text{ m}$$

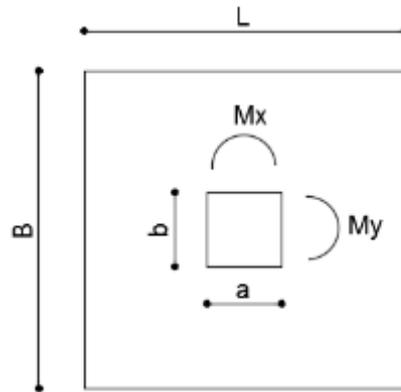


Figura N° 113 Vista en Planta de la Zapata

Con las secciones tentativas de zapata se procederá al chequeo de la presión de la zapata en el suelo que debe ser menor al esfuerzo admisible de 20 ton/m² mediante la siguiente fórmula:

$$q_{max} = \frac{Ps}{B * L} \pm \frac{6 * Msx}{B * L^2} \pm \frac{6 * Msy}{B^2 * L}$$

$$q_{max} = \frac{175,80}{3,30 * 3,30} + \frac{6 * 1,90}{3,30 * 3,30^2} + \frac{6 * 2,21}{3,30^2 * 3,30}$$

$$q_{max} = 16,77 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{adm} \text{ **Cumple**}$$

Tabla N° 39 Chequeo de Esfuerzos Admisibles

ESFUERZOS ADMISIBLES CALCULADOS						
N°	Ps/B*L	Signo	6*Msx/(B*L2)	Signo	6*Myx/(L*B2)	qr ton/m ²
Sentido X						
1	16,08	-	0,32	+	0,37	16,13
2	16,08	+	0,32	+	0,37	16,77
Sentido Y						
3	16,08	+	0,32	-	0,37	16,03
4	16,08	-	0,32	-	0,37	15,39

A continuación se debe chequear a punzonamiento y a corte, con lo que se debe tener en cuenta un espesor de cimentación tentativo, para nuestro caso será de 50 cm.

- Diseño a Corte Sentido X-X'

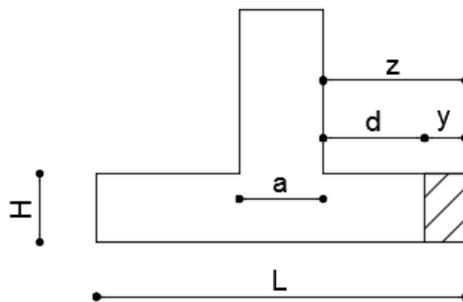


Figura N° 114 Dimensiones para Chequeo a Corte

$$Z = \frac{L - a}{2} = \frac{3,30 - 0,50}{2} = 1,40 \text{ m}$$

Cálculo de área crítica de Corte

$$y = Z - H = 1,40 - 0,50 = 0,90 \text{ m}$$

Cálculo de m

$$m = \frac{q_{max} - q_{min}}{L} = \frac{16,77 - 16,13}{3,30} = 0,19$$

Cálculo del Cortante Ultimo

$$Vu = f * \left(q_{max} * y - \frac{m * y^2}{2} \right) * B = 1,55 * \left(16,77 * 0,90 - \frac{0,19 * 0,90^2}{2} \right) * 3,30$$

$$Vu = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del Cortante Admisible

$$Vadm = 0,53 * \sqrt{f'c} = 0,53 * \sqrt{240}$$

$$Vadm = 8,21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > Vu \text{ **Cumple**}$$

- Diseño a Corte Sentido Y-Y''

Se realiza de la misma manera que en el sentido en X por lo que solo se colocará los resultados del chequeo a cortante:

$$Vu = 7,31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < Vadm$$

- Diseño a Punzonamiento

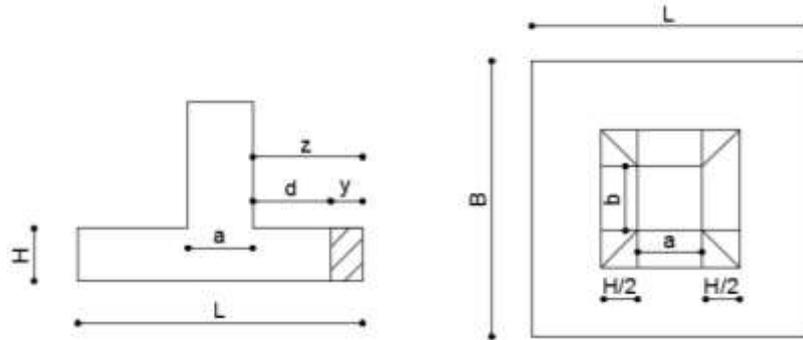


Figura N° 115 Dimensiones para Chequeo a Punzonamiento

Calculo de Cortante Último de Punzonamiento

$$V_p = f * \left(P_s - \frac{P_s}{B * L} * (a + d) * (b + d) \right)$$

$$V_p = 1,55 * \left(175,08 - \frac{175,08}{3,30 * 3,30} * (0,50 + 0,43) * (0,50 + 0,43) \right)$$

$$V_p = 161,17 \text{ ton}$$

Calculo de b_o

$$b_o = 2 * (a + b + 2d)$$

$$b_o = 2 * (0,50 + 0,50 + 2 * 0,43) = 3,72 \text{ m}$$

Calculo de V_p

$$V_p = \frac{V_{up}}{\phi * b_o * d} = \frac{161,17}{0,85 * 3,72 * 0,43} = 11,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo V_{admp}

$$V_{admp} = 1,06 * \sqrt{f'c} = 1,06 * \sqrt{240}$$

$$Vadmp = 16,42 \text{ kg/cm}^2$$

- Diseño a Flexión en Sentido X-X'

Calculo de Momento Último

$$Mu = f * \left(qmax * \frac{z^2}{2} - \frac{m * z^3}{6} \right) * B$$

$$Mu = 1,55 * \left(16,77 * \frac{1,40^2}{2} - \frac{0,19 * 1,40^3}{6} \right) * 3,30$$

$$Mu = 83,75 \text{ ton} - m$$

Se diseña como una viga así que se aplican las siguientes ecuaciones:

$$k = \frac{Mu}{\emptyset * b * d^2 * f'c} = \frac{83,75 * 10^5}{0,90 * 330 * 43^2 * 240} = 0,0635$$

$$kmax = \frac{1}{2,36} = 0,4237$$

$$p = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 * k}}{1,18}$$

$$p = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 * 0,0635}}{1,18} = 0,0038$$

$$Pmax = 0,0124$$

$$Pmin = 0,0033$$

$$Asx = p * B * d = 0,0038 * 330 * 43$$

$$Asx = 53,92 \text{ cm}^2 = 22\emptyset 18 \text{ mm}$$

$$\text{espaciamiento} = \frac{330}{22} = 15 \text{ cm}$$

- Diseño a Flexión en Sentido Y-Y'

Se realiza el mis procedimiento para el otro sentido teniendo el mismo armado en ambos sentido para las zapatas centrales

Verificando que los resultados del programa son similares a los calculados manualmente por lo que se adoptaran los valores que se nos muestra el programa, además con la ayuda del programa se puede realizar iteraciones para obtener varias secciones óptimas.

6.7.13.6.3 Diseño Manual de la Zapata Corrida o de Muro

El método utilizado será como el diseño de una viga que soporta cargas axiales y momentos los datos serán tomados del programa especializado en estructuras.

Datos:

Esfuerzo Admisible del Suelo = 20 ton/m²

F'c del hormigón = 240 kg/cm²

Sección de Columna = 50 x 50

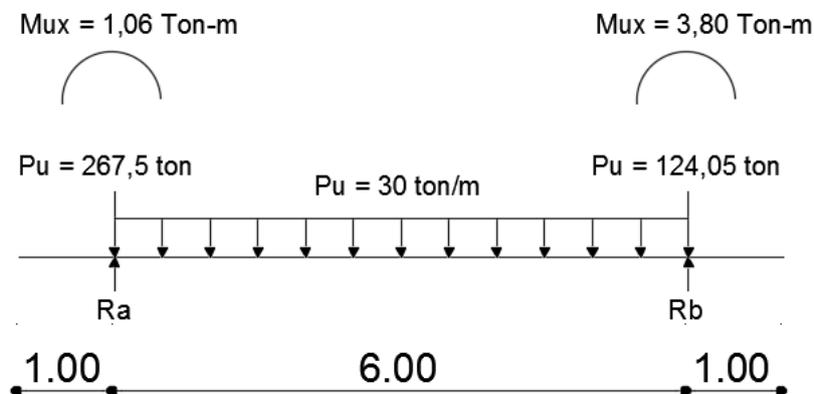


Figura N° 116 Dimensiones y Cargas que Soporta la Zapata

Procedemos a calcular las reacciones que son ejercidas por el suelo utilizando ecuaciones de la estática:

$$\sum M_A = 0$$

$$R_b * (6) - 124,05 * (6) - 30 * 6 * (3) + 3,80 + 1,06 = 0$$

$$R_b = 213,24 \text{ ton}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$-R_a * (6) + 267,5 * (6) + 30 * 6 * (3) + 3,80 + 1,06 = 0$$

$$R_a = 358,31 \text{ ton}$$

Estas reacciones se las debe transformar a una carga distribuida utilizando la siguiente ecuación:

$$W_1 = \frac{358,31}{2} = 179,155 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = \frac{213,24}{2} = 106,62 \text{ ton/m}$$

Se procede a realizar los diagramas de corte y momento para la cimentación:

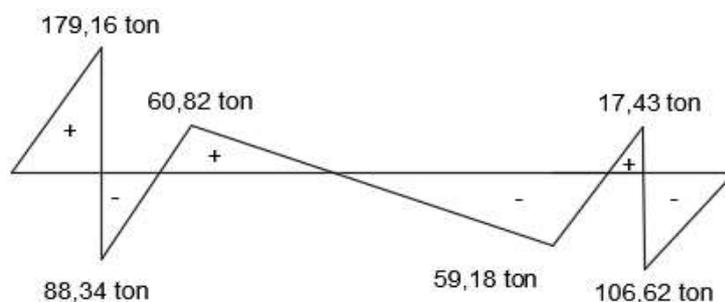


Figura N° 117 Diagrama de Corte de Zapata Corrida

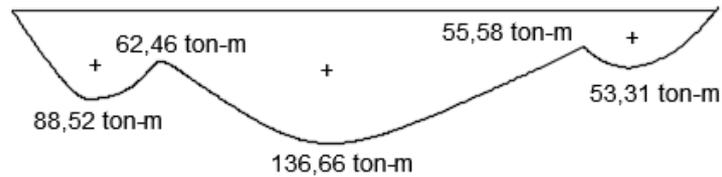


Figura N° 118 Diagrama de Momento de Zapata Corrida

Se diseña como una viga así que se aplican las siguientes ecuaciones:

$$k = \frac{Mu}{\phi * b * d^2 * f'c} = \frac{136,66 * 10^5}{0,90 * 200 * 43^2 * 240} = 0,171$$

$$kmax = \frac{1}{2,36} = 0,4237$$

$$p = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 * k}}{1,18}$$

$$p = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 * 0,171}}{1,18} = 0,0110$$

$$Asx = p * B * d = 0,011 * 200 * 43$$

$$Asx = 94,60 \text{ cm}^2 = 14\emptyset 30 \text{ mm}$$

$$espaciamiento = \frac{200}{14} = 15 \text{ cm}$$

Se realiza el mis procedimiento para el otro sentido teniendo el mismo armado en ambos sentido para la zapata combinada

Verificando que los resultados del programa son similares a los calculados manualmente por lo que se adoptaran los valores que se nos muestra el programa principalmente para las

secciones de zapata combinadas que son más complicada en el cálculo manual, además con la ayuda del programa se puede realizar iteraciones para obtener varias secciones óptimas

6.7.14 Conclusiones y Recomendaciones

6.7.14.1 Conclusiones

- Se trató cada uno de los modelos estructurales planteados utilizando para la verificación de derivas máximas permitidas, la norma NEC 2011 y para el diseño la aplicación del código ACI-318-08
- Se detalló los pasos básicos necesarios para determinar el comportamiento sísmico de la estructura mediante un análisis estático lineal y un análisis dinámico mediante el método de espectro de respuesta con la utilización de un software, prediciendo los máximos desplazamientos y los diferentes modos de vibración de la estructura.
- La incorporación de un ducto de ascensor a un edificio no rigidizado nos permite cumplir con los límites de deriva establecidos por la norma NEC 2011, pero provoca un problema crítico en la estructura que es la torsión en planta.
- El uso de cruces de San Andrés pudo mitigar de igual los desplazamientos excesivos por falta de rigidez. Las cruces no se pueden colocar a lo largo de toda el perímetro de la estructura por motivos arquitectónicos por lo que el problema de torsión en planta continua.
- La ubicación correcta de los muros estructurales en las esquinas perimetrales de la estructura ayudó a pasar los chequeos de desplazamientos máximos así como problemas de torsión provocados por la configuración estructural del edificio, aportando rigidez y además de acercar los centros de masa y centros de rigidez de entrepiso.

- Para el pre dimensionamiento de muros de corte no existe una fórmula concreta pero gracias al software se puede realizar varias iteraciones hasta ubicar cual es el más favorable, y tomar en cuenta el alto valor económico que tienen la construcción de estos elementos estructurales.
- La ventaja de una estructura irregular es siempre en el sentido donde la estructura se alargue porque se tendrá más columnas y por ende más rigidez pero esto conlleva a que el sentido ortogonal con menor dimensión y columnas conlleven al problema de torsión en planta.
- Las cruces de San Andrés redujeron hasta un 69% de la deriva máxima producida en un edificio sin rigidizar en cambio los muros de corte redujeron hasta un 86% y con la ventaja que presentó un valor menor al 10% de la masa participativa en RZ (rotación Z) evitando problemas de torsión en planta en los dos primeros modos de vibración.
- Se analizó los 15 modos de vibración que tiene la estructura donde la masa participativa es menor del 90% en los dos primeros modos de vibración, considerados como periodos fundamentales de la estructura.
- Siempre al chequear el comportamiento sísmico de una estructura se debe revisar que dos problemas no se produzcan como son desplazamientos mayores a los permitidos y la torsión en planta, es decir puede llegar el caso de que la estructura pase la deriva máxima pero puede provocar problemas de torsión y viceversa.
- El modelo estructural con mejor comportamiento y que se tomó para el análisis y diseño óptimo fue el que contiene muros estructurales ya que presenta los mejores resultados y cumplen con las especificaciones indicadas en la norma NEC 2011 y en el código ACI-318-08.
- Se verifica la hipótesis de que la utilización de sistemas estructurales de manera eficiente puede favorecer a la estructura y por ende la estructura será estable.

6.7.14.2 Recomendaciones

- Se recomienda que la ubicación de muros de corte o cruces de San Andrés sea de forma perimetral y siempre chequear los centros de masas y centro de rigidez del edificio.
- Los chequeos se deben realizar en ambos sentidos especialmente cuando la estructura es de configuración irregular.
- Para tener en cuenta el nivel de ocupación y el desempeño de una estructura durante y después de un sismo se recomienda realizar un análisis no lineal o Pushover que genera resultados que indicarán si es ocupacional o no el edificio después de la presencia del sismo debido que un análisis estático o dinámico no proporcionan de dicha información.

6.8. ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA

Este presente trabajo fue realizado bajo la supervisión del Ing. Mg. Fernando Durán como tutor de mi persona Luis Enrique Chávez Rubio, quien realicé la investigación previa a la obtención del título de Ingeniero Civil.

6.9. PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

Tabla N° 6.40 Monitoreo y Evaluación

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIÓN
¿Qué evaluar?	Comportamiento Sísmico de un edificio irregular rigidizado y no rigidizado
¿Por qué evaluar?	Se necesita analizar cómo se comporta una estructura con diferentes elementos estructurales
¿Para qué evaluar?	Dar la mejor solución ante los problemas en el comportamiento del edificio
¿Con qué criterios?	Pertinencia, coherencia, efectividad, eficiencia y eficacia.
¿Indicadores?	Cuantitativos
¿Quién va a evaluar?	Egresado Luis Chávez
¿Cuándo Evaluar?	Una vez analizada la estructura
¿Cómo evaluar?	Mediante parámetros establecidos en el ACI-318 y el NEC 2011
¿Fuentes de Información?	Libros, Manuales, Profesionales, Internet
¿Con que Evaluar?	Programa Especializado en Edificaciones

BIBLIOGRAFÍA

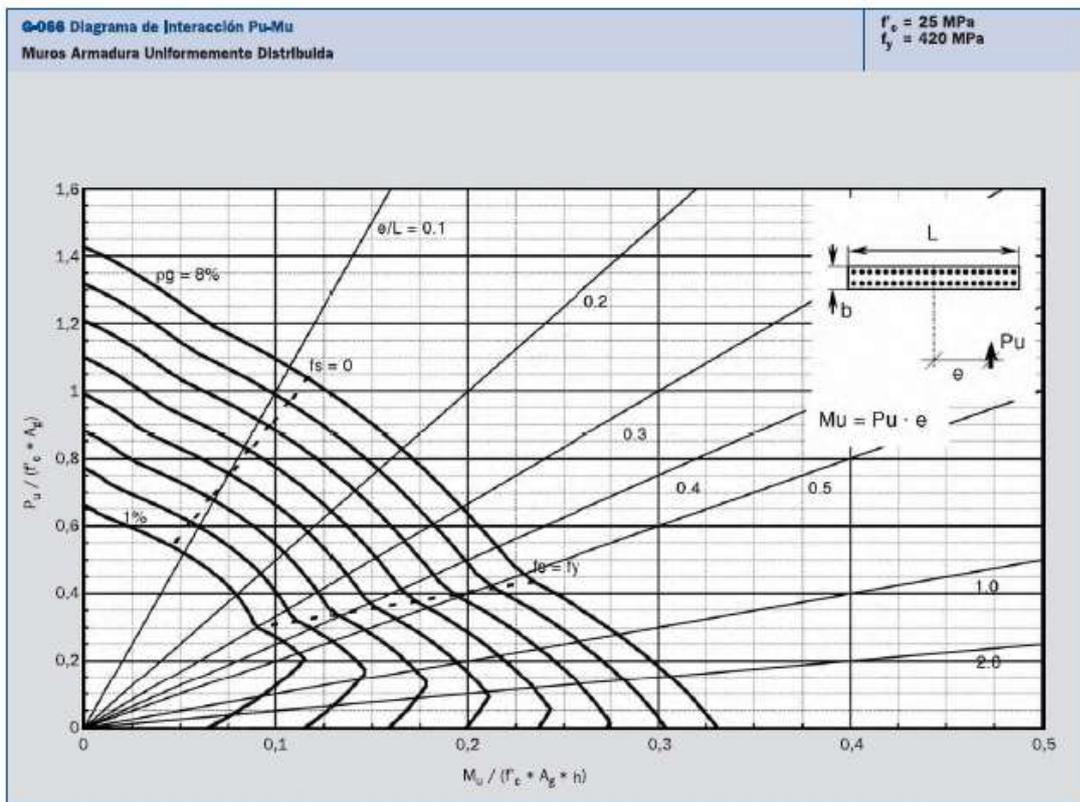
- Hudson Norman. (2004). *Conservación del suelo*. Madrid: Esic Ediciones.
- Castillo Alfred. (2002). *Sismoresistene de Construcción* . Barcelona.
- Muñoz Cosme Alfonso. (2008). *El proyecto de arquitectura: concepto, proceso y representación*. Barcelona: Etitorial Reverte.
- Rojas Ramírez Jorge. (2008). *Configuración estructural de la arquitectura del siglo XIX*,. Mexico: Instituto Nacional de Antropología e Historia.
- ROSALES, F. (2010). *Modelamiento del Movimiento de las Placas Tectónicas*. Bogota.
- Instituto Americano del concreto ACI
- Aguiar Roberto, fallas frecuentes durante los sismos, Quito
- Bazán y Melli, Ensayo estructural sobre el terremoto de Puebla del 15 de junio de 1999, México DF
- Guerra Marcelo, Manual para el diseño sismo resistente de edificios utilizando el programa ETABS, Quito
- Larraín Alfonso, Manual de Cálculo de Hormigón Armado, Santiago de Chile
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011, Quito

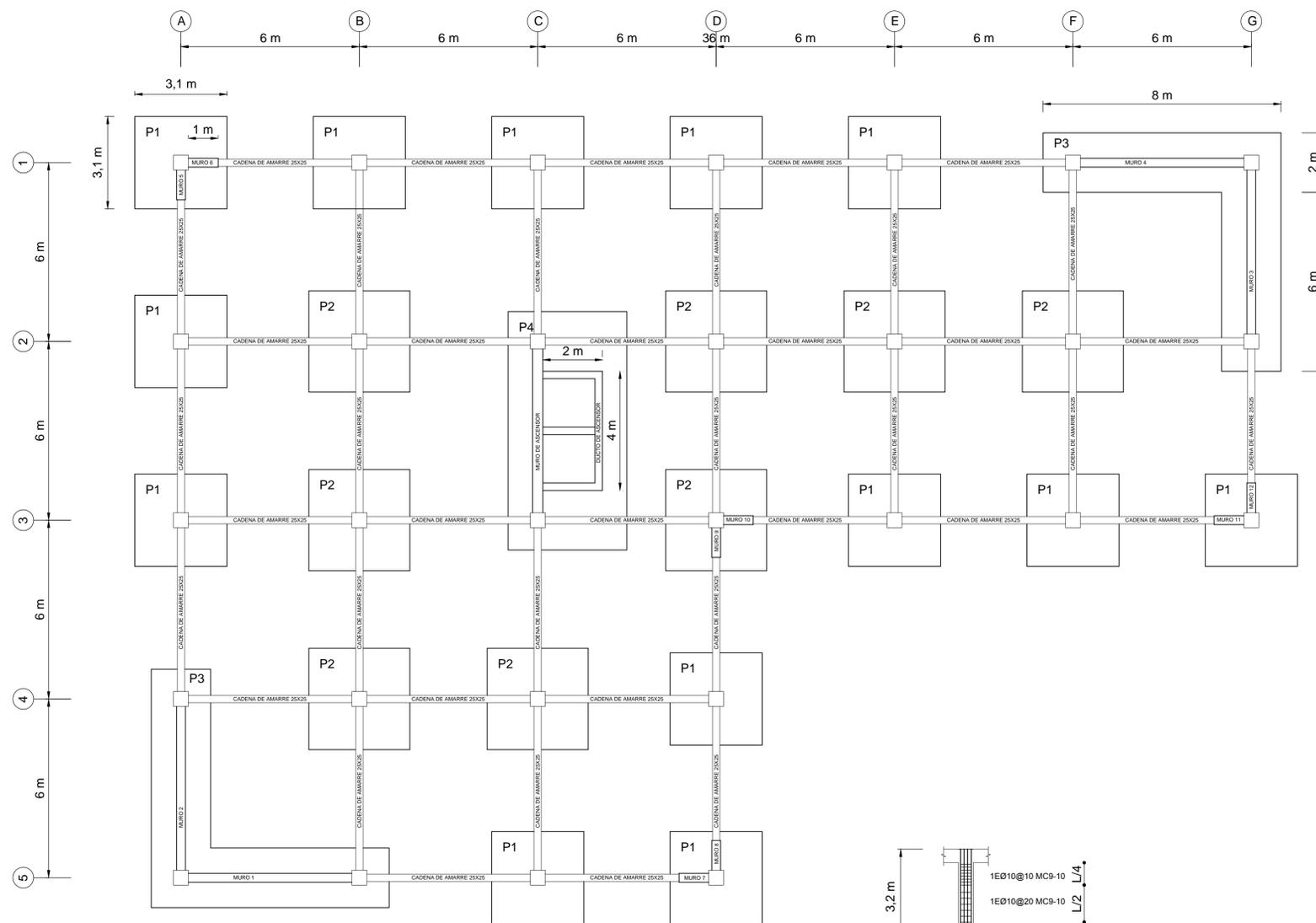
ANEXOS

ANEXO 1 Tabla con los diferentes valores de Ru

$f'c$ (Kg/cm ²)	Ru (kg/cm ²)
210	39,72
240	45,39
280	52,96
300	56,74
350	66,19

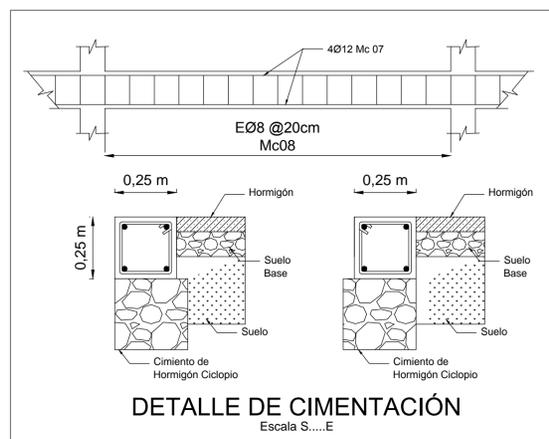
ANEXO 2 Diagrama de Interacción para Muros de Corte, Manual de Cálculo de Hormigón Armado





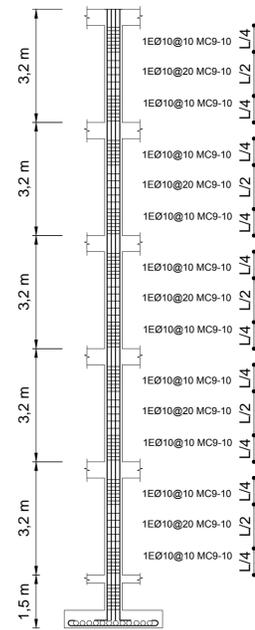
PLANTA DE CIMENTACIÓN

Escala 1.....100



DETALLE DE CIMENTACIÓN

Escala S.....E

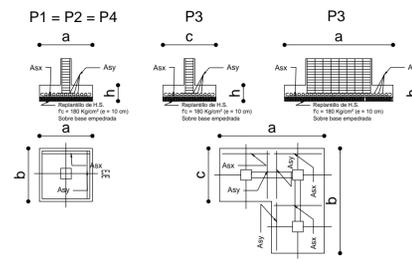


DETALLE DE COLUMNA

Escala 1.....100

CUADRO DE PLINTOS

Tipo	Ubicación	a (m)	b (m)	c (m)	h (m)	Asx	Asy	Fundar (m)
P1	A1,B1,C1,D1,E1, A2,A3,C5,D4,D5 E3,F3,G3	3,10	3,10	-	0,50	1Ø16mm @15 MC1	1Ø16mm @15 MC1	-1,50
P2	B2,B3,B4,C4,D2, D3,E2,F2	3,40	3,40	-	0,50	1Ø16mm @15 MC2	1Ø16mm @15 MC2	-1,50
P3	A4-A5-B5 F1-G1-G2	6,00	6,00	2,00	0,50	1Ø16mm @15 MC3	1Ø16mm @15 MC4	-1,50
P4	C2-C3	4,00	8,00	-	0,50	1Ø18mm @15 MC5	1Ø18mm @15 MC6	-1,50



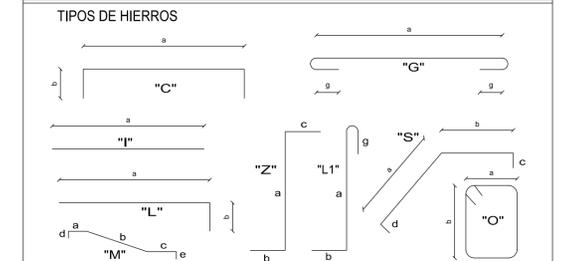
Escala S.....E

CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNAS	A1,B1,C1,D1,E1,G1,A2,B2,C2,D2, E2,F2,G2,A3,B3,D3,E3,F3,G3,A4, B4,C4,D4,B5,C5,D5	C3,A5	F1
NÚMERO	26	2	1
+14,00	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC15 Ø8Ø16MC16 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC15 Ø8Ø16MC16 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC15 Ø8Ø16MC15 EØ10MC09 EØ10MC10
+3,20	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC11 Ø8Ø16MC12 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC13 Ø8Ø22MC14 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 12Ø28MC13 EØ10MC09 EØ10MC10
+3,20	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC11 Ø8Ø16MC12 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC13 Ø8Ø22MC14 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 12Ø28MC13 EØ10MC09 EØ10MC10
±0,00	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC11 Ø8Ø16MC12 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC13 Ø8Ø22MC14 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 12Ø28MC13 EØ10MC09 EØ10MC10
±0,00	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC11 Ø8Ø16MC12 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC13 Ø8Ø22MC14 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 12Ø28MC13 EØ10MC09 EØ10MC10
-1,50	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC11 Ø8Ø16MC12 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 4Ø20MC13 Ø8Ø22MC14 EØ10MC09 EØ10MC10 	<ul style="list-style-type: none"> 12Ø28MC13 EØ10MC09 EØ10MC10

PLANILLA DE HIERROS

MC	TIPO	Ø	N°	Dimensiones					Long Desa	Long Total	Obv.
				a	b	c	d	e			
PLINTOS											
1	g	16	520	2,96					2 x 0,13	3,22	1674,4
2	g	16	352	3,26					2 x 0,13	3,52	1239,0
3	g	16	480	7,86					2 x 0,13	8,12	389,76
4	g	16	208	1,86					2 x 0,13	2,12	440,96
5	g	18	26	3,86					2 x 0,14	4,14	107,64
6	g	18	52	7,86					2 x 0,14	8,14	423,28
CADENA DE AMARRE											
7	l	12	84	12						12	1008
8	o	8	1230		2 x 0,19	2 x 0,19			2 x 0,10	0,96	1380,8
COLUMNAS											
9	o	10	3277		2 x 0,44	2 x 0,44			2 x 0,10	1,96	6422,92
10	o	10	3277		2 x 0,15	2 x 0,44			2 x 0,10	1,38	4522,26
11	l	20	104	4,7	0,14					4,84	503,36
12	l	16	208	4,7	0,14					4,84	1006,72
13	l	28	16	4,7	0,14					4,84	77,44
14	l	22	16	4,7	0,14					4,84	77,44
15	l	20	116	12,8						12,8	1484,8
16	l	16	232	12,8						12,8	2969,6



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA

LONG COMER	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES										TRASLAPES	RECURRIMIENTOS MÍNIMOS		
	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28				
9											10	40		
6											14	50		
12	55	912	84		396	44	166	7		7	14	55	COLUMNAS	3
Kg	704	6758	622		2934	326	1230	52		52	18	75	VIGAS	3
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS														
EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CUMPLE CON EL CÓDIGO ACI 318 08 Y EL ACERO ESTRUCTURAL CON EL CÓDIGO NEC 2011														
ALIVIANAMIENTOS														
												20 x 20 x 40	12340	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- EL HORMIGÓN DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS DE EDAD DE $f_c = 240\text{kg/cm}^2$ PARA COLUMNAS Y UN $f_c = 280\text{kg/cm}^2$ PARA MUROS ESTRUCTURALES
- EL ESFUERZO DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA FLUENCIA DE $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ Y ACERO PARA ESTRIBOS SE USARA $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$
- LOS NIVELES MÍNIMOS DE CIMENTACION SERAN LOS INDICADOS
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO SE ASUMIDA EN 20 T/m^2 DEL OBTENIDA EN EL ESTUDIO DE SUELOS
- CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION SERA CONSULTADO CON EL CALCULISTA

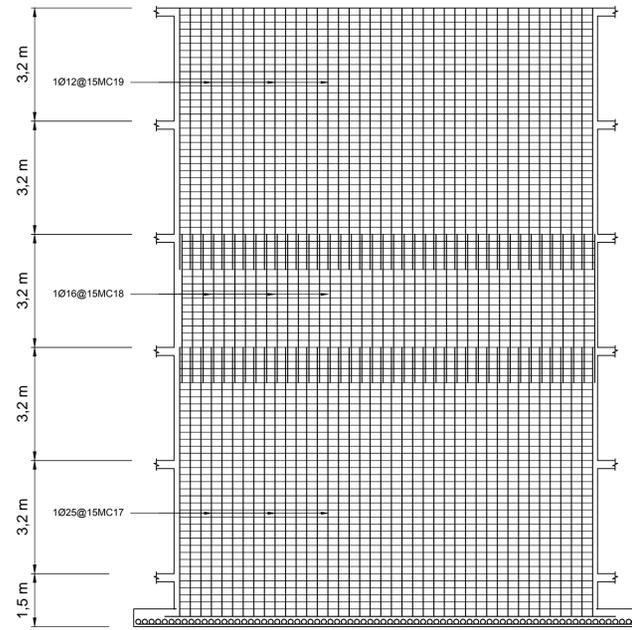
LUIS ENRIQUE CHÁVEZ RUBIO
EGRESADO INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: PREVIO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE ING. CIVIL

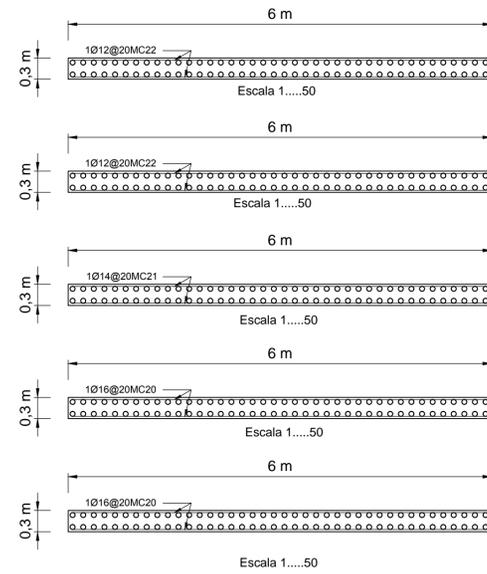
DIRECTOR DE TESIS: ING. MG. FERNANDO DURÁN

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACIÓN, CUADRO DE COLUMNAS, CUADRO DE PLINTOS

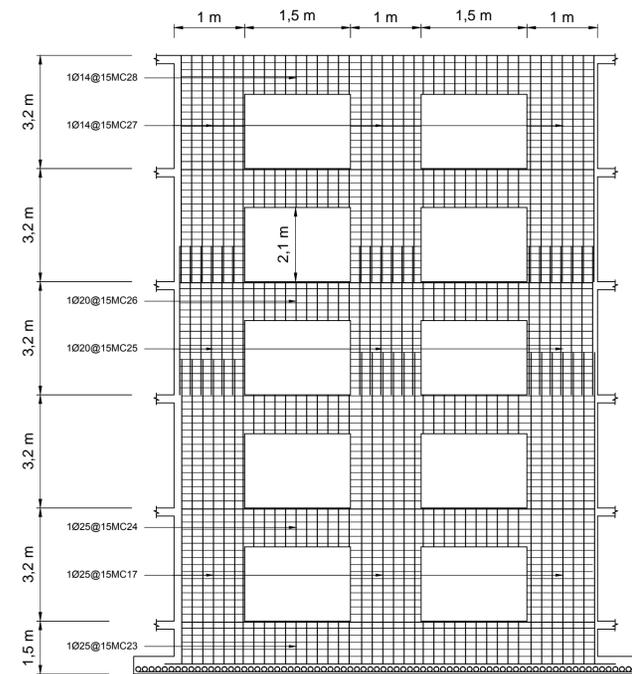
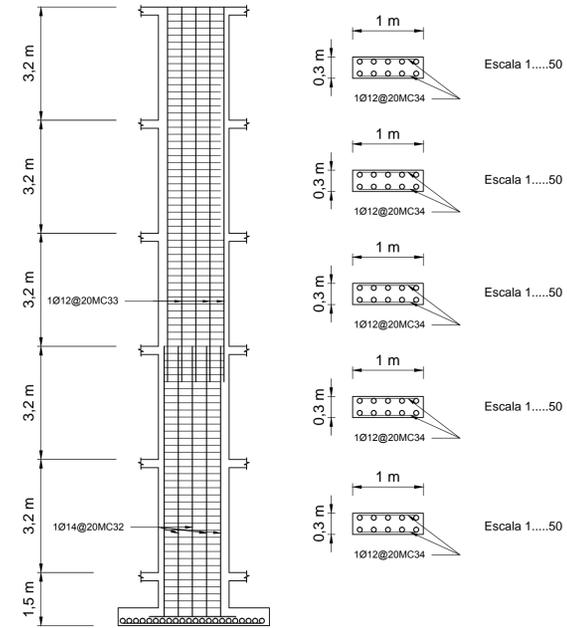
CALCULO ESTRUCTURAL	DIRECTOR	FECHA:	LÁMINA:
		JULIO 2015	
		DIBUJO:	1/5
LUIS CHÁVEZ RUBIO EGRESADO	ING. MG. FERNANDO DURÁN	L.E.C.R	



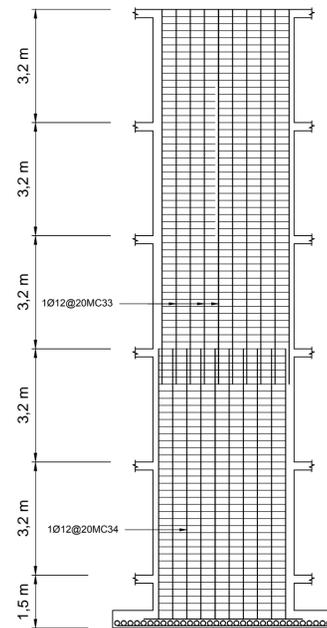
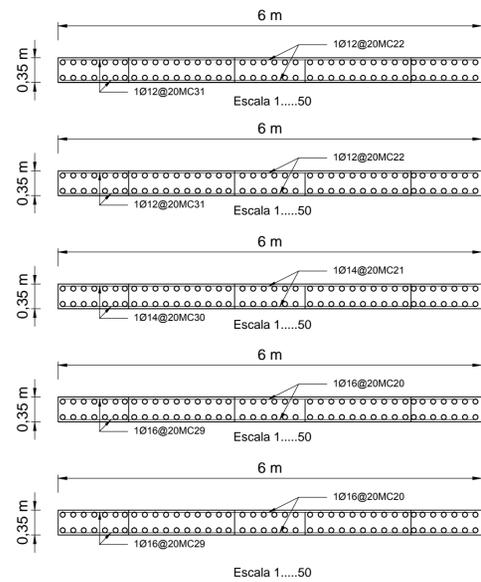
MURO TIPO 1= 2 = 3 = 4
Escala H 1.....50
Escala V 1.....100



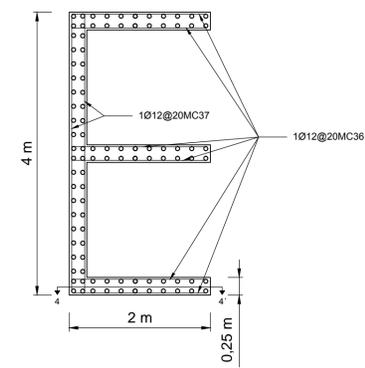
MURO TIPO 5= 6 = 7 = 8 = 9 = 10 = 11 = 12
Escala H 1.....50
Escala V 1.....100



MURO DE ASCENSOR
Escala H 1.....50
Escala V 1.....100



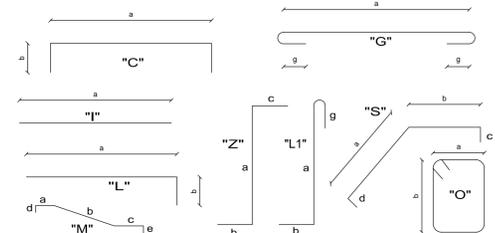
CORTE 4 - 4'
Escala H 1.....50
Escala V 1.....100



DUCTO DE ASCENSOR
Escala 1.....50

PLANILLA DE HIERROS												
MC	TIPO	Ø	N°	Dimensiones					Long Desa	Long Total	Obv.	
				a	b	c	d	g				
MUROS												
17	L	25	362	8,1	0,14				8,24	2982,88		
18	I	16	320	4,2					4,2	1344		
19	I	12	320	7,4					7,4	2368		
20	I	16	334	5,5					5,5	1837		
21	I	14	140	5,5					5,5	770		
22	I	12	280	5,5					5,5	1540		
23	L	25	40	1,5	0,14				1,64	65,6		
24	I	25	80	1,1					1,1	88		
25	I	20	42	4,2					4,2	176,4		
26	I	20	40	1,1					1,1	44		
27	I	14	42	7,4					7,4	310,8		
28	I	14	40	1,1					1,1	44		
29	I	16	132	0,85					0,85	112,2		
30	I	14	66	0,85					0,85	56,1		
31	I	12	132	0,85					0,85	112,2		
32	L	14	80	7,9	0,14				8,04	643,2		
33	I	12	160	10,6					10,6	1696		
34	I	12	1408	9,5					9,5	13376		
35	L	12	80	7,9	0,14				8,04	643,2		
36	I	12	510	1,95					1,95	994,5		
37	I	12	170	3,95					3,95	671,5		

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA												
LONG COMER	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES								TRASLAPES	RECURRIMIENTOS MÍNIMOS		
	8	10	12	14	16	18	20	22		25	28	ELEMENTO
6											COLUMNAS	3
9											VIGAS	3
12											LOSAS	2,5
16	1600	152	162	18	18	262					CIMENTACIONES	7
12264	1136	1300	133	133	1941						MUROS	2,5
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS											ALVIANAMIENTOS	
EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CUMPLE CON EL CÓDIGO ACI 318 08 Y EL ACERO ESTRUCTURAL CON EL CÓDIGO NEC 2011											20 x 20 x 40	12340

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE EDAD DE $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ PARA COLUMNAS Y UN $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ PARA MUROS ESTRUCTURALES.
- EL ESFUERZO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA FLUENCIA DE $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Y ACERO PARA ESTRIBOS SE USARÁ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- LOS NIVELES MÍNIMOS DE CIMENTACIÓN SERÁN LOS INDICADOS.
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO SE ASUMIÓ EN 20 T/m^2 DEL OBTENIDA EN EL ESTUDIO DE SUELOS.
- CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACIÓN SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA.

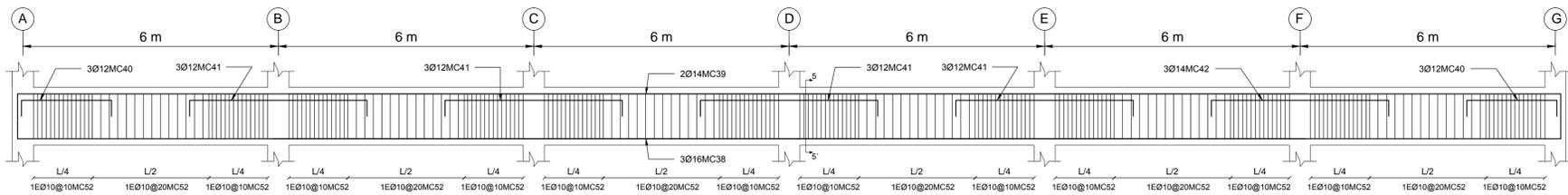
LUIS ENRIQUE CHÁVEZ RUBIO
EGRESADO INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: PREVIO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE ING. CIVIL

DIRECTOR DE TESIS: ING. MG. FERNANDO DURÁN

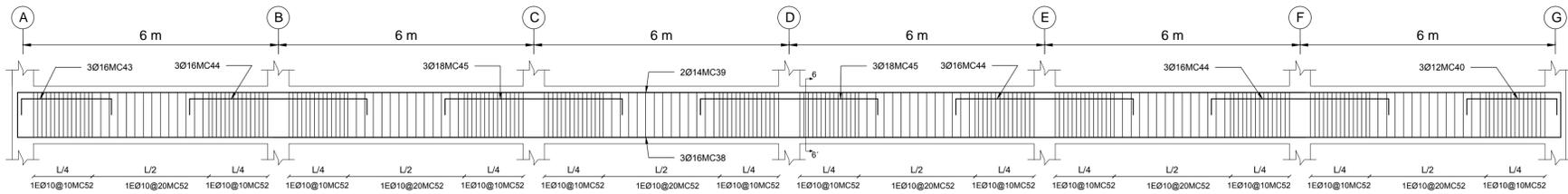
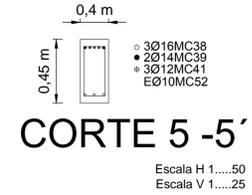
CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACIÓN, CUADRO DE COLUMNAS, CUADRO DE PLINTOS

CALCULO ESTRUCTURAL	DIRECTOR	FECHA:	LÁMINA:
LUIS CHÁVEZ RUBIO EGRESADO	ING. MG. FERNANDO DURAN	JULIO 2015	2/5
		DIBUJO:	L.E.C.R



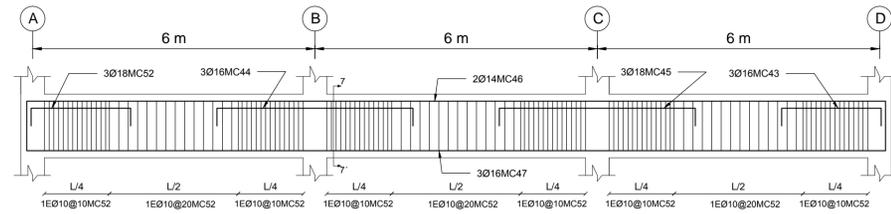
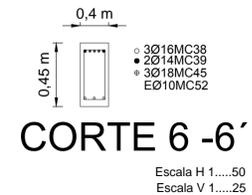
VIGA TIPO EJE 1 N +3,20 + 16,00

Escala H 1.....75
Escala V 1.....25



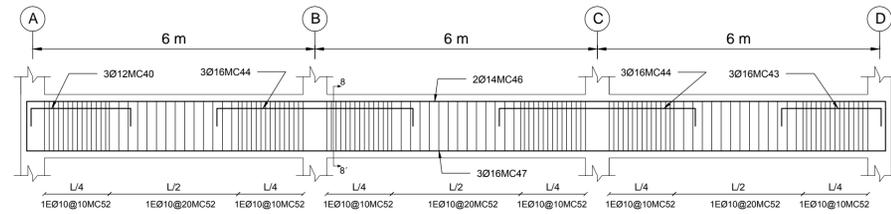
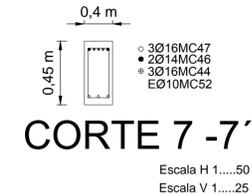
VIGA TIPO EJE 2 = EJE 3 N +3,20 + 16,00

Escala H 1.....75
Escala V 1.....25



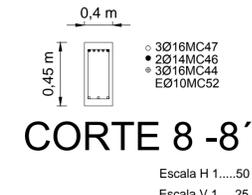
VIGA TIPO EJE 4 N +3,20 + 16,00

Escala H 1.....75
Escala V 1.....25

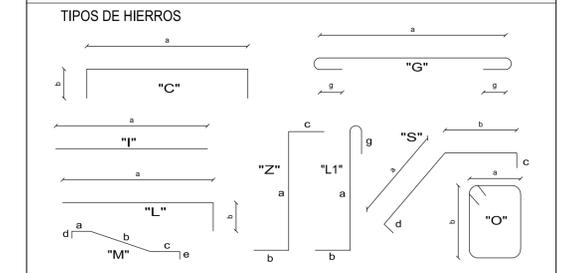


VIGA TIPO EJE 5 N +3,20 + 16,00

Escala H 1.....75
Escala V 1.....25



PLANILLA DE HIERROS												
MC	TIPO	Ø	N°	Dimensiones					Long Desa	Long Total	Obv.	
				a	b	c	d	g				
VIGAS												
38	C	16	45	37.5	2	x	1.92		41.34	1860.3		
39	C	14	30	37.5	2	x	1.68		40.86	1225.8		
40	C	12	105	2.05	2	x	0.3		2.65	276.25		
41	C	12	90	4.1	2	x	0.3		4.7	423		
42	C	14	15	4.1	2	x	0.3		4.7	70.5		
43	C	16	180	2.05	2	x	0.3		2.65	477		
44	C	16	195	4.1	2	x	0.3		4.7	916.5		
45	C	18	180	4.1	2	x	0.3		4.7	846		
46	C	14	20	19.3	2	x	1.68		22.66	453.2		
47	C	16	30	19.3	2	x	1.92		23.14	694.2		
48	C	16	60	25.1	2	x	1.92		28.94	1736.4		
49	C	14	40	25.1	2	x	1.68		28.46	1138.4		
50	C	16	45	13.1	2	x	1.92		15.94	762.3		
51	C	14	30	13.1	2	x	1.68		16.46	493.8		
52	C	18	45	2.05	2	x	0.3		2.65	119.25		



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA										
LONG COMER	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES									
	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
6										
9										
12										
16										
18										
20										
22										
25										
28										

TRASLAPES	RECURRIMIENTOS MINIMOS
10	40
12	50
14	55
16	65
18	75
20	80
22	90
25	100
28	130

ELEMENTO	CM
COLUMNAS	3
VIGAS	3
LOSAS	2.5
CIMENTACIONES	7
MUROS	2.5

ALICATAMIENTOS
20 x 20 x 40 12340

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

- EL HORMIGON DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS DE EDAD DE $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ PARA COLUMNAS Y $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ PARA MUROS ESTRUCTURALES
- EL ESFUERZO DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA FLUENCIA DE $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Y ACERO PARA ESTRIPOS SE USARA $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- LOS NIVELES MINIMOS DE CIMENTACION SERAN LOS INDICADOS
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO SE ASUMIDA EN 20 Tr/m^2 del OBTENIDA EN EL ESTUDIO DE SUELOS
- CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION SERA CONSULTADO CON EL CALCULISTA

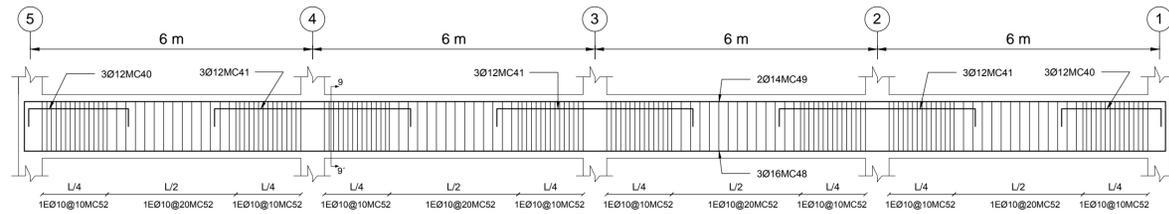
LUIS ENRIQUE CHÁVEZ RUBIO
EGRESADO INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: PREVIO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE ING. CIVIL

DIRECTOR DE TESIS: ING. MG . FERNANDO DURÁN

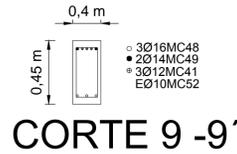
CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACIÓN, CUADRO DE COLUMNAS, CUADRO DE PLINTOS

CALCULO ESTRUCTURAL	DIRECTOR	FECHA: JULIO 2015	LÁMINA:
LUIS CHÁVEZ RUBIO EGRESADO	ING. MG. FERNANDO DURÁN	DIBUJO: L.E.C.R	4/5



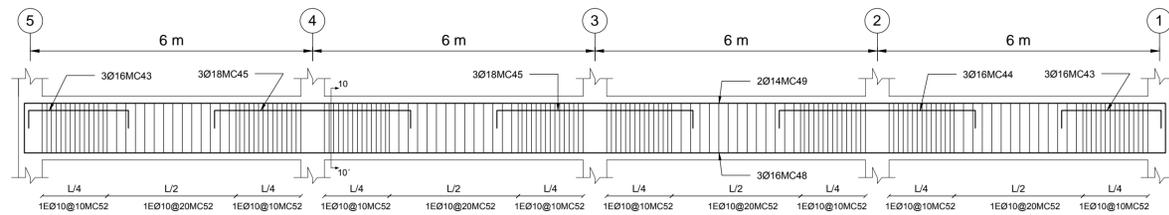
VIGA TIPO EJE A N +3,20 + 16,00

Escala H 1.....75
Escala V 1.....25



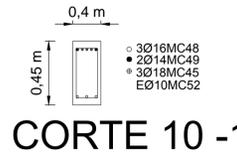
CORTE 9-9'

Escala H 1.....50
Escala V 1.....25



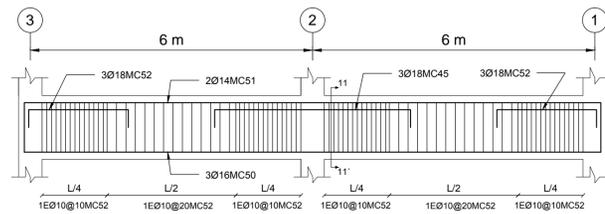
VIGA TIPO EJE B = EJE C = EJE D N +3,20 + 16,00

Escala H 1.....75
Escala V 1.....25



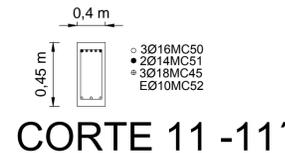
CORTE 10-10'

Escala H 1.....50
Escala V 1.....25



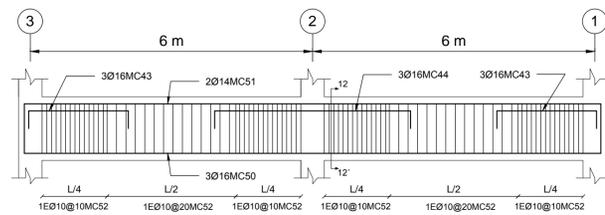
VIGA TIPO EJE E = EJE F N +3,20 + 16,00

Escala H 1.....75
Escala V 1.....25



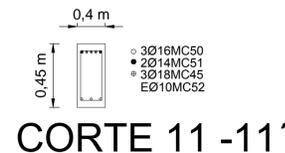
CORTE 11-11'

Escala H 1.....50
Escala V 1.....25



VIGA TIPO EJE G N +3,20 + 16,00

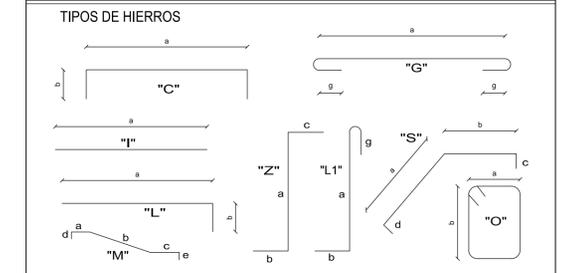
Escala H 1.....75
Escala V 1.....25



CORTE 11-11'

Escala H 1.....50
Escala V 1.....25

PLANILLA DE HIERROS											
MC	TIPO	Ø	N°	Dimensiones					Long Desa	Long Total	Obv.
				a	b	c	d	g			
VIGAS											
38	C	16	45	37.5	2	x	1.92			41.34	1860.3
39	C	14	30	37.5	2	x	1.68			40.86	1225.8
40	C	12	105	2.05	2	x	0.3			2.65	278.25
41	C	12	90	4.1	2	x	0.3			4.7	423
42	C	14	15	4.1	2	x	0.3			2.65	477
43	C	16	180	2.05	2	x	0.3			4.7	916.5
44	C	18	180	4.1	2	x	0.3			4.7	846
45	C	14	20	19.3	2	x	1.68			22.66	453.2
46	C	16	30	19.3	2	x	1.92			23.14	694.2
47	C	16	60	25.1	2	x	1.92			28.94	1736.4
48	C	14	40	25.1	2	x	1.68			28.46	1138.4
49	C	16	45	13.1	2	x	1.92			15.94	762.3
50	C	14	30	13.1	2	x	1.68			16.46	493.8
51	C	18	45	2.05	2	x	0.3			2.65	119.25



RESUMEN DE HIERRO EN LÁMINA											
LONG	COMB	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28
9											
12			50	283	537	81					
16			437	2090	3979	600					

TRASLAPES		RECURRIMIENTOS MÍNIMOS	
DIÁMETRO	Mm	ELEMENTO	Cm
10	40	COLUMNAS	3
12	50	VIGAS	3
14	55	LOSAS	2.5
16	65	CIMENTACIONES	7
18	75	MUROS	2.5
20	80		
22	90		
25	100		
28	130		

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CUMPLE CON EL CÓDIGO ACI 318 08 Y EL ACERO ESTRUCTURAL CON EL CÓDIGO NEC 2011

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- EL HORMIGÓN DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE EDAD DE $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ PARA COLUMNAS Y UN $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ PARA MUROS ESTRUCTURALES
- EL ESFUERZO DEBERA TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA FLUENCIA DE $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Y ACERO PARA ESTRIBOS SE USARA $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- LOS NIVELES MÍNIMOS DE CIMENTACIÓN SERÁN LOS INDICADOS
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO SE ASUMIDO EN 20 T/m^2 del OBTENIDA EN EL ESTUDIO DE SUELOS
- CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION SERA CONSULTADO CON EL CALCULISTA

LUIS ENRIQUE CHÁVEZ RUBIO
EGRESADO INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: PREVIO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE ING. CIVIL

DIRECTOR DE TESIS: ING. MG . FERNANDO DURÁN

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACIÓN, CUADRO DE COLUMNAS, CUADRO DE PLINTOS

CALCULO ESTRUCTURAL	DIRECTOR	FECHA:	LÁMINA:
LUIS CHÁVEZ RUBIO EGRESADO	ING. MG. FERNANDO DURÁN	JULIO 2015	5/5
		DIBUJO:	L.E.C.R