



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA
CAMPUS I

COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

*“APLICACIÓN DE LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA, PROPUESTA DE
ADAPTACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DAÑADO Y DISEÑO DE
NUEVA ESTRUCTURACIÓN. CASO PRÁCTICO: EDIFICIO OPERATIVO DE
LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL (API), TAPACHULA”*

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

CON FORMACIÓN EN CONSTRUCCIÓN

PRESENTA

ING. JULIO SADOQ GUZMÁN ALFARO PS985

DIRECTOR DE TESIS

DR. JUAN JOSÉ CRUZ SOLÍS

TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS; MAYO DE 2021.





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS
FACULTAD DE INGENIERÍA C-I



Tuxtla Gutiérrez; Chiapas.
A 31 de mayo del 2021
Oficio. FI. 01/723/2021

C. Julio Sadoq Guzmán Alfaro
Maestría en Ingeniería con formación en Construcción
Presente.

Por este medio comunico a usted, que se autoriza la impresión de su trabajo de tesis denominado: "Aplicación de la evaluación post-sísmica, propuesta de adaptación estructural de edificio dañado y diseño de nueva estructuración. Caso práctico: Edificio operativo de la administración portuaria integral (API), Tapachula", para que pueda continuar con los trámites de titulación para la obtención del Grado de la Maestría en Ingeniería con formación en Construcción.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

Atentamente.
"Por la conciencia de la necesidad de servir"


Dr. José Alonso Figueroa Gallegos
Encargado de Dirección



C. c. p. Dra. Daisy Escobar Castillejos. Coordinadora de Investigación y Posgrado. - F.I.
Archivo Minutario.
JAFG/DEC/itcpq*

Tels. (961) 617-80-00 ext. 1560. (961) 615-03-22. www.ingenieria.unach.mx

Boulevard Belisario Domínguez Km 1081 Sin Número | Terán Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México, C.P. 29050 | www.unach.mx



Código: FO-113-09-05

Revisión: 0

CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LA TESIS DE TÍTULO Y/O GRADO.

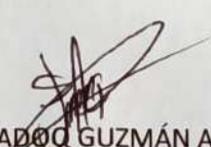
El (la) suscrito (a) JULIO SADOQ GUZMÁN ALFARO

Autor (a) de la tesis bajo el título de "APLICACIÓN DE LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA, PROPUESTA DE ADAPTACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DAÑADO Y DISEÑO DE NUEVA ESTRUCTURACIÓN. CASO PRÁCTICO: EDIFICIO OPERATIVO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL (API), TAPACHULA"

presentada y aprobada en el año 2021 como requisito para obtener el título o grado de MAESTRO EN INGENIERIA CON FORMACIÓN EN CONSTRUCCIÓN, autorizo a la Dirección del Sistema de Bibliotecas Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH), a que realice la difusión de la creación intelectual mencionada, con fines académicos para que contribuya a la divulgación del conocimiento científico, tecnológico y de innovación que se produce en la Universidad, mediante la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Consulta del trabajo de título o de grado a través de la Biblioteca Digital de Tesis (BIDITE) del Sistema de Bibliotecas de la Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH) que incluye tesis de pregrado de todos los programas educativos de la Universidad, así como de los posgrados no registrados ni reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT.
- En el caso de tratarse de tesis de maestría y/o doctorado de programas educativos que sí se encuentren registrados y reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad (PNPC) del Consejo Nacional del Ciencia y Tecnología (CONACYT), podrán consultarse en el Repositorio Institucional de la Universidad Autónoma de Chiapas (RIUNACH).

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a los 01 días del mes de octubre del año 2021.


JULIO SADOQ GUZMÁN ALFARO
Nombre y firma del Tesista o Tesistas

AGRADECIMIENTOS

A DIOS:

Por darme la vida y todo lo que tengo.

A mi hijo Christopher:

Por todo el amor incondicional que solo un hijo sabe dar, por ser mi motor y mi fortaleza para seguir adelante superándome en todo.

A mis padres Rene y Julia:

Por todo el amor, cariño, comprensión y apoyo que siempre me han dado, por enseñarme el buen camino de la vida, por estar siempre conmigo motivándome a superarme en todos los sentidos.

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Chiapas

Porque ahí obtuve más fundamentos de la Ingeniería Estructural y por darme la oportunidad de ser parte de ella.

A mi asesor y amigo Dr. Juan José Cruz Solís:

Por el apoyo, la orientación, la paciencia y la motivación para poder lograr mis metas. También le agradezco por la ayuda del mejoramiento de este trabajo y sus sabios consejos.

A mi mentor y amigo Ing. Alberto Román Bonilla Villanueva:

Por todo el apoyo, por permitirme ser parte de grandes proyectos estructurales desarrollados bajo su mentoría, por compartirme todo su conocimiento y experiencia en el área de estructuras y principalmente por esa gran amistad que tenemos.

A mi amigo Ing. Luis Alberto Roblero González:

Por esa gran amistad de años que tenemos y por brindarme la confianza de ser el Estructurista de su empresa LRG Infraestructura y Construcción S.A. De C.V., en todo lo relacionado al edificio API y en muchos otros proyectos realizados en Chiapas.

Julio Sadoq Guzmán Alfaro.

RESUMEN

Se presenta el desarrollo completo de una evaluación post-sísmica realizada al Edificio Operativo de la Administración Portuaria Integral (API), ubicado en edificio Corporativo S/N Recinto Fiscal, Puerto Chiapas Muelle Fiscal, C.P.: 30830, Tapachula de Córdova y Ordoñez Chiapas, después del sismo de 7° M_M que se presentó el día Miércoles 14 de junio del 2017, donde la edificación sufrió fuertes daños estructurales a tal grado que se tomó la decisión de demolerla ya que se demostró por medio de dicha evaluación que la edificación no era segura de usar y que ponía en riesgo a sus ocupantes. Como primera acción se evaluó la capacidad resistente de la edificación ante eventos sísmicos, apoyándose de diversos estudios previos realizados tal como la determinación de las características mecánicas de los materiales que lo conforman, la disposición de armados, la estructuración geométrica, la verificación de verticalidad y los estudios de mecánica de suelos, entre otros. Como segunda acción fue la justificación numérica, teórica y legal que avalara ante las autoridades correspondientes y ante la Aseguradora de inmueble la necesidad de demolición. Como tercera acción fue la propuesta de adaptación estructural del edificio actual API, haciendo que dicha estructuración cumpliera con la normativa vigente y con todos los requerimientos actuales de servicio y resistencia. Como cuarta acción fue la elaboración del proyecto Estructural del Nuevo Edificio Operativo de la Administración Portuaria Integral (API).

ABSTRACT

In this document it is presented the complete development of a post-seismic evaluation performed to the Integral Port Administration (API) Operational Building, located in Corporate Building S / N Recinto Fiscal, Puerto Chiapas Muelle Fiscal, C.P. : 30830, Tapachula de Córdova y Ordoñez Chiapas, after the earthquake of 7° MM that occurred on Wednesday June 14, 2017, where the building suffered heavy structural damage to such a degree that the decision was made to demolish it since it was demonstrated through this evaluation that the building was not safe to use and that it put its occupants at risk. As a first action, the resistant capacity of the building to seismic events was evaluated, based on several previous studies such as the determination of the mechanical characteristics of the materials used, the arrangement of reinforcements, the geometric structure, the verification of verticality and soil mechanics studies, among others. The second action was the numerical, theoretical and legal justification to support the need for demolition before the corresponding authorities and the property insurance company. The third action was the proposal for the structural adaptation of the current API building, making sure that the structure complied with current regulations and with all current service and resistance requirements. The fourth action was the elaboration of the structural project of the New Operative Building of the Integral Port Administration (API).

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	I
RESUMEN	II
ABSTRACT	III
ÍNDICES	IV

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. Objetivo General	3
1.3.2. Objetivo Específicos	3

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES Y METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE EDIFICACIONES	4
2.1. EVALUACIÓN POST-SÍSMICA	4
2.2. HISTORIA DE LA INSPECCIÓN (EVALUACIÓN) RÁPIDA DE LOS EDIFICIOS DAÑADOS POR SISMO	4
2.3. INSPECCIÓN (EVALUACIÓN) RÁPIDA POST-SÍSMICA DE EDIFICIOS DAÑADOS USADA EN JAPÓN	6
2.3.1. Rol de la Inspección (Evaluación) Rápida de los Edificios Dañados	6
2.3.2. Procedimiento para la Inspección (Evaluación) Rápida de los Edificios Dañados	7
2.3.3. Evaluación Visual del Riesgo	7
2.3.4. Evaluación del Riesgo de los Edificios Colindantes y Condiciones Locales del Terreno	8

2.3.5.	Enfoque de la Evaluación del Riesgo en Edificios.....	8
2.3.5.1.	Estructuras de Madera.....	8
2.3.5.2.	Estructuras de Acero.....	8
2.3.5.3.	Estructuras de Concreto Reforzado	9
2.3.5.4.	Evaluación del Riesgo de las Partes No Estructurales	9
2.3.6.	Resultado Final de la Evaluación.....	9
2.4.	METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES PROPUESTA POR LA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA UNIDAD AZCAPOTZALCO (UAM-A), MÉXICO	10
2.4.1.	Evaluación Nivel No. 1.....	10
2.4.2.	Evaluación Nivel No. 2.....	10
2.4.3.	Evaluación No. 3 (Detallada).....	11
2.5.	METODOLOGÍA PROPUESTA EN EL MANUAL DE EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES (SOSGDF-SMIS-1998).....	13
2.5.1.	Primer Nivel de Evaluación (Evaluación Rápida)	13
2.5.2.	Segundo Nivel de Evaluación (Evaluación Detallada)	13
2.6.	METODOLOGÍA PROPUESTA EN EL MANUAL DE LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE CHILPANCINGO, GUERRERO	15
2.6.1.	Determinación de los Parámetros Sísmicos	15
2.6.2.	Análisis De Esfuerzos	16
2.6.3.	Determinación del Coeficiente de Resistencia.....	17
2.6.4.	Determinación de los Valores Correctivos del Coeficiente de Resistencia Sísmica.....	18
2.6.5.	Tipo y Nivel De Daño.....	19
2.6.6.	Categoría de Seguridad Estructural de las Edificaciones.....	19
2.7.	METODOLOGÍA PROPUESTA EN LA NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA LA REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES (NTC-RSEE)	20
2.7.1.	Consideraciones Generales	20
2.7.2.	Propósito de la Revisión y del Dictamen	21
2.7.3.	Clasificación y Evaluación de los Corresponsables en Seguridad Estructural	21
2.7.4.	Especialistas Auxiliares que Intervienen en la Revisión.....	22
2.7.5.	Gestión de la Revisión y Contratación del Corresponsables en Seguridad Estructural	22
2.7.6.	Tipos de Proyectos que Requieren Revisión.....	23
2.7.7.	Alcance General de los Servicios Profesionales del CSE y de los Especialistas Auxiliares.....	24
2.7.8.	Proceso de Revisión.....	24
2.7.9.	Resolución de Controversias Durante la Revisión.....	25

2.7.10.	Resultado de la Revisión.....	26
2.7.11.	Alcances y Requisitos de un Dictamen.....	27
2.8.	METODOLOGÍA PROPUESTA EN LAS NORMAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO DAÑADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017	28
2.8.1.	Consideraciones Generales	28
2.8.2.	Proceso de Evaluación.....	28
2.8.3.	Investigación y Documentación de la Estructura y de las Acciones que la Dañaron.....	29
2.8.4.	Clasificación del Daño en los Elementos y su Impacto en el Comportamiento de la Edificación...	30
2.8.5.	Consideraciones para el Análisis Estructural.....	33
2.8.6.	Criterios de Aceptación.....	34
2.8.7.	Requisitos del Proyecto de Rehabilitación.....	34
2.8.8.	Reforzamiento.....	34
2.8.9.	Memoria de Cálculo y Planos Estructurales	35
2.8.10.	Construcción, Supervisión y Control De Calidad	36
2.9.	VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	37
2.10.	SISMO	37
2.11.	TIPO DE ANÁLISIS Y MÉTODOS PARA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	38
2.11.1.	Método de las Rigideces	38
2.11.2.	Método de los Elementos Finitos.....	39

CAPÍTULO III

	EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL (API)	40
3.1.	ANTECEDENTES PARTICULARES	40
3.2.	FUNCIONALIDAD	41
3.3.	UBICACIÓN	42
3.4.	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	43
3.4.1.	Descripción Arquitectónica	43
3.4.2.	Descripción Estructural	46
3.5.	REVISIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LA ESTRUCTURA	49
3.6.	CONDICIÓN ACTUAL DEL EDIFICIO	50
3.7.	CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA	56
3.8.	TIPO DE SUELO Y ZONIFICACIÓN SÍSMICA CONSIDERADA	56

3.8.1.	Tipo de Suelo	56
3.8.2.	Zonificación Sísmica considerada	56
3.9.	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q”	58
3.10.	ANÁLISIS DE CARGAS	59
3.10.1.	Tipos de Cargas	59
3.10.2.	Análisis de Cargas Muertas	60
3.10.3.	Análisis de Cargas Vivas	63
3.10.4.	Análisis de Cargas Accidentales	64
3.10.5.	Cargas de Servicio Gravitacional.....	65
3.10.6.	Factorización de las Cargas Según RCDF-2004.....	66
3.10.7.	Estados de carga	67
3.10.8.	Fuentes de Masa	67
3.10.9.	Combinaciones de cargas	68
3.11.	ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	68
3.11.1.	Concreto	68
3.11.2.	Acero	69
3.11.3.	Mampostería	69
3.12.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL (MODELO ESTRUCTURAL)	70
3.13.	RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	80
3.13.1.	Deformadas	80
3.13.2.	Información Modal de la Estructura	84
3.13.3.	Pesos Efectivos para Análisis Dinámico	85
3.13.4.	Efecto de la Torsión.....	85
3.13.5.	Cortante Basal	86
3.13.6.	Revisión de Desplazamientos Laterales (NTC-2004)	87
3.13.7.	Revisión de Elementos Estructurales	89
3.13.7.1.	Criterios de Diseño	89
3.13.7.2.	Elementos Mecánicos de la estructuración	90
3.13.7.3.	Revisión de Columnas	91
3.13.7.4.	Esfuerzo Cortante en Muros de Mampostería	94
3.13.7.5.	Esfuerzo Cortante en Muros de Concreto	99
3.13.7.6.	Cimentación	99
3.14.	RESULTADO DEL DICTAMEN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL (EVALUACIÓN POST-SÍSMICA)	100

CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE ADAPTACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ACTUAL API	101
4.1. ANTECEDENTES PARTICULARES	101
4.2. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	101
4.2.1. Concreto	101
4.2.2. Acero	102
4.2.3. Mampostería	102
4.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (MODELO ESTRUCTURAL)	102
4.4. RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	104
4.4.1. Deformadas	104
4.4.2. Información Modal de la Estructura	108
4.4.3. Pesos Efectivos para Análisis Dinámico	108
4.4.4. Efecto de la Torsión	108
4.4.5. Cortante Basal	109
4.4.6. Revisión de Desplazamientos Laterales (NTC-2004)	110
4.4.7. Revisión de Elementos Estructurales	111
3.4.7.1. Elementos Mecánicos de la estructuración	111
3.4.7.2. Revisión de Columnas	113
3.4.7.3. Esfuerzo Cortante en Muros de Mampostería	115
3.4.7.4. Esfuerzo Cortante en Muros de Concreto	116
3.4.7.5. Cimentación	117
4.5. RESULTADOS: SECCIONES Y ARMADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	118

CAPÍTULO V

PROYECTO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL (API)	121
5.1. ANTECEDENTES PARTICULARES	121
5.2. ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA	121
5.3. ESTRUCTURACIÓN PROPUESTA	126
5.4. TIPO DE SUELO Y ZONIFICACIÓN SÍSMICA CONSIDERADA	127
5.4.1. Tipo de Suelo	127
5.4.2. Zonificación Sísmica considerada	127
5.5. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	129

5.5.1.	Concreto	129
5.5.2.	Acero	130
5.5.3.	Mampostería	130
5.6.	ANÁLISIS DE CARGAS	131
5.6.1.	Cargas de Servicio Gravitacional	131
5.6.2.	Factorización de las Cargas Según NTC-2017	133
5.7.	TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL EMPLEADO	134
5.8.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL EDIFICIO CORRESPONDIENTE AL BLOQUE A	135
5.8.1.	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q” Y CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	135
5.8.2.	MODELO MATEMÁTICO	136
5.8.3.	CARGAS EN LA ESTRUCTURA	137
5.8.4.	RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	138
5.8.4.1.	Deformadas	138
5.8.4.2.	Información Modal de la Estructura	142
5.8.4.3.	Pesos Efectivos para Análisis Dinámico	142
5.8.4.4.	Efecto de la Torsión.....	143
5.8.4.5.	Revisión por Cortante Basal	145
5.8.4.6.	Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos	146
5.8.4.7.	Revisión de los Elementos Mecánicos del Modelo Estructural	147
5.8.5.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	151
5.8.5.1.	Diseño de Columnas	151
5.8.5.2.	Diseño de Trabes y Vigas	154
5.8.5.3.	Diseño de Losas	156
5.8.5.4.	Análisis y Diseño de Cimentación	158
5.8.6.	ARMADOS DEFINITIVOS	162
5.9.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL EDIFICIO CORRESPONDIENTE AL BLOQUE B	165
5.9.1.	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q” Y CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	165
5.9.2.	MODELO MATEMÁTICO	166
5.9.3.	CARGAS EN LA ESTRUCTURA	167
5.9.4.	RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	168
5.9.4.1.	Deformadas	168
5.9.4.2.	Información Modal de la Estructura	172
5.9.4.3.	Pesos Efectivos para Análisis Dinámico	172

5.9.4.4.	Efecto de la Torsión.....	173
5.9.4.5.	Revisión por Cortante Basal	175
5.9.4.6.	Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos	176
5.9.4.7.	Revisión de los Elementos Mecánicos del Modelo Estructural	177
5.9.5.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	181
5.9.5.1.	Diseño de Columnas	181
5.9.5.2.	Diseño de Trabes y Vigas	184
5.9.5.3.	Diseño de Losas	185
5.9.5.4.	Análisis y Diseño de Cimentación	187
5.9.6.	ARMADOS DEFINITIVOS	191
5.10.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL EDIFICIO CORRESPONDIENTE AL BLOQUE C	193
5.10.1.	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q” Y CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	193
5.10.2.	MODELO MATEMÁTICO	194
5.10.3.	CARGAS EN LA ESTRUCTURA	195
5.10.4.	RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	196
5.10.4.1.	Deformadas	196
5.10.4.2.	Información Modal de la Estructura	200
5.10.4.3.	Pesos Efectivos para Análisis Dinámico	200
5.10.4.4.	Efecto de la Torsión.....	201
5.10.4.5.	Revisión por Cortante Basal	203
5.10.4.6.	Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos	204
5.10.4.7.	Revisión de los Elementos Mecánicos del Modelo Estructural	205
5.10.5.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	209
5.10.5.1.	Diseño de Columnas	209
5.10.5.2.	Diseño de Trabes y Vigas	212
5.10.5.3.	Diseño de Losas	214
5.10.5.4.	Análisis y Diseño de Cimentación	216
5.10.6.	ARMADOS DEFINITIVOS	220
5.11.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL EDIFICIO CORRESPONDIENTE AL BLOQUE D	222
5.11.1.	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q” Y CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	222
5.11.2.	MODELO MATEMÁTICO	223
5.11.3.	CARGAS EN LA ESTRUCTURA	224
5.11.4.	RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	225

5.11.4.1. Deformadas	225
5.11.4.2. Información Modal de la Estructura	229
5.11.4.3. Pesos Efectivos para Análisis Dinámico	229
5.11.4.4. Efecto de la Torsión.....	230
5.11.4.5. Revisión por Cortante Basal	232
5.11.4.6. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos	233
5.11.4.7. Revisión de los Elementos Mecánicos del Modelo Estructural	234
5.11.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	238
5.11.5.1. Diseño de Columnas	238
5.11.5.2. Diseño de Trabes y Vigas	241
5.11.5.3. Diseño de Losas	242
5.11.5.4. Diseño de Muros de Concreto Reforzado	245
5.11.5.5. Esfuerzo Cortante en los Muros de Mampostería	247
5.11.5.6. Análisis y Diseño de Cimentación	248
5.11.6. ARMADOS DEFINITIVOS	251

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	253
---	------------

6.1. CONCLUSIONES	253
6.2. RECOMENDACIONES	255

BIBLIOGRAFIA	256
---------------------------	------------

ANEXO A. INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYE A COMPRESIÓN SIMPLE DE CORAZONES DE CONCRETO HIDRÁULICO	259
---	------------

ANEXO B. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA EL INMUEBLE QUE OCUPA LAS OFICINAS OPERATIVAS DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL	280
--	------------

ANEXO C. INFORME TOPOGRÁFICO “REVISIÓN DE DESPLOME DE COLUMNAS” DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL	311
---	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Metodología para la evaluación post-sísmica de las edificaciones (UAM-A).	12
Figura 2.	Procedimiento de Evaluación Post-Sísmica de Edificaciones (SOSGDF-SMIS-1998).	14
Figura 3.	Zonificación Sísmica de la República Mexicana (INIFED, 2011)	15
Figura 4.	Macro-localización de edificio API, Tapachula Chiapas (Google Earth, 2017).	42
Figura 5.	Micro-localización de edificio API, Tapachula Chiapas (Google Earth, 2017).	42
Figura 6.	Fachada principal edificio API.	43
Figura 7.	Fachada Posterior edificio API.	43
Figura 8.	Plano Fachada Principal edificio API.	44
Figura 9.	Plano Fachada Posterior edificio API.	44
Figura 10.	Plano Fachada Lateral edificio API.	44
Figura 11.	Plano Arquitectónico Planta Baja edificio API.	45
Figura 12.	Plano Arquitectónico Planta Alta edificio API.	46
Figura 13.	Plano Original de Planta de Cimentación del edificio API.	47
Figura 14.	Plano Estructural Original del edificio API (entrepiso 1 y azotea).	48
Figura 15.	Plano Original de Detalle de Cimentación edificio API.	49
Figura 16.	Daño en Muro Planta Baja Eje B-3.	50
Figura 17.	Daño en Muro Planta Baja Eje B-4.	51
Figura 18.	Daño en Muro Planta Baja Eje D-C-3.	51
Figura 19.	Daño en Muro Planta Baja Eje D-4.	52
Figura 20.	Daño en Muro Planta Baja Eje 3-4-D.	52
Figura 21.	Daño en Muro Planta Alta Eje D-3.	53
Figura 22.	Daño en Muro Planta Alta Eje C-3.	53
Figura 23.	Daño en muro de mampostería, se observa acero de confinamiento muy separado.	53
Figura 24.	Poca separación de juntas constructivas.	54
Figura 25.	Daño en muros debido a fuerzas cortantes actuantes mayores a las resistentes.	54
Figura 26.	Verificación de existencia de cimentación de acuerdo a planos estructurales.	54
Figura 27.	Aplastamiento de concreto en los elementos confinantes de los muros.	55
Figura 28.	Entrepisos en etapa de apuntalamiento.	55
Figura 29.	Losa Reticular de Azotea.	55
Figura 30.	Zonificación Sísmica de la República Mexicana (MDOC-2008).	57
Figura 31.	Carta de Regionalización sísmica del Manual de Diseño por Sismo; PRODISIS (MDOC-2008).	57
Figura 32.	Espectro de Diseño Sísmico.	58
Figura 33.	Estados de Cargas.	67
Figura 34.	Fuentes de Masas.	67
Figura 35.	Modelo Extruido 3D vista frontal.	70

Figura 36. Modelo Extruido 3D vista posterior.	70
Figura 37. Propiedades del Concreto $F'c=230\text{kg/cm}^2$ y $F'c=75\text{kg/cm}^2$	71
Figura 38. Propiedades del Acero $Fy=4,200\text{kg/cm}^2$ y $Fy=2,530\text{kg/cm}^2$	71
Figura 39. Propiedades de la Mampostería.	71
Figura 40. Columnas del eje 1 y 5 del primer piso y todas las del segundo piso (60cm x 35cm armada con 8 varillas #8 + 2 varillas #4 y E#2.5 @ 30cm).	72
Figura 41. Columnas del eje 2, 3 y 4 del primer piso (60cm x 35cm armada con 12 varillas #8 + 2 varillas #4 y E#2.5 @ 30cm).	72
Figura 42. Castillo K1 (40cm x 15cm armada con 4 varillas #5 y E#2 @ 15cm).	72
Figura 43. Castillo K2 (15cm x 15cm armada con 4 varillas #3 y E#2 @ 15cm).	73
Figura 44. Nervadura de 30cm x 30cm.	73
Figura 45. Nervadura de 25cm x 30cm.	73
Figura 46. Nervadura de 40cm x 30cm.	74
Figura 47. Nervadura de 60cm x 30cm.	74
Figura 48. Nervadura de 7.5cm x 30cm.	74
Figura 49. Nervadura de 10cm x 30cm.	75
Figura 50. Nervadura de 15cm x 30cm.	75
Figura 51. Nervadura de 35cm x 30cm.	75
Figura 52. Nervadura 20x30cm.....	76
Figura 53. Nervadura 15x50cm.....	76
Figura 54. Nervadura de 10cm x 20cm.	76
Figura 55. Nervadura de 30 x 20cm.	77
Figura 56. Nervadura de 40cm x 20cm.	77
Figura 57. Sección de Capitel h=30cm.	77
Figura 58. Sección de Losa maciza h=10cm.	78
Figura 59. Sección de Losa para nervaduras h=5 cm.	78
Figura 60. Sección de Muro de concreto reforzado (M-1), t=15 cm.	78
Figura 61. Sección de Muro de mampostería, t=14cm.	79
Figura 62. Cargas muertas adicionales, vista frontal.	79
Figura 63. Cargas muertas adicionales, vista posterior.	79
Figura 64. Deformada por cargas gravitacionales F.C.=1.4 (vista frontal).	80
Figura 65. Deformada por cargas gravitacionales F.C.=1.4 (vista posterior).	80
Figura 66. Deformada; Modo de vibrar #1 (vista en planta).	81
Figura 67. Deformada; Modo de vibrar #1 (resultante, vista en planta)).	81
Figura 68. Deformada; Modo de vibrar #2 (vista en planta).	82
Figura 69. Deformada; Modo de vibrar #2 (resultante, vista en planta)).	82
Figura 70. Deformada; Modo de vibrar #3 (vista en planta).	83

Figura 71. Deformada; Modo de vibrar #3 (resultante, vista en planta).	83
Figura 72. Efecto de Torsión.	86
Figura 73. Localización de puntos P1, P2, P3 y P4 para revisión de desplazamientos laterales.	87
Figura 74. Elementos mecánicos (flexión) resultantes de cargas gravitacionales F.C.=1.4	90
Figura 75. Elementos mecánicos (flexión en ejes fuertes) resultantes de combinación Sismo 1.	90
Figura 76. Elementos mecánicos (cortantes en ejes fuertes) resultantes de combinación Sismo 1.	91
Figura 77. Elementos mecánicos (fuerza axial) resultantes de combinación Sismo 1.	91
Figura 78. Relación de lo actuante y la capacidad a flexocompresión biaxial.	92
Figura 79. Esfuerzos Cortantes en muros de Mampostería.	94
Figura 80. Esfuerzo cortante en muro de mampostería eje “C”.	95
Figura 81. Falla de Muro del eje “C” planta baja y alta ($V_U > V_R$).	95
Figura 82. Esfuerzo cortante en muro de mampostería eje “D”.	96
Figura 83. Falla de muro del eje “D” planta baja y alta ($V_U > V_R$).	96
Figura 84. Esfuerzo cortante en muro de mampostería eje D’.	97
Figura 85. Falla de muro del eje D’ planta baja y alta ($V_U > V_R$).	97
Figura 86. Esfuerzo cortante en muro de mampostería de escalera principal.	98
Figura 87. Falla de muro entre eje a y 3 (escalera) planta baja y alta.	98
Figura 88. Esfuerzo cortante en muro de Concreto M1 EJE “D”.	99
Figura 89. Modelo Extruido 3D vista frontal.	103
Figura 90. Modelo Extruido 3D vista posterior.	103
Figura 91. Deformada por cargas gravitacionales F.C.=1.4 (vista frontal).	104
Figura 92. Deformada por cargas gravitacionales F.C.=1.4 (vista posterior).	104
Figura 93. Deformada; Modo de vibrar #1 (vista en planta).	105
Figura 94. Deformada; Modo de vibrar #1 (resultante, vista en planta).	105
Figura 95. Deformada; Modo de vibrar #2 (vista en planta).	106
Figura 96. Deformada; Modo de vibrar #2 (resultante, vista en planta).	106
Figura 97. Deformada; Modo de vibrar #3 (vista en planta).	107
Figura 98. Deformada; Modo de vibrar #3 (resultante, vista en planta).	107
Figura 99. Efecto de Torsión.	109
Figura 100. Elementos mecánicos (flexión) resultantes de cargas gravitacionales F.C.=1.4	111
Figura 101. Elementos Mecánicos (momentos 3-3 Y) combinación Envolvente.	111
Figura 102. Elementos Mecánicos (momentos 3-3 X) combinación Envolvente.	112
Figura 103. Esfuerzos Cortantes en muros (combinación sismo 3)	112
Figura 104. Elementos Mecánicos (fuerza axial) cargas gravitacionales F.C.=1.4	112
Figura 105. Columna C-1	113
Figura 106. Columna C-2	113
Figura 107. Columna C-3	113

Figura 108. Columna C-4.	114
Figura 109. Columna C-5.	114
Figura 110. Relación de lo actuante y la capacidad a flexocompresión biaxial.	114
Figura 111. Esfuerzo cortante en muro de mampostería del eje C' y C''.	115
Figura 112. Esfuerzo cortante en muro de Concreto EJE "5 y 1".	116
Figura 113. Esfuerzo en el suelo debido a cargas gravitacionales factorizadas.	117
Figura 114. Esfuerzo en el suelo debido a cargas gravitacionales más dinámicas factorizadas.	118
Figura 115. Detalle de Zapata Corrida ZC-1.	119
Figura 116. Detalle de Zapata Corrida ZC-2.	119
Figura 117. Detalle de Columna C-1 (Cimentación-P.B. y P.B.- Azotea)	119
Figura 118. Detalle de Muro M-1.	119
Figura 119. Detalle Muro M-3.	120
Figura 120. Detalle de Capiteles Centrales.	120
Figura 121. Vista Fachada Principal.	122
Figura 122. Vista Fachada Posterior.	122
Figura 123. Vista en Planta.	122
Figura 124. Planta Baja Arquitectónica.	123
Figura 125. Planta Alta Arquitectónica.	124
Figura 126. Planta de Azotea.	125
Figura 127. Estructuración Bloques A, B y C.	126
Figura 128. Estructuración Bloque D.	126
Figura 129. Zonificación Sísmica de la República Mexicana (MDOC-2015).	127
Figura 130. Datos de la Aceleración del Suelo, PRODISIS (MDOC-2015).	128
Figura 131. Espectros de Diseño Sísmico de Colapso y de Servicio.	129
Figura 132. Modelo Matemático Tridimensional (Bloque A).	136
Figura 133. Cargas Aplicadas en el Modelo (Bloque A).	137
Figura 134. Deformada Cargas Combinación Gravitacional (Bloque A).	138
Figura 135. Deformada Cargas Combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).	138
Figura 136. Deformada Cargas Combinación SISMO E-1 (Bloque A).	139
Figura 137. Deformada Cargas Combinación SISMO E-5 (Bloque A).	139
Figura 138. Deformada Modo de Vibrar 1 y Resultante (Bloque A).	140
Figura 139. Deformada Modo de Vibrar 2 y Resultante (Bloque A).	140
Figura 140. Deformada Modo de Vibrar 3 y Resultante (Bloque A).	141
Figura 141. Deformada Modo de Vibrar 4 y Resultante (Bloque A).	141
Figura 142. Efecto de Torsión (Bloque A).	144
Figura 143. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).	147
Figura 144. Cortante 2-2 y Fuerza Axial Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).	147

Figura 145. Torsión y Cortante 3-3 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).	148
Figura 146. Momento M11 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).	148
Figura 147. Momento M22 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).	148
Figura 148. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-1 (Bloque A).	149
Figura 149. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-1 (Bloque A).	149
Figura 150. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-1 (Bloque A).	149
Figura 151. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-5 (Bloque A).	150
Figura 152. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-5 (Bloque A).	150
Figura 153. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-5 (Bloque A).	150
Figura 154. Capacidad a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque A).	151
Figura 155. Diagrama de Interacción a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque A).	152
Figura 156. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).	156
Figura 157. Diseño de Losa (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).	156
Figura 158. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).	156
Figura 159. Diseño de Losa (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).	157
Figura 160. Modelo Estructural de Cimentación (Bloque A).	158
Figura 161. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Servicio (Bloque A).	159
Figura 162. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Diseño (Bloque A).	159
Figura 163. Esfuerzo en el Suelo por Carga Sísmica (Bloque A).	159
Figura 164. Momentos Principales por Carga Gravitacional F.C.=1.4 (Bloque A).	160
Figura 165. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 1 (Bloque A).	160
Figura 166. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 5 (Bloque A).	160
Figura 167. Acero longitudinal a Flexión en Contratraves (Bloque A).	161
Figura 168. Acero longitudinal a Flexión en Zapatas (Bloque A).	161
Figura 169. Armados de Zapatas Corridas (Bloque A).	162
Figura 170. Armado de Columnas (Bloque A).	162
Figura 171. Armado de Vigas Longitudinales Primer Nivel (Bloque A).	163
Figura 172. Armado de Vigas Transversales Primer Nivel (Bloque A).	164
Figura 173. Modelo Matemático Tridimensional (Bloque B).	166
Figura 174. Cargas Aplicadas en el Modelo (Bloque B).	167
Figura 175. Deformada Cargas Combinación Gravitacional (Bloque B).	168
Figura 176. Deformada Cargas Combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).	168
Figura 177. Deformada Cargas Combinación SISMO E-1 (Bloque B).	169
Figura 178. Deformada Cargas Combinación SISMO E-5 (Bloque B).	169
Figura 179. Deformada Modo de Vibrar 1 y Resultante (Bloque B).	170
Figura 180. Deformada Modo de Vibrar 2 y Resultante (Bloque B).	170
Figura 181. Deformada Modo de Vibrar 3 y Resultante (Bloque B).	171

Figura 182. Deformada Modo de Vibrar 4 y Resultante (Bloque B).	171
Figura 183. Efecto de Torsión (Bloque B).	174
Figura 184. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación GRAVITACIONAL F.C (Bloque B).	177
Figura 185. Cortante 2-2 y Fuerza Axial Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque B).	177
Figura 186. Torsión y Cortante 3-3 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque B).	178
Figura 187. Momento M11 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque B).	178
Figura 188. Momento M22 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque B).	178
Figura 189. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-1 (Bloque B).	179
Figura 190. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-1 (Bloque B).	179
Figura 191. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-1 (Bloque B).	179
Figura 192. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-5 (Bloque B).	180
Figura 193. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-5 (Bloque B).	180
Figura 194. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-5 (Bloque B).	180
Figura 195. Capacidad a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque B).	181
Figura 196. Diagrama de Interacción a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque B).	182
Figura 197. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).	185
Figura 198. Diseño de Losa (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).	185
Figura 199. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).	185
Figura 200. Diseño de Losa (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).	186
Figura 201. Modelo Estructural de Cimentación (Bloque B).	187
Figura 202. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Servicio (Bloque B).	188
Figura 203. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Diseño (Bloque B).	188
Figura 204. Esfuerzo en el Suelo por Carga Sísmica (Bloque B).	188
Figura 205. Momentos Principales por Carga Gravitacional F.C.=1.4 (Bloque B).	189
Figura 206. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 1 (Bloque B).	189
Figura 207. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 5 (Bloque B).	189
Figura 208. Acero Longitudinal a Flexión en Contratraves (Bloque B).	190
Figura 209. Acero longitudinal a Flexión en Zapatas (Bloque B).	190
Figura 210. Armados de Zapatas Corridas (Bloque B).	191
Figura 211. Armado de Columnas (Bloque B).	191
Figura 212. Armado de Vigas Longitudinales Azotea (Bloque B).	192
Figura 213. Modelo Matemático Tridimensional (Bloque C).	194
Figura 214. Cargas Aplicadas en el Modelo (Bloque C).	195
Figura 215. Deformada Cargas Combinación Gravitacional (Bloque C).	196
Figura 216. Deformada Cargas Combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).	196
Figura 217. Deformada Cargas Combinación SISMO E-1 (Bloque C).	197
Figura 218. Deformada Cargas Combinación SISMO E-5 (Bloque C).	197

Figura 219. Deformada Modo de Vibrar 1 y Resultante (Bloque C).	198
Figura 220. Deformada Modo de Vibrar 2 y Resultante (Bloque C).	198
Figura 221. Deformada Modo de Vibrar 3 y Resultante (Bloque C).	199
Figura 222. Deformada Modo de Vibrar 4 y Resultante (Bloque C).	199
Figura 223. Efecto de Torsión (Bloque C).	202
Figura 224. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).	205
Figura 225. Cortante 2-2 y Fuerza Axial Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).	205
Figura 226. Torsión y Cortante 3-3 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).	206
Figura 227. Momento M11 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).	206
Figura 228. Momento M22 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).	206
Figura 229. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-1 (Bloque C).	207
Figura 230. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-1 (Bloque C).	207
Figura 231. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-1 (Bloque C).	207
Figura 232. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-5 (Bloque C).	208
Figura 233. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-5 (Bloque C).	208
Figura 234. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-5 (Bloque C).	208
Figura 235. Capacidad a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque C).	209
Figura 236. Diagrama de Interacción a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque C).	210
Figura 237. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).	214
Figura 238. Diseño de Losa (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).	214
Figura 239. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).	214
Figura 240. Diseño de Losa (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).	215
Figura 241. Modelo Estructural de Cimentación (Bloque C).	216
Figura 242. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Servicio (Bloque C).	217
Figura 243. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Diseño (Bloque C).	217
Figura 244. Esfuerzo en el Suelo por Carga Sísmica (Bloque C).	217
Figura 245. Momentos Principales por Carga Gravitacional F.C.=1.4 (Bloque C).	218
Figura 246. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 1 (Bloque C).	218
Figura 247. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 5 (Bloque C).	218
Figura 248. Acero longitudinal a Flexión en Contratraves (Bloque C).	219
Figura 249. Acero longitudinal a Flexión en Zapatas (Bloque C).	219
Figura 250. Planta de Cimentación (Bloque C).	220
Figura 251. Armado Losa de Entrepiso H=12cm (Bloque C).	220
Figura 252. Armado de Columnas (Bloque C).	221
Figura 253. Modelo Matemático Tridimensional (Bloque D).	223
Figura 254. Cargas Aplicadas en el Modelo (Bloque D).	224
Figura 255. Deformada Cargas Combinación Gravitacional (Bloque D).	225

Figura 256. Deformada Cargas Combinación SISMO E-1 (Bloque D).226

Figura 257. Deformada Cargas Combinación SISMO E-5 (Bloque D).226

Figura 258. Deformada Cargas Combinación SX (Bloque D).226

Figura 259. Deformada Cargas Combinación SY (Bloque D).227

Figura 260. Deformada Modo de Vibrar 1 y Resultante (Bloque D).227

Figura 261. Deformada Modo de Vibrar 2 y Resultante (Bloque D).227

Figura 262. Deformada Modo de Vibrar 3 y Resultante (Bloque D).228

Figura 263. Deformada Modo de Vibrar 4 y Resultante (Bloque D).228

Figura 264. Efecto de Torsión (Bloque D).231

Figura 265. Momentos (3-3 y 2-2) combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D).234

Figura 266. Cortante 2-2 y Fuerza Axial combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D).234

Figura 267. Torsión y Cortante 3-3 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D).235

Figura 268. Momento M11 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D)235

Figura 269. Momento M22 combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D).235

Figura 270. Momentos (3-3 y 2-2) combinación SISMO DIN-1 (Bloque D).236

Figura 271. Cortante 3-3 y 2-2 combinación SISMO DIN-1 (Bloque D).236

Figura 272. Fuerza Axial y torsión combinación SISMO DIN-1 (Bloque D).236

Figura 273. 273. Momentos (3-3 y 2-2) combinación SISMO DIN-5 (Bloque D).237

Figura 274. Cortante 3-3 y 2-2 combinación SISMO DIN-5 (Bloque D).237

Figura 275. Fuerza Axial y torsión combinación SISMO DIN-5 (Bloque D).237

Figura 276. Acero Longitudinal de Diseño (Bloque D).238

Figura 277. Diagrama de interacción a flexocompresión biaxial de columnas (Bloque D).239

Figura 278. Diseño de Losa Azotea (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)
.....242

Figura 279. Diseño de Losa Entrepiso (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)
.....242

Figura 280. Diseño de Losa Azotea (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)
.....242

Figura 281. Diseño de Losa Entrepiso (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)
.....243

Figura 282. Diseño de Losa Azotea (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)
.....243

Figura 283. Diseño de Losa Entrepiso (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)
.....2343

Figura 284. Diseño de Losa Azotea (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)
.....244

Figura 285. Diseño de Losa Entrepiso (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C (Bloque D)244

Figura 286. Diseño Acero Longitudinal en Muros (Bloque D).245

Figura 287. Diseño Acero a Cortante en Muros (Bloque D).245

Figura 288. Esfuerzo Cortante Combinación Sísmica en Muros de Mampostería (Bloque D).247

Figura 289. Modelo Estructural de Cimentación.248

Figura 290. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de servicio (Bloque D).249

Figura 291. Esfuerzo en el suelo por carga Sísmica (Bloque D).249

Figura 292. Momentos principales por carga gravitacional F.C.=1.4 (Bloque D).249

Figura 293. Cortantes principales por carga gravitacional F.C.=1.4 (Bloque D).250

Figura 294. Acero longitudinal a flexión en contratrabes (Bloque D).250

Figura 295. Planta de Cimentación (Bloque D).251

Figura 296. Losa de Entrepiso H=12cm (Bloque D).251

Figura 297. Armado de Muros (Bloque D).252

Figura 298. Armado de Rampa de Escaleras (Bloque D).252

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Valores de parámetros sísmicos a_0 , c , T_a , T_b y r , estructuras del grupo A para distintas zonas sísmicas (INIFED, 2011).	16
Tabla 2.	Valores de esfuerzos, Manual del MES (Gama, 2002).	16
Tabla 3.	Factores reductivos q_i del coeficiente de resistencia sísmica K (Gama, 2002).	18
Tabla 4.	Descripción de los tipos de daño estructural y no estructural (Gama, 2002).	19
Tabla 5.	Clasificación de la categoría de seguridad estructural.	19
Tabla 6.	Propósito de la Revisión y del Dictamen (NTCRSEE-2017).	21
Tabla 7.	Proyectos que requieren Revisión (Tabla 6.1 NTCRSEE).	23
Tabla 8.	Alcances Generales de los Servicios del CSE.	24
Tabla 9.	Capacidad de carga admisible.	56
Tabla 10.	Cuadro de análisis de cargas muertas para losa nervada de azotea.	60
Tabla 11.	Cuadro de análisis de cargas muertas para losa nervada de entrepiso.	60
Tabla 12.	Cuadro de análisis de cargas muertas para losa maciza de azotea.	61
Tabla 13.	Cuadro de análisis de cargas muertas para losa maciza de entrepiso.	61
Tabla 14.	Cuadro de análisis de cargas muertas para muros divisorios	61
Tabla 15.	Cuadro de análisis de cargas muertas para faldón pretil de fachada.	61
Tabla 16.	Cuadro de análisis de cargas muertas para muros cabeceros de fachada.	62
Tabla 17.	Cuadro de análisis de cargas muertas para murete de pasillos.	62
Tabla 18.	Cuadro de análisis de cargas muertas para losa de escalera.	62
Tabla 19.	Cuadro de análisis de cargas muertas para Tinaco	63
Tabla 20.	Cargas Vivas Instantánea de Entrepiso.	63
Tabla 21.	Cargas Vivas Instantánea Azotea.	63
Tabla 22.	Cargas Vivas Instantánea Escaleras	64
Tabla 23.	Cargas Vivas Máximas Entrepiso.	64
Tabla 24.	Cargas Vivas Máximas Azotea.	64
Tabla 25.	Cargas Vivas Máximas Escaleras.	64
Tabla 26.	Resumen de cargas en Losa Nervada de entrepiso.	65
Tabla 27.	Resumen de cargas en Losa Maciza de entrepiso.	65
Tabla 28.	Resumen de cargas en Losa Nervada de Azotea.	65
Tabla 29.	Resumen de cargas en Losa Maciza de Azotea.	65
Tabla 30.	Combinaciones de Cargas.	68
Tabla 31.	Información Modal de la Estructura.	84
Tabla 32.	Porcentaje de masas en rotación para los diferentes modos de vibración.	84
Tabla 33.	Porcentaje de Masas para Análisis Dinámico.	85
Tabla 34.	Comparación de las fuerzas cortantes dinámicas y estáticas en la base del edificio.	86

Tabla 35.	Distorsión de entrepiso Punto 1 en X.	88
Tabla 36.	Distorsión de entrepiso Punto 1 en Y.	88
Tabla 37.	Distorsión de entrepiso Punto 2 en X.	88
Tabla 38.	Distorsión de entrepiso Punto 2 en Y.	88
Tabla 39.	Distorsión de entrepiso Punto 3 en X.	88
Tabla 40.	Distorsión de entrepiso Punto 3 en Y.	88
Tabla 41.	Distorsión de entrepiso Punto 4 en X.	88
Tabla 42.	Distorsión de entrepiso Punto 4 en Y.	88
Tabla 43.	Acero longitudinal Actual vs. Acero longitudinal Requerido.	93
Tabla 44.	Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultima del muro del eje C.	95
Tabla 45.	Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultima del muro del eje D.	96
Tabla 46.	Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultima del muro del eje D'.	97
Tabla 47.	Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultima del muro de escalera principal.	98
Tabla 48.	Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultimo del muro M1 eje "D.	99
Tabla 49.	Información Modal de la Estructura.	108
Tabla 50.	Porcentaje de masas para análisis dinámico.	108
Tabla 51.	Comparación de las fuerzas cortantes dinámicas y estáticas en la base del edificio.	109
Tabla 52.	Distorsión de entrepiso Punto 1 en X.	110
Tabla 53.	Distorsión de entrepiso Punto 1 en Y.	110
Tabla 54.	Distorsión de entrepiso Punto 2 en X.	110
Tabla 55.	Distorsión de entrepiso Punto 2 en Y.	110
Tabla 56.	Distorsión de entrepiso Punto 3 en X.	110
Tabla 57.	Distorsión de entrepiso Punto 3 en Y.	110
Tabla 58.	Distorsión de entrepiso Punto 4 en X.	110
Tabla 59.	Distorsión de entrepiso Punto 4 en Y.	110
Tabla 60.	Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultima del muro del eje C' y C''.	115
Tabla 61.	Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultimo del muro Eje 5 y 1.	116
Tabla 62.	Regionalización Sísmica (MDOC-2015).	127
Tabla 63.	Características del Sitio para Diseño Sísmico.	128
Tabla 64.	Cargas en Losas de Entrepiso.	131
Tabla 65.	Cargas en Losas de Azotea.	131
Tabla 66.	Cargas Muertas Adicionales.	132
Tabla 67.	Cargas Muertas de Equipos Especiales.	132
Tabla 68.	Cargas en Escaleras.	133
Tabla 69.	Combinaciones de Cargas.	133
Tabla 70.	Factores de Modificación de Momentos de Inercia.	134
Tabla 71.	Características de la Estructura para Diseño Sísmico (Bloque A).	135

Tabla 72.	Periodos y Frecuencias Modales (Bloque A).	142
Tabla 73.	Porcentajes de Cargas de Participación Modal (Bloque A).	143
Tabla 74.	Porcentajes de Direcciones Modales (Bloque A).	143
Tabla 75.	Excentricidad Torsional de Diseño (Bloque A).	144
Tabla 76.	Parámetros Estructurales (Bloque A).	145
Tabla 77.	Revisión por Cortante Basal (Bloque A).	145
Tabla 78.	Fuerzas Cortantes de Entrepiso (Bloque A).	145
Tabla 79.	Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos (Bloque A).	146
Tabla 80.	Diseño Automatizado de Columna a Flexocompresión Biaxial (Bloque A).	152
Tabla 81.	Diseño Automatizado de Columna a Cortante (Bloque A).	153
Tabla 82.	Diseño Automatizado de Vigas a Flexión. (Bloque A).	154
Tabla 83.	Diseño Automatizado de Vigas a Cortante (Bloque A).	155
Tabla 84.	Diseño Estructural de Losa de Concreto Reforzado (Bloque A).	157
Tabla 85.	Características de la Estructura para Diseño Sísmico (Bloque B).	165
Tabla 86.	Periodos y Frecuencias Modales (Bloque B).	172
Tabla 87.	Porcentajes de Cargas de Participación Modal (Bloque B).	173
Tabla 88.	Porcentajes de Direcciones Modales (Bloque B).	173
Tabla 89.	Excentricidad Torsional de Diseño (Bloque B).	174
Tabla 90.	Parámetros Estructurales (Bloque B).	175
Tabla 91.	Revisión por Cortante Basal (Bloque B).	175
Tabla 92.	Fuerzas Cortantes de Entrepiso (Bloque B).	175
Tabla 93.	Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos (Bloque B).	176
Tabla 94.	Diseño Automatizado de Columna a Flexocompresión Biaxial (Bloque B).	182
Tabla 95.	Diseño Automatizado de Columna a Cortante (Bloque B).	183
Tabla 96.	Diseño Automatizado de Vigas a Flexión (Bloque B).	184
Tabla 97.	Diseño Automatizado de Vigas a Cortante (Bloque B).	184
Tabla 98.	Diseño Estructural de Losa de Concreto Reforzado (Bloque B).	186
Tabla 99.	Características de la Estructura para Diseño Sísmico (Bloque C).	193
Tabla 100.	Periodos y Frecuencias Modales (Bloque C).	200
Tabla 101.	Porcentajes de Cargas de Participación Modal (Bloque C).	201
Tabla 102.	Porcentajes de Direcciones Modales (Bloque C).	201
Tabla 103.	Excentricidad Torsional de Diseño (Bloque C).	202
Tabla 104.	Parámetros Estructurales (Bloque C).	203
Tabla 105.	Revisión por Cortante Basal (Bloque C).	203
Tabla 106.	Fuerzas Cortantes de Entrepiso (Bloque C).	203
Tabla 107.	Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos (Bloque C).	204
Tabla 108.	Diseño Automatizado de Columna a Flexocompresión Biaxial (Bloque C).	210

Tabla 109. Diseño Automatizado de Columna a Cortante (Bloque C).	211
Tabla 110. Diseño Automatizado de Vigas a Flexión (Bloque C).	212
Tabla 111. Diseño Automatizado de Vigas a Cortante (Bloque C).	213
Tabla 112. Diseño Estructural de Losa de Concreto Reforzado (Bloque C).	215
Tabla 113. Características de la Estructura para Diseño Sísmico (Bloque D).	222
Tabla 114. Periodos y Frecuencias Modales (Bloque D).	229
Tabla 115. Porcentajes de Cargas de Participación Modal (Bloque D).	230
Tabla 116. Porcentajes de Direcciones Modales (Bloque D).	230
Tabla 117. Excentricidad Torsional de Diseño (Bloque D).	231
Tabla 118. Parámetros Estructurales (Bloque D).	232
Tabla 119. Revisión por Cortante Basal (Bloque D).	232
Tabla 120. Fuerzas Cortantes de Entrepiso (Bloque D).	232
Tabla 121. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos (Bloque D).	233
Tabla 122. Diseño Automatizado de Columna a Flexocompresión Biaxial (Bloque D).	239
Tabla 123. Diseño Automatizado de Columna a Cortante (Bloque D).	240
Tabla 124. Diseño Automatizado de Vigas a Flexión (Bloque D).	241
Tabla 125. Diseño Automatizado de Vigas a Cortante (Bloque D).	241
Tabla 126. Diseño Automatizado de Muros a Flexión, Cortante y Axial (Bloque D).	246

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Reporte de Sismo

Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, UNAM.

Sismo del día 14 de junio de 2017, Chiapas (M 7.0)

Información General

El día 14 de junio de 2017, el Servicio Sismológico Nacional (SSN) reportó un sismo con magnitud 7.0 localizado en las cercanías de Cd. Hidalgo, en el estado de Chiapas. El sismo, ocurrido a las 02:29 horas, fue sentido en Cd. Hidalgo, Tapachula, Puerto Madero, Villahermosa, Tuxtla Gutiérrez y en otras localidades de los estados de Chiapas, Tabasco y Oaxaca. Las coordenadas del epicentro son 14.77° latitud N y -92.08° longitud W y la profundidad es de 113 km (Figura 1).



Figura 1. Epicentro del Sismo

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

Muchas edificaciones resultan severamente dañadas tras ocurrir un sismo moderado o severo, lo que conlleva a la necesidad de saber a ciencia cierta si la edificación es segura o no de usarse. Esto es posible gracias a la evaluación post-sísmica de las edificaciones la cual permite determinar mediante una serie de estudios, análisis y cálculos realizados al inmueble la capacidad resistente de la edificación apoyándose con softwares especializados para análisis estructural siguiendo los lineamientos y Normas vigentes en México.

Se presenta el siguiente trabajo donde se muestra el procedimiento usado para la determinación de la capacidad sismo-resistente de las edificaciones, verificando que se cumpla con la normativa vigente y que ningún estado límite de resistencia y servicio sea superado. Se detectan las áreas deficientes de la edificación y las áreas donde ésta sufrirá daños estructurales (o sufrió).

Éste trabajo representa una herramienta que permite llevar a cabo un proceso de evaluación post-sísmica eficiente y ordenado de una edificación. Esto con ayuda de programas de análisis estructural de última generación de la empresa Computers and Structures Inc. (SCI), en sus versiones estudiantiles para SAP2000¹, ETABS² y SAFE³.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los fenómenos naturales afectan a todo el mundo, y ocasionan grandes pérdidas tanto de vidas como económicas. Un fenómeno natural que afecta a gran parte de nuestro país es el sísmico, ya que México se encuentra en una zona de alta sismicidad debido a la interacción de 5 placas tectónicas: La placa de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la placa del Caribe.

¹ Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc.

² Integrated Building Design Software, Computers and Structures Inc.

³ Slab Analysis by the Finite Element Method, Computers and Structures Inc.

Chiapas es uno de los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana. La alta sismicidad presentada se debe a la interacción de tres placas tectónicas: la placa de Cocos, la Norteamericana y la del Caribe, donde la placa oceánica de Cocos se mueve en dirección de convergencia frontal con las placas de Norteamérica y del Caribe.

Una de las ciudades importantes para el estado de Chiapas es Tapachula de Córdoba y Ordoñez, que se localiza en el municipio de Tapachula, Chiapas. Este municipio contiene 496 localidades que suman una población de 348,156 habitantes según los resultados preliminares del Censo General de Población y Vivienda 2015. En la ciudad de Tapachula, se presenta la mayor concentración de población, infraestructura, equipamiento y servicios urbanos en el estado después de la capital Tuxtla Gutiérrez, y en los últimos años ha venido creciendo de manera acelerada trayendo consigo la necesidad de construcción de obras importantes especialmente en la zona costera la cual está catalogada como Zona Económica Especial. Aunado a esta demanda de crecimiento, Tapachula es una ciudad fuertemente sísmica, donde se estiman aceleraciones de más del 70% de la aceleración de la gravedad lo que nos indica la necesidad de tener construcciones sismorresistentes, así como la necesidad de la práctica profesional en el ámbito de la Ingeniería Sísmica e Ingeniería Estructural.

El puerto de Tapachula mejor conocido como Puerto Chiapas es considerado como uno de los 16 puertos de altura en México, debido a su actividad económica de comercio exterior, además de brindar una oferta turística. Dicho puerto es operado por La Administración Portuaria Integral (API) de Puerto Madero S.A. de C.V., la cual es una entidad federal encargada de administrar las instalaciones portuarias brindando el servicio de infraestructura para el intercambio de mercancías de comercio exterior y servicios turísticos.

La Administración Portuaria Integral (API), se vio en la necesidad de interrumpir sus actividades económicas debido a que el Edificio Operativo resultó con fuertes daños estructurales tras el paso del sismo del 14 de junio de 2017, cuyo reporte del Servicio Sismológico Nacional (SSN) este ocurrió a las 2:29:03 horas Ciudad de México con una magnitud de 7.0 M_M y cuyo epicentro fue localizado a 13 km al Noroeste de Ciudad Hidalgo, Chiapas, a 113 km de profundidad y a una distancia de 34.80 km del edificio de La Administración Portuaria Integral de Puerto Madero S.A. de C.V. Esto trajo consigo grandes pérdidas económicas para la entidad, ya que se suspendieron todas las actividades, viéndose

en la necesidad de solicitar la participación de expertos en materia de Ingeniería Sísmica e Ingeniería Estructural para resolver la problemática del Edificio Principal de Operaciones.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

El objetivo general es evaluar la capacidad resistente de la edificación ante eventos sísmicos, verificando que se cumpla con la normativa vigente y que ningún estado límite de resistencia y servicio sea superado.

1.3.2. Objetivos Específicos

Realizar un levantamiento para determinar las características estructurales del edificio en estudio (columnas, muros, losas, vigas, resistencias de materiales, etc.) verificando la congruencia de estos con sus respectivos planos estructurales para posteriormente efectuar una revisión de su diseño estructural y poder identificar sus deficiencias.

Justificar numéricamente y legalmente la necesidad de reforzar o en su caso demoler la edificación en estudio elaborando modelos matemáticos tridimensionales que tomen en cuenta todos los elementos estructurales existentes para el cálculo de rigideces usando programas de análisis estructural de última generación y aplicando el método de Análisis Dinámico Modal Espectral con base en las Normas Técnicas Complementarias (NTC-2004)⁴ y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC- 2008)⁵.

Realizar el análisis, diseño y cálculo estructural del Nuevo Edificio de la Administración Portuaria Integral (API) bajo las Normas Técnicas Complementarias (NTC-2017)⁶ y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-2015)⁷.

⁴ Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal - 06 de octubre de 2006.

⁵ Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, Comisión Federal de Electricidad – 15 de diciembre de 2008.

⁶ Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México - 15 de diciembre de 2007.

⁷ Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, Comisión Federal de Electricidad – octubre de 2015.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES Y METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE EDIFICACIONES

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural

AVANCES RECIENTES EN LAS METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES TÍPICAS

Andrés Gama García¹, Hugo Juárez García² y Roberto Arroyo Melus³

RESUMEN

La fuerte sismicidad que existe en el territorio nacional ha sido la causa principal de grandes pérdidas humanas y materiales. En este trabajo se describe el estado de arte de la evaluación estructural desde una perspectiva local, nacional e internacional. En este trabajo, además, se elabora una metodología para la evaluación estructural rápida y detallada. Se incluyen una clasificación de estructuras típicas con sus características básicas, con el propósito de determinar el período natural de ellas, se muestra la importancia de tener los datos producidos por los usuarios del producto reciente. También se propone el uso de los formatos típicos para el desarrollo de los datos estructurales post-sísmicos, además que se elaboran ejemplos en un software común.

ABSTRACT

The strong seismicity that exists in the national territory has been the main cause of great losses and materials. In this paper, the state of art of structural evaluation from a local perspective, national and international is described. In this work, a methodology for structural evaluation rapid and detailed is included. A ranking of the typical structures more used in Mexico, with the purpose of describing its particular features, is presented in the present paper. The importance of having the data produced by the users for the recent past is also proposed using a format unique for the filling post-seismic structural damage, efficient for structural evaluation in its different levels.

INTRODUCCIÓN

Los sismos recientes más recientes en México han causado grandes pérdidas humanas y materiales. En la República Mexicana, los sismos representan un importante riesgo, que pone a prueba al comportamiento estructural de las construcciones. Los diferentes tipos estructurales observados por sismos, deben de ser considerados como factores de la vulnerabilidad de la Ingeniería Estructural. Los sismos deben ser analizados en forma interdisciplinaria con el objetivo de mejorar los procesos de diseño, construcción, operación y mantenimiento de las obras de construcción. El propósito fundamental debe ser, mejorar los Reglamentos de Construcción, para prevenir y mitigar en lo posible los efectos de los sismos en las construcciones. El correcto comportamiento estructural de las construcciones, también debe ser motivo de estudio y acción de la Ingeniería Mexicana.

Se deben realizar las experiencias para mejorar el comportamiento del comportamiento de los diferentes elementos estructurales que conforman las edificaciones de las construcciones. Los elementos no estructurales y los contenidos móviles deben ser objeto de estudio por parte de los Ingenieros y Arquitectos. Entre aspectos que se deben considerar en los estudios de datos por sismos en las construcciones, son:

¹ Profesor, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Guerrero, Av. Lázaro Cárdenas s/n, Col. La Hacienda, C.P. 39007, Chilpancingo, Guerrero, México. gama@uniguerrero.mx

² Profesor, Universidad Autónoma Metropolitana-Acapulco, Av. San Pablo s/n 150, Col. Rayados, Delimitada Acapulco, C.P. 62200, México, D.F., hjg@unam.mx

CDMX
CIUDAD DE MÉXICO

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México

VIÉNESMA ÉPOCA 11 DE DICIEMBRE DE 2017 No. 233 Bis

ÍNDICE

ADMINISTRACIÓN PÚBLICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Jefatura de Gobierno

- Decreto por el que se reforman y adicionan diversas disposiciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal. 2
- Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda y Secretaría de Obras y Servicios
- Acuerdo por el que se actualizan las Normas Técnicas Complementarias que se indican. 8
- Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RUSE). 701



CAPÍTULO II

ANTECEDENTES Y METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE EDIFICACIONES

2.1. EVALUACIÓN POST-SÍSMICA

Después de suceder un sismo de gran magnitud muchas de las edificaciones presentan una serie de daños que van desde objetos caídos, daños a elementos no estructurales, daños estructurales e incluso el colapso parcial o total de la edificación. Es ahí donde nace la importancia de saber el estado actual de nuestras edificaciones, siendo necesaria la participación de personas capacitadas en el ámbito estructural para determinar si podemos habitar o no nuestras edificaciones. En mucho de los casos se requerirá de expertos en la materia para evaluar el estado que guardan nuestros inmuebles.

La evaluación post-sísmica es una metodología para determinar el daño ocurrido en una edificación, así como para determinar de manera eficaz el nivel de seguridad estructural que dicha edificación tiene después de ocurrir un sismo de gran magnitud. En otras palabras, es un procedimiento para determinar si una estructura es habitable o no, si se encuentra dañada o si esta en riesgo de colapso, todo esto con la finalidad de que las autoridades responsables puedan coordinar y llevar a cabo los procedimientos necesarios para la inmediata protección de vidas humanas, evitando que el número de víctimas sea mayor, ya que las estructuras pudieron quedar severamente dañadas, con alta posibilidad de colapsar por la ocurrencia de réplicas.

2.2. HISTORIA DE LA INSPECCIÓN (EVALUACIÓN) RÁPIDA DE LOS EDIFICIOS DAÑADOS POR SISMO

De acuerdo con el documento “Avances Recientes en las Metodologías para la Evaluación Estructural de Edificaciones Típicas” de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural publicado en el XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural de los autores Andrés

Gama García⁸, Hugón Juárez García⁹ y Roberto Arroyo Matus⁸ (Acapulco Guerrero, 2012) se menciona la siguiente reseña histórica sobre el origen mundial de la evaluación rápida post-sísmica:

En el terremoto del 23 de noviembre de 1980 en el Sur de Italia, los trabajos de inspección rápida se llevaron a cabo de manera sistemática y con mucho éxito. En 1981, el Ministerio (Secretaría) de la Construcción de Japón (en la actualidad, el Ministerio de la Tierra, Infraestructura y Transporte) inició el proyecto de tecnología integral denominado "proyecto de tecnología avanzada para la reparación de edificios dañados por sismo". El proyecto desarrolló una serie de métodos, desde la evaluación de riesgos de los edificios dañados por sismo hasta la tecnología para reparar edificios de madera, acero y concreto reforzado. En el sismo de 1985 en México, Japón utilizó el método de inspección rápida para edificios dañados de concreto reforzado y aseguró su pertinencia y la capacidad de uso de la metodología.

En México se modificaron las propuestas de evaluación rápida de Japón, y se adaptaron para el caso mexicano. La Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco (UAM-A), propuso una metodología de evaluación rápida, para revisar edificios dañados después del sismo de 1985. Esta metodología sirvió para determinar zonas de alta sismicidad dentro de la Ciudad de México.

En 1989, en EUA, conscientes de la importancia de la inspección rápida, compilaron un manual de la evaluación post-sísmica de la seguridad de los edificios, "ATC-20"; este manual se utilizó con éxito en el terremoto de Loma Prieta y de Northridge.

En Japón, la Asociación de Prevención de Desastres de Japón publicó, "El estándar de la evaluación de daños y la guía de tecnología de reparación de los edificios afectados por los sismos", para difundir el resultado. Después se estableció un estándar tecnológico, en 1991 el gobierno de la prefectura de Shizuoka estableció un sistema de inspección rápida de los edificios dañados, seguido por el gobierno de la prefectura de Kanagawa en 1992. Cuando

⁸ Profesor, Unidad Académica de Ingeniería, Universidad Autónoma de Guerrero, Av. Lázaro Cárdenas s/n, Col. La Haciendita, C.P. 39087, Chilpancingo, Guerrero, México; ggaco@prodigy.net.mx

⁹ Profesor, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Av. San Pablo no. 180, Col. Reynosa, Delegación Azcapotzalco, C.P. 02200, México, D.F.; hjg@correo.azc.uam.mx

el Gran Sismo de Hanshin-Awaji ocurrió en 1995, la inspección rápida de los edificios dañados se implementó por primera vez en Japón. Hasta ahora este sistema ha demostrado excelentes resultados en muchos sismos que han ocurrido por todo Japón.

En 1996 fue fundado en Japón el Consejo para la Inspección de los Edificios Dañados para crear el Sistema de Apoyo y para estandarizar el Método de Inspección tras ocurrir el Sismo al Norte de la Prefectura de Miyagi en dicho año evaluando 169 edificios.

En 1997 se evaluaron 2048 edificios tras el sismo de Satsuma Kagoshima. Para el año 200 se evaluaron aproximadamente 4,000 edificios tras el paso del sismo al Oeste de la Prefectura Tottori y 1,700 edificios evaluados en el año de 2001 tras el sismo de Geiyo.

2.3. INSPECCIÓN (EVALUACIÓN) RÁPIDA POST-SÍSMICA DE EDIFICIOS DAÑADOS USADA EN JAPÓN

El propósito de la inspección rápida post-sísmica es mantener fuera de peligro a los usuarios de los edificios dañados por un sismo de gran magnitud. Japón tiene muchas experiencias de daños causados por los sismos en edificios y se ha logrado recuperar de este tipo de desastres. Los edificios golpeados por los sismos pueden causar más daños e incluso la muerte de sus habitantes si no se controlan o estabilizan. Por lo tanto, después de grandes sismos, actividades tales como trabajo de rescate, primeros auxilios y extinción de incendios son necesarios, pero también es importante una rápida inspección (evaluación) de la zona dañada (“Avances Recientes en las Metodologías para la Evaluación Estructural de Edificaciones Típicas” Andrés Gama García, Hugón Juárez García y Roberto Arroyo Matus).

A continuación, se presenta un resumen del sistema de inspección rápida de edificios dañados usada en Japón.

2.3.1. Rol de la Inspección (Evaluación) Rápida de los Edificios Dañados

La inspección rápida post-sísmica de los edificios dañados es un sistema para prevenir desastres secundarios relacionados con edificios afectados por los sismos, con la cooperación voluntaria de jueces del sector privado. Este sistema es para evaluar los costos económicos y daños estructurales y evitar el posible uso de los edificios dañados en el futuro.

Aquí se debe tomar en cuenta el significado de "rápido". Hay dos significados, "emergencia" y "provisionalmente". Muchos de los edificios dañados deben ser evaluados en un tiempo muy corto después de un sismo. Los resultados obtenidos de una evaluación detallada a veces difieren de los obtenidos de manera rápida, debido a los puntos de inspección limitados de esta última. Así que siempre se debe informar a los ocupantes de esta posibilidad. Este sistema que establece una inspección rápida en caso de desastre, juega un papel muy importante en asegurar la inmediata seguridad de los ocupantes después de ocurrido el sismo. Es importante señalar que se deben difundir folletos del procedimiento de inspección (evaluación) entre la población.

2.3.2. Procedimiento para la Inspección (Evaluación) Rápida de los Edificios Dañados

Los inspectores (evaluadores) pueden inspeccionar todo tipo de edificios dañados, tales como estructuras de madera, mampostería, de acero, de concreto reforzado, de acuerdo con la lista de los procedimientos de inspección. En un principio se inspecciona la apariencia exterior de los edificios dañados, y si es necesario y con el consentimiento del propietario, también el interior. También se inspeccionan los edificios desde dos puntos de vista: el riesgo de colapso de un edificio debido a las réplicas (inspección de los daños en columnas y cualquier inclinación del edificio) y el riesgo de caída y volteo de piezas de construcción (control de las tejas, vidrios de ventanas y paredes exteriores). Entonces se da el resultado de la evaluación de todo el edificio, especificando la evaluación de su parte más peligrosa. Entonces los inspectores pegan letreros en los edificios dañados, que indican "No seguro (rojo)", "Entrada limitada (amarillo)" e "Inspeccionado (verde)". De esta manera los carteles, proporcionan información a los ocupantes y transeúntes sobre el riesgo de los edificios dañados.

2.3.3. Evaluación Visual del Riesgo

Ante todo, los inspectores deben asegurar su propia seguridad cuando inspeccionan cada edificio dañado. No deben acercarse demasiado a los edificios peligrosos, obviamente, aunque deseen inspeccionarlos. En estos casos se debe realizar una evaluación visual rápida e indicar "No segura (rojo)" sin inspección detallada.

2.3.4. Evaluación del Riesgo de los Edificios Colindantes y Condiciones Locales del Terreno

Incluso un edificio puede aparecer de inmediato no peligroso, pero si su entorno y/o el sitio donde se encuentra el edificio se considera peligroso, el edificio deberá ser clasificado como peligroso. Así, los inspectores revisan no sólo los edificios dañados, sino también la posibilidad de colapso de edificios vecinos debido a laderas y acantilados inestables. Los Japoneses clasifican el riesgo de colapso o inestabilidad de los edificios por condiciones del terreno como A, B y C, por supuesto que los edificios más riesgosos son los clasificados como C.

2.3.5. Enfoque de la Evaluación del Riesgo en Edificios

El enfoque con que revisan los inspectores los edificios para observar si serán capaces de resistir réplicas o no, de acuerdo con el principal punto de vista en función de cada tipo de estructura.

2.3.5.1. Estructuras de Madera

En cuanto a las estructuras de madera debe ser revisado el asentamiento diferencial, daños a la cimentación, la inclinación de la primera planta, daños estructurales de los muros exteriores, y la corrosión o cualquier daño de las termitas a las vigas de cimentación y columnas. Nuevamente la clasificación del daño puede ser A, B y C.

2.3.5.2. Estructuras de Acero

En las estructuras de acero se requiere que los inspectores encargados revisen los asentamientos diferenciales, inclinación del edificio, el pandeo de miembros, fractura de contravientos y de las juntas viga-columna, y daños y óxido de bases de columnas. Si el ángulo de inclinación de cada piso es diferente o si es visible en las columnas de la estructura de acero, los inspectores (evaluadores) deberán evaluar el riesgo de la estructura externa dañada.

2.3.5.3. Estructuras de Concreto Reforzado

En las estructuras de concreto reforzado requiere que los inspectores revisen las columnas con el grado de daño tres y/o peor, y también el porcentaje de columnas que hayan sufrido daño en grado cuatro/cinco del número total de columnas en los pisos más severamente dañados. El nivel de daño en miembros de concreto reforzado va de grado 1a 5.

2.3.5.4. Evaluación del Riesgo de las Partes No Estructurales

Los inspectores están obligados a revisar el riesgo de caída y volteo de tejas, vidrios de ventanas, materiales de revestimiento, escaleras al aire libre, letreros exteriores, instalaciones de aire acondicionado, paredes de bloques de concreto y las máquinas expendedoras, debido a que estas partes no estructurales y las instalaciones tienen un gran potencial de daño a los residentes y peatones. La clasificación del riesgo de daño es A, B y C, por supuesto el de mayor riesgo es el C.

2.3.6. Resultado Final de la Evaluación

Los inspectores decidirán el resultado final de la evaluación de los riesgos más peligrosos. También tienen que escribir los detalles específicos en la columna de comentarios de los carteles para informar a los habitantes.

2.4. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES PROPUESTA POR LA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA UNIDAD AZCAPOTZALCO (UAM-A), MÉXICO

La metodología que se describe a continuación fue adaptada de métodos Japoneses por la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco (UAM-A), como una alternativa para evaluar los daños causados por los sismos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México y la cual actualmente es usada en muchas regiones del País para la evaluación de edificaciones dañadas por sismos y se divide de la siguiente forma:

2.4.1. Evaluación Nivel No. 1

Este nivel de evaluación se basa en la inspección visual de la edificación, que permite clasificar su grado de seguridad con base en la observación de su estructuración, del comportamiento de su cimentación, de su ubicación y del deterioro que presente. La determinación de la información se debe realizar con ayuda del formato correspondiente al NIVEL No. 1, y únicamente se requiere tener libre acceso a la edificación. Con los datos obtenidos de la inspección, se estiman algunas características básicas como el periodo de la estructura, las que de acuerdo con los criterios descritos en la Evaluación del Nivel No. 1, permiten clasificar la construcción de acuerdo con el grado estimado de seguridad. Con esta clasificación es posible definir si el grado de seguridad es adecuado, si es necesario proceder a una evaluación con el Nivel No. 2, o si en definitiva hace falta un análisis detallado (Nivel No. 3), que puede finalmente conducir a un proyecto de reparación, refuerzo o incluso a la toma de decisión de una demolición.

2.4.2. Evaluación Nivel No. 2

Este nivel de evaluación se basa en el procedimiento desarrollado en la UAM-A para la evaluación simplificada de la capacidad sísmica de edificios de mampostería y de concreto de mediana altura (Iglesias, J., et al., 1986). La información complementaria que se necesita, requiere de una inspección más detallada que la correspondiente al nivel anterior, que ponga más énfasis en la detección de posibles daños ocultos ó de reparaciones previas, pero sobre todo, que incluya las dimensiones de los claros, las alturas de los entrepisos y las secciones de todos los elementos de sustentación (columnas y muros) en cada planta. Para recabar esta

información se deberá utilizar el formato correspondiente al Nivel No. 2. La clasificación de la estructura correspondiente a este nivel de evaluación permite definir si el grado de seguridad es adecuado ó si es necesario proceder a una evaluación detallada que aclare la posible necesidad de un proyecto de reparación ó refuerzo. Es importante señalar que, la validez del “Método de Evaluación Simplificado” es para estructuras de hasta 10 niveles, aunque puede seguir siendo un indicativo del estado del edificio, pierde la precisión necesaria para utilizarse como único elemento de juicio, por tanto, será necesario apoyarse en mediciones in-situ del periodo de la estructura, con el propósito de estimar su flexibilidad.

El procedimiento de evaluación desarrollado en la UAM Azcapotzalco y derivado de la norma japonesa, consiste en definir el coeficiente sísmico reducido por ductilidad correspondiente a la condición de falla, denominado coeficiente de resistencia " K_i " y expresado de la siguiente forma:

$$K_i = \frac{(V_R)_i}{(V_A)_i} \cdot S$$

K_i = coeficiente de resistencia

$(V_R)_i$ = fuerza cortante resistente en el entrepiso i

$(V_A)_i$ = fuerza cortante actuante en el mismo entrepiso i

S = factor correctivo

2.4.3. Evaluación Nivel No. 3 (Detallada)

Los dos primeros niveles de evaluación están orientados a efectuar la revisión masiva de las edificaciones mediante procedimientos de evaluación simplificados, pero rápidos y económicos, que permitan distinguir aquellos casos, en que sea necesario proceder a una evaluación detallada. Por evaluación detallada se entiende aquella que determina la capacidad sísmica de la estructura, siguiendo los procedimientos de análisis y revisión que marca el Reglamento de Construcciones en vigor de la zona a evaluar y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias. El resultado de esta evaluación puede conducir finalmente con la necesidad de efectuar la reparación ó refuerzo de la estructura o incluso la toma de decisión de demolición de dicha edificación.

En la figura siguiente se muestra el diagrama de flujo de esta metodología donde se presentan las diferentes alternativas que generan los diferentes niveles de evaluación.

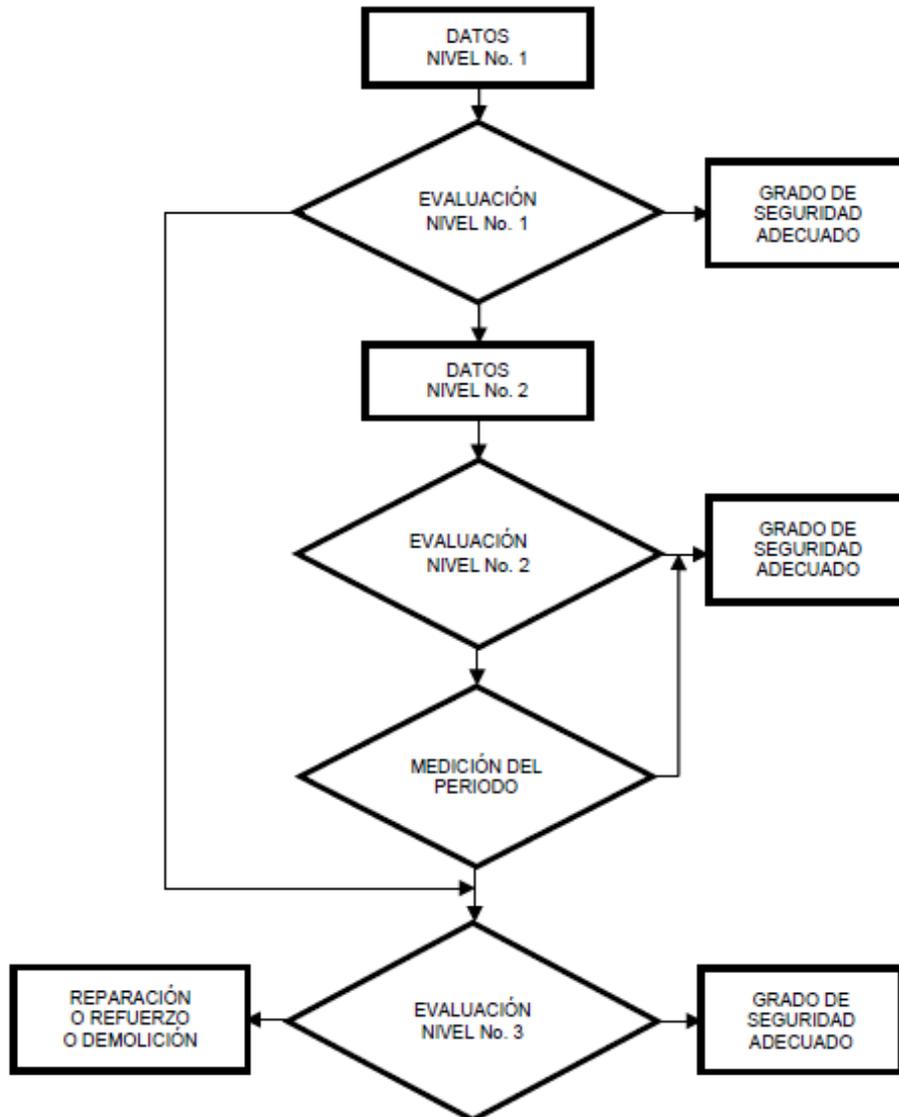


Figura 1. Metodología para la evaluación post-sísmica de las edificaciones (UAM-A).

2.5. METODOLOGÍA PROPUESTA EN EL MANUAL DE EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES (SOSGDF-SMIS-1998)

Otra metodología que se describe a continuación, es la propuesta en el Manual de Evaluación Postsísmica de la Seguridad Estructural de Edificaciones publicado por la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal en colaboración con la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C., en México D. F., diciembre de 1998. La metodología se basa principalmente en las ATC¹⁰ 20 (ATC 1989a y 1989b), ATC 21 (ATC 1988), Japón (Ohkubo, 1990).

El procedimiento de evaluación propuesto en este Manual se aplica por medio de dos niveles de evaluación.

2.5.1. Primer Nivel de Evaluación (Evaluación Rápida)

Con esta evaluación se distinguen rápidamente las edificaciones con seguridad aceptable de las obviamente inseguras o aquellas en las que se tienen dudas con respecto a su seguridad. Para este nivel de evaluación se sugiere que la revisión dure no más de 1 hora por edificio.

2.5.2. Segundo Nivel de Evaluación (Evaluación Detallada)

En este nivel de evaluación se debe realizar una revisión visual más detallada que en el caso de la evaluación rápida. Se debe realizar en las estructuras que se consideran inseguras o con dudas con respecto a su seguridad de acuerdo a la evaluación rápida. Para la evaluación detallada se recomienda que la revisión dure entre 2 a 8 horas por edificación.

Después de la evaluación detallada, se recomienda que cualquier evaluación adicional deba ser realizada por especialistas en estructuras contratados por el propietario. Este tipo de evaluación se identifica como evaluación de oficina de Ingeniería. También se recomienda que todas las edificaciones esenciales, es decir, aquellas edificaciones clasificadas como del Grupo A de acuerdo al Reglamento de Construcciones vigente en la zona de desastre, deben

¹⁰ Consejo de Tecnología Aplicada (ATC por sus siglas en inglés) Ohkubo, Japón.

ser sometidas a evaluación detallada por parte de Ingenieros estructurales, inmediatamente después de ocurrido el sismo.

En la figura siguiente se muestra el diagrama de flujo de esta metodología donde se presentan las diferentes alternativas que generan los diferentes niveles de evaluación.

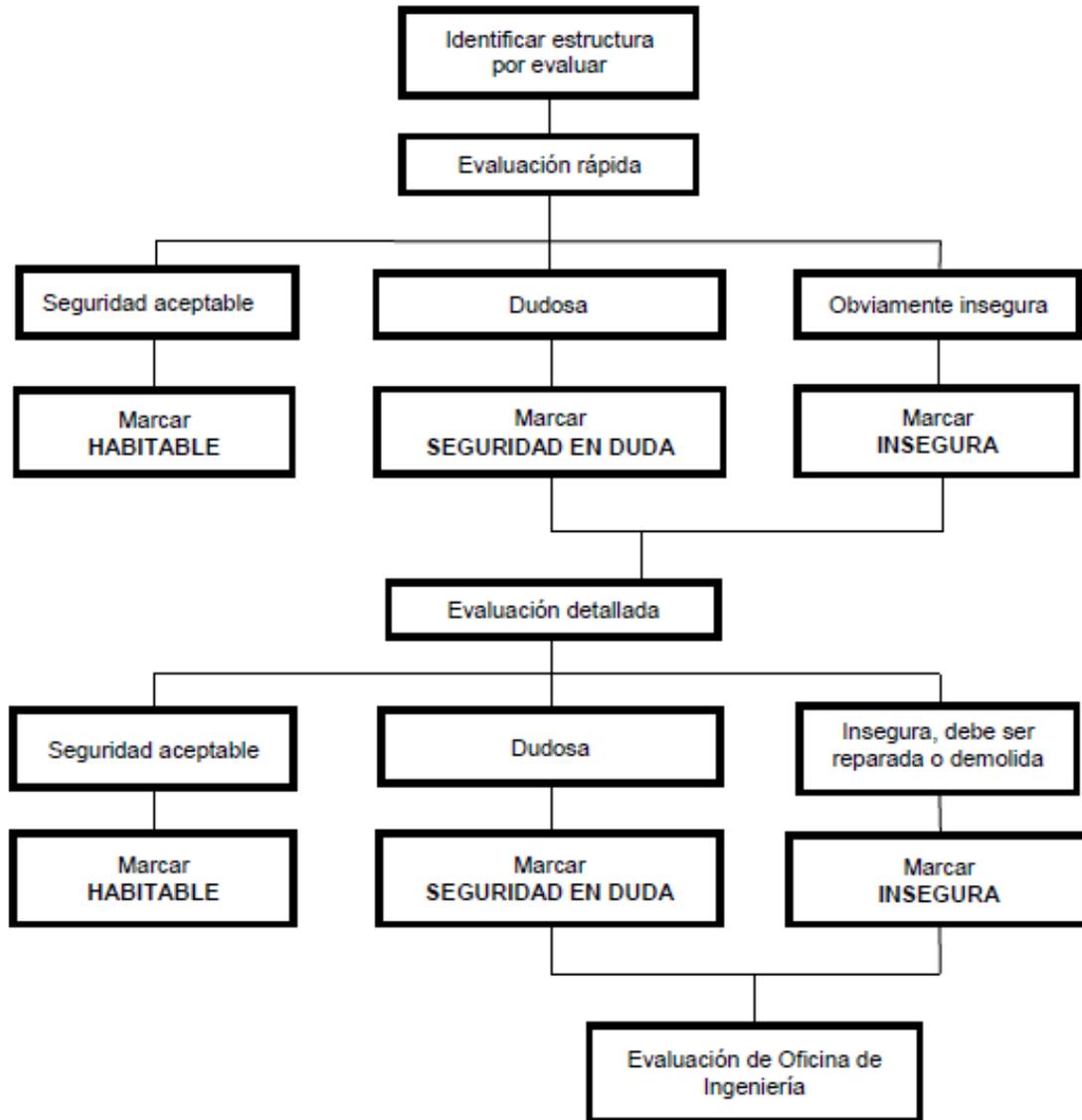


Figura 2. Procedimiento de Evaluación Post-Sísmica de Edificaciones (SOSGDF-SMIS-1998).

2.6. METODOLOGÍA PROPUESTA EN EL MANUAL DE LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE CHILPANCINGO, GUERRERO

Otra metodología para estimar el grado de seguridad estructural de los edificios está basada en el Manual de la Evaluación de la Seguridad Estructural de Edificaciones de Chilpancingo, Guerrero (Gama, 2002), el Reglamento de Construcciones del Municipio de Chilpancingo, Gro. (RMCCCh, 1999) y las Normas y Especificaciones para Estudios Proyectos Construcción e Instalaciones, Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa, Volumen 4, Seguridad Estructural, Tomo VII, Diseño de Estructuras de Mampostería (INIFED¹¹, 2011), la cual está basada en la Metodología propuesta por la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco (UAM-A) aplicándola de manera más particular para el Estado de Guerrero y su desarrollo es el siguiente:

2.6.1. Determinación de los Parámetros Sísmicos

Para la determinación de los parámetros sísmicos, se emplea la zonificación sísmica mostrada en la figura siguiente (INIFED, 2011). Con esta zonificación, se determinaron los parámetros más relevantes para el diseño sísmico, valores que se encuentran en la tabla siguientes (Valores de parámetros sísmicos a_0 , c , T_a , T_b y r , estructuras del grupo A para distintas zonas sísmicas).

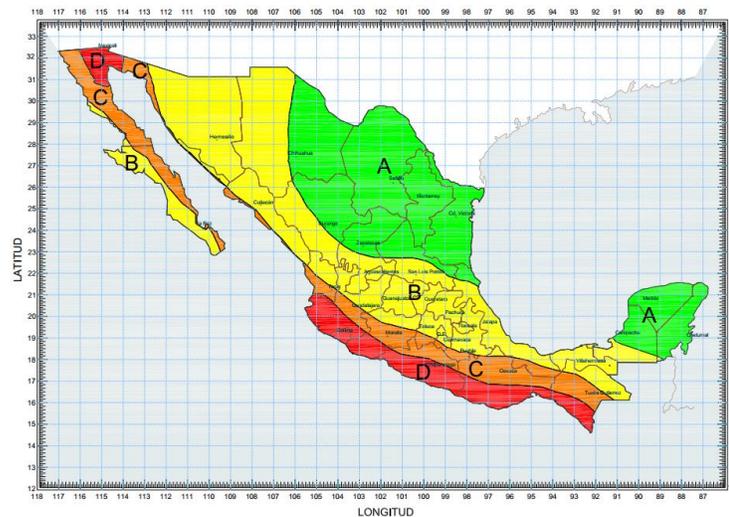


Figura 3. Zonificación Sísmica de la República Mexicana (INIFED, 2011)

¹¹ Instituto nacional de la infraestructura física educativa (INIFED), México 2011.

Tabla 1. Valores de parámetros sísmicos a_0 , c , T_a , T_b y r , estructuras del grupo A para distintas zonas sísmicas (INIFED, 2011).

Zona * sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a^1	T_b^1	r
A	I	0.03	0.12	0.20	0.60	1/2
	II	0.06	0.24	0.30	1.50	2/3
	III	0.08	0.30	0.60	2.90	1
B	I	0.06	0.21	0.20	0.60	1/2
	II	0.12	0.45	0.30	1.50	2/3
	III	0.15	0.54	0.60	2.90	1
C	I	0.54	0.54	0.00	0.60	1/2
	II	0.96	0.96	0.00	1.40	2/3
	III	0.96	0.96	0.00	1.90	1
D	I	0.75	0.75	0.00	0.60	1/2
	II	1.29	1.29	0.00	1.20	2/3
	III	1.29	1.29	0.00	1.70	1

¹ Periodos en segundos

(*) Los espectros de diseño especificados en la tabla, son aplicables a estructuras del Grupo A, ya toman en cuenta el destino de la construcción.

2.6.2. Análisis De Esfuerzos

Para el análisis de esfuerzos, se emplearon esfuerzos resistentes promedio recomendados para elementos estructurales principales (Gama, 2002), contenidos en el MES (Manual de Evaluación Sísmica) y que se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 2. Valores de esfuerzos, Manual del MES (Gama, 2002).

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL		ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE
Muros de mampostería		2.00 kg/cm ²
Columnas cortas ($H/h \leq 2$)		15.00 kg/cm ²
Muros de concreto:	Con columnas en los extremos	20.00 kg/cm ²
	Con una columna de extremo	16.00 kg/cm ²
	Sin columnas en los extremos	12.00 kg/cm ²
Columnas:	$2 < H/h \leq 6$	10.00 kg/cm ²
	$6 < H/h \leq 10$	7.00 kg/cm ²
	$10 < H/h$	5.00 kg/cm ²

2.6.3. Determinación del Coeficiente de Resistencia

Para la determinación del coeficiente de resistencia se emplea el nivel de evaluación de la seguridad estructural #2 propuesto por la UAM-A, es decir, se estima el valor del coeficiente de resistencia sísmica K_i de cada una de las estructuras. El coeficiente se calcula mediante la expresión siguiente:

$$K_i = \frac{(V_R)_i}{(V_A)_i} \cdot S$$

Donde:

K_i = coeficiente de resistencia sísmica del entrepiso i

$(V_R)_i$ = fuerza cortante resistente en el entrepiso i

$(V_A)_i$ = fuerza cortante actuante en el mismo entrepiso i

S = factor correctivo, $S = q_1 \times q_2 \times q_3 \times q_4 \times q_5$

q_1 , se determina a partir de la evaluación de la estructuración en planta.

q_2 , se determina a partir de la evaluación de la estructuración en elevación

q_3 , se determina a partir de la evaluación del desempeño de la cimentación de la estructura y su influencia en el comportamiento de la superestructura.

q_4 , se determina a partir de la evaluación de la ubicación de la estructura

q_5 , se determina a partir de la evaluación del nivel de deterioro que presenta la estructura

2.6.4. Determinación de los Valores Correctivos del Coeficiente de Resistencia Sísmica

Los valores correctivos del coeficiente de resistencia sísmica de las estructuras se toman de la tabla siguiente:

Tabla 3. Factores reductivos q_i del coeficiente de resistencia sísmica K (Gama, 2002).

q_i	Concepto	Valor de q_i		
		0.80	0.90	1.00
q_1	Estructuración en planta	$e/B > 20\%$	$10\% < e/B \leq 20\%$	$e/B \leq 10\%$
		$DA > 30\%$	$10\% < DA \leq 30\%$	$DA \leq 10\%$
			$L/I > 3$	$L/I \leq 3$
q_2	Estructuración en elevación	$DA > 30\%$	$10\% < DA \leq 30\%$	$DA \leq 10\%$
			P. B. flexible	
q_3	Cimentación	$d > 2\%$	$1\% < d \leq 2\%$	$d \leq 1\%$
		$h > 40$	$20 < h \leq 40$	$h \leq 20$
		$hD/I > 0.008$	$0.004 < hD/I \leq 0.008$	$hD / I \leq 0.004$
q_4	Ubicación	$s/H < sr$	$sr \leq s/H < 2sr$	$s/H \geq 2sr$
q_5	Deterioro	> 30 años	10 a 30 años	< 10 años
		Daño fuerte	Daño ligero	Daño no estructural
		Reparación mayor	Reparación menor	

Donde:

e/B = Relación entre la excentricidad y la dimensión de la planta en la misma dirección.

DA = Área de entrantes y salientes como % del total.

DA = Cambios en % entre áreas de las plantas que limitan el entrepiso.

DA = cambios en % entre áreas de elementos estructurales (columnas y muros).

L/I = Relación entre lado largo y lado corto.

d = Pendiente del desplome.

h = Hundimiento en centímetros.

hD/I = Hundimiento diferencial entre columnas vecinas.

s/H = Relación entre la separación de construcciones colindantes y la altura de la menor.

sr = Se tomará como 0.006 para Zonas I y 0.007 para Zonas II y III.

2.6.5. Tipo y Nivel De Daño

El tipo y nivel de daño en los elementos estructurales y no estructurales se ajusta a los valores indicativos mostrados en la tabla siguiente.

Tabla 4. Descripción de los tipos de daño estructural y no estructural (Gama, 2002).

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
No Estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.
Estructural Ligero	Grietas menores a 0.5 mm. de ancho en elementos de concreto.
	Grietas menores a 3.0 mm. de ancho en muros de mampostería.
Estructural Fuerte	Grietas de 0.5 a 1.0 mm. de ancho en elementos de concreto.
	Grietas de 3mm a 10 mm. de ancho en muros de mampostería.
Estructural Grave	Grietas de más de 1mm de ancho en elementos de concreto.
	Abertura en muros de mampostería.
	Desprendimiento del recubrimiento en columnas.
	Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto.
	agrietamiento de capiteles.
	Desplome de columnas.
	Desplome de edificios en más del 1% de su altura.
	Hundimiento o emersión de más de 20 cm.

2.6.6. Categoría de Seguridad Estructural de las Edificaciones

Finalmente, para clasificar el nivel o categoría de seguridad estructural de las edificaciones, se empleó el criterio de la tabla siguiente, en el que la categoría 1 significa que la resistencia de es estructura es mayor o igual que la sollicitación sísmica lo cual se traduce en una estructura sismo-resistente y la clasificación 2 significa propiamente que la resistencia de la estructura es menor que la sollicitación sísmica a la que se le someterá.

Tabla 5. Clasificación de la categoría de seguridad estructural.

Categoría	Coefficiente de resistencia
1	$K_i Q \geq K Z$
2	$K_i Q < K Z$

2.7. METODOLOGÍA PROPUESTA EN LA NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA LA REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES (NTC-RSEE)

Actualmente en las Normas Mexicanas ya se tiene establecido un proceso de revisión de la seguridad de las edificaciones avaladas dentro “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, norma publicada en la Gaceta Oficial de la CDMX el 15 de diciembre de 2017, siendo los siguientes alcances:

2.7.1. Consideraciones Generales

Alcances

“Las NTC-RSEE contienen los requisitos mínimos para la revisión y la elaboración de dictámenes de la seguridad estructural de las edificaciones y la expedición de la responsiva requerida en el Artículo 36 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)”.

Esto basado en el marco normativo siguiente:

- Es obligatoria y complementaria a la observancia de las otras Normas del RCDF.
- El Instituto para la Seguridad de las Construcciones (ISC) es el órgano que coordina y organiza el proceso de Revisión y que acredita el nivel de los Corresponsables y controla la actuación de los mismos.
- El ISC contará con un Consejo Técnico, integrado por reconocidos especialistas en diseño estructural, que lo auxiliará en la selección del nivel de los Corresponsables y en la identificación de Especialistas Auxiliares.

Definiciones:

- Dictamen, a los Dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural señalados en los Arts. 34 y 38 del RCDF.
- Revisión de Seguridad Estructural, a la comprobación de los estados límite de falla y de servicio de la estructura de obras nuevas o en proceso de construcción cuyos alcances se fijan en estas Normas.

2.7.2. Propósito de la Revisión y del Dictamen

En la tabla siguiente se muestra el propósito para cada uno de los siguientes conceptos de acuerdo a lo indicado en las NTC-2017.

Tabla 6. Propósito de la Revisión y del Dictamen (NTCRSEE-2017).

REVISIÓN	Contar con una constancia de revisión independiente y objetiva de los aspectos que determinan la seguridad y el adecuado desempeño del edificio.
	Identificar si los aspectos de diseño satisfacen los requisitos del RCDF y de sus NTC aplicables.
	Será coordinada por un CSE quien otorgará su responsiva.
	Aplica a proyecto de: Estructura nueva por ser construida y a Estructura existente que será significativamente modificada.
	El Proyectista es responsable del diseño estructural y del cumplimiento del RCDF y de sus NTC.
	El CSE no podrá ser el Proyectista del mismo edificio.
DICTAMEN	Contar con un documento técnico independiente y objetivo de la seguridad estructural de un edificio existente.
	Será elaborado por un CSE o un DRO y deberá cumplir con los alcances y requisitos establecidos en estas Normas.

A juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural (CSE), en los casos señalados en las NTC-RSEE, se requerirá la intervención de Especialistas Auxiliares con formación en las siguientes áreas: Ingeniería Estructural, Ingeniería Geotécnica, Peligro sísmico, movimientos del terreno y espectros y acelerogramas de diseño.

2.7.3. Clasificación y Evaluación de los Corresponsables en Seguridad Estructural

Los corresponsables se dividen en 2 tipo de acuerdo a su trayectoria:

Nivel 1. Son aquellos Corresponsables con al menos 5 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben el examen para Nivel 1 y además deben cumplir con los requisitos establecidos en el artículo 37 del RCDF.

Nivel 2. Son los Corresponsables con al menos 15 años de experiencia acreditada en diseño estructural y que aprueben los exámenes para Nivel 2, además deben de aprobar los exámenes de conocimientos que prepare y aplique el Consejo Técnico y constate la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables.

Los Corresponsables podrán realizar Dictámenes (incluye Dictámenes técnicos de estabilidad y de seguridad estructural y Constancias de seguridad estructural -Arts. 34, 38 y

71 del RCDF) y podrán realizar y coordinar las Revisiones de proyectos especificados para su Nivel (Capítulo 6 NTCRSEE), siempre y cuando cuenten con la constancia de actualización.

2.7.4. Especialistas Auxiliares que Intervienen en la Revisión

Los Especialistas Auxiliares trabajarán bajo la coordinación del CSE y deberán tener experiencia en el alcance de la Revisión y el tipo de estructura, siendo las siguientes especialidades:

- Especialistas auxiliares en ingeniería estructural
- Especialistas auxiliares en ingeniería geotécnica
- Especialistas auxiliares en peligro sísmico, movimiento del terreno y espectros y acelerogramas de diseño

2.7.5. Gestión de la Revisión y Contratación del Corresponsables en Seguridad Estructural

Los pasos a seguirse para la gestión de la revisión y la contratación del corresponsable se resumen de la siguiente manera:

- a) El propietario debe seleccionar al CSE con el Nivel requerido, Contratar al CSE y a los Especialistas Auxiliares de conformidad con la Tabla 6.1 de la NTCRSEE-2017, Registrar los nombres del CSE y de los Especialistas Auxiliares en el ISC y entrega una copia firmada de los contratos y finalmente pagar los derechos al ISC por el trámite de registro.
- b) El CSE deberá seleccionar a los especialistas auxiliares definidos en la Tabla 6.1 de la NTCRSEE-2017.
- c) Se deberá firmar el contrato de prestación de servicios cliente- CSE siendo notificado a la dependencia, el contrato deberá especificar el alcance de la Revisión, los honorarios del CSE o Especialista Auxiliar tomando como referencia los aranceles publicados por los colegios y sociedades y los Tiempos de entrega de los Informes de la Revisión.

2.7.6. Tipos de Proyectos que Requieren Revisión

En la tabla siguiente (Tabla 6.1 de la NTCRSEE-2017) se indican las características de los proyectos que requieren Revisión por parte de un Corresponsable Nivel 1 o Nivel 2, así como el tipo de Especialistas Auxiliares que deben participar en la Revisión.

Tabla 7. Proyectos que requieren Revisión (Tabla 6.1 NTCRSEE).

PROYECTOS QUE:	NIVEL DE CORRESPONSABLE, MÍNIMO	ESPECIALISTAS AUXILIARES INVOLUCRADOS EN LA REVISIÓN		
		INGENIERÍA ESTRUCTURAL	INGENIERÍA GEOTÉCNICA	PELIGRO SÍSMICO Y MOVIMIENTOS DE TERRENO
Son de edificaciones ubicadas en las zonas I y II con altura de entre 30 y 70 m o con área total construida de entre 6,000 y 15,000 m ² , ya sea del grupo A (Caso 1) o del subgrupo B1 (Caso 4 o 7).	1	Si	No	No
Son de edificaciones del subgrupo B2 (Casos 8, 9 o 10), ubicadas en las zonas I, II y III que no satisfagan los requisitos de alguno de los casos 1 o 4 de la sección 5.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	1	Si	No	No
Son de edificaciones del subgrupo B2 (Caso 9), ubicadas en la zona III y que cumplen con los requisitos 1 y 4 de la sección 5.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismos; los proyectos a revisar serán seleccionados de manera aleatoria según lo disponga el Instituto	1	Si	No	No
Son de edificaciones ubicadas en las zonas I y II, con más de 70 m de altura o de 15,000 m ² de área total construida, ya sea del grupo A (Caso 2) o del subgrupo B1 (Caso 5 o 7).	2	Si	Si	Si el Instituto lo requiere
Son de edificaciones ubicadas en la zona geotécnica III, con más de 15 m de altura o de 3,000 m ² de área total construida, ya sea del grupo A (Caso 3) o del subgrupo B1 (Caso 6 o 7).	2	Si	Si	Si el Instituto lo requiere
Tienen condiciones de cimentación y/o excavaciones especialmente complejas	2	Si	Si	Si el Instituto lo requiere
Se diseñan usando espectros de sitio	2	Si	Si el Instituto lo requiere	Si
Implican la rehabilitación de monumentos históricos, artísticos y arqueológicos declarados por la Federación o la construcción de edificaciones que puedan afectar a dichos monumentos.	2	Si	Si el Instituto lo requiere	Si el Instituto lo requiere
Emplean materiales, sistemas, metodologías o tecnologías estructurales no convencionales o no considerados directamente en el Reglamento y sus Normas (disipadores de energía, por ejemplo)	2	Si	Si el Instituto lo requiere	Si el Instituto lo requiere
Incorporan mejoramiento de suelos	2	No	Si el Instituto lo requiere	No

2.7.7. Alcance General de los Servicios Profesionales del CSE y de los Especialistas Auxiliares

La revisión coordinada por el CSE deberá incluir las siguientes actividades mostradas en la tabla siguiente que son enunciativas mas no limitativas:

Tabla 8. Alcances Generales de los Servicios del CSE.

<p>Primer informe de revisión escrito al Instituto</p>	<p>a) Revisión de la estructuración y tipo de cimentación del edificio, la cual deberá ser congruente con las condiciones de cargas en general y con las características del subsuelo; b) Revisión del proceso constructivo de la cimentación, de la estructura y del proyecto de protección a colindancias, tomando en cuenta el levantamiento topográfico de las construcciones colindantes (desplomos y nivelaciones), así como el dictamen de daños en su caso.</p>
<p>Segundo informe de revisión escrito al Instituto</p>	<p>c) Revisión del estudio de mecánica de suelos, su aplicación en el proyecto estructural y en la obra. d) Revisión de los estados límite de servicio y de falla de la estructura ante combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales. Igualmente, verificación de los elementos estructurales para garantizar la seguridad de la edificación, de conformidad con el Reglamento y sus Normas, tanto para los elementos constitutivos de la subestructura como de la superestructura.</p>
<p>Tercer y último informe de revisión escrito al Instituto</p>	<p>e) Revisión de los planos estructurales, a fin de verificar que el contenido en ellos sea consistente con la memoria de cálculo y que sea suficiente para garantizar la adecuada ejecución de la obra.</p>

Las conclusiones de la revisión de los incisos señalados serán presentadas en los informes de revisión escritos al Instituto correspondientes, en el tiempo pactado en el contrato de prestación de servicios profesionales del Corresponsable.

2.7.8. Proceso de Revisión

El Corresponsable y los Especialistas Auxiliares deberán Iniciar su participación tan pronto como sea práctico, lo que les permitirá evaluar las decisiones fundamentales de diseño, al inicio de su participación, debe reunirse con el Proyectista, así como un representante del ISC, cuando éste lo disponga, para acordar el alcance de la Revisión, los métodos y mecanismos de comunicación, los hitos y tiempos de la Revisión y el nivel de diseño que espera el Proyectista tener para cada hito.

El Proyectista deberá entregar los documentos de diseño al Corresponsable y a los Especialistas Auxiliares, organizados de manera que se facilite la revisión. Entre la información por ser entregada está, de manera enunciativa y no limitativa, y dependiendo del avance del diseño del proyecto, la siguiente:

- Plano arquitectónico de conjunto;
- Estudio de mecánica de suelos conforme a lo dispuesto en el numeral 12 “Memorias de diseño” de las NTC para Diseño y Construcción de Cimentaciones, conforme a los artículos 53 y 58 del RCDF;
- Memoria de cálculo de la edificación con base en los artículos 53 y 58 del RCDF;
- Planos estructurales que deberán cumplir con los requisitos que se solicitan en el artículo 53 inciso e), o 58 inciso g) del RCDF;
- Las demás que en su caso determine el Corresponsable o los Especialistas Auxiliares, en su caso cuando se empleen sistemas computacionales para el análisis estructural o geotécnico, el Proyectista deberá identificar la versión del sistema usado e indicar las hipótesis y métodos de análisis aplicados al proyecto, entregar un resumen de los datos de entrada y salida de los análisis al CSE y a los Especialistas Auxiliares, indicar los aspectos de los resultados de salida de los análisis que controlan el diseño. Cuando el sistema usado no está disponible comercialmente o no es comúnmente usado, el diseñador deberá presentar las verificaciones que soporten que el sistema de cómputo es capaz de resolver los análisis requeridos en el proyecto.

El Corresponsable y los Especialistas Auxiliares deberán entregar sus comentarios y preguntas por escrito al Proyectista, y al Instituto cuando así se determine, en el tiempo acordado al inicio. El Proyectista es responsable de responder todos los comentarios, mantener un Registro Electrónico de la Revisión, que esté disponible para consulta en todo momento por el Proyectista, el Instituto y el Propietario del proyecto cuando sea solicitado, en donde se resuman los comentarios y preguntas que han efectuado y la respuesta del Proyectista a los comentarios y la solución de los mismos. También deberán entregar al ISC, durante la Revisión y cuando éste lo solicite, un informe de revisión escrito que documente los avances en el proceso de acuerdo con lo especificado en el capítulo 7 de las NTC-SREE.

2.7.9. Resolución de Controversias Durante la Revisión

Todos los que intervengan en el desarrollo del proyecto estructural y en su Revisión deberán trabajar de manera colegiada como profesionistas independientes e intentar el acuerdo y solución de cada asunto identificado.

El CSE y los Especialistas Auxiliares deberán preparar comentarios y solicitar información al Proyectista con sensatez a fin de contar con los antecedentes y datos suficientes para realizar evaluaciones adicionales.

En el supuesto de que el Proyectista y el CSE y los Especialistas Auxiliares no lleguen a un acuerdo, podrán solicitar al Instituto por escrito la conciliación de las diferencias.

2.7.10. Resultado de la Revisión

El CSE y los Especialistas Auxiliares entregarán al Instituto; Durante la Revisión, los tres informes de revisión escritos, al término de la Revisión, un informe de revisión final escrito que documente el alcance acordado de la Revisión, el Registro Electrónico de la Revisión, y las conclusiones del CSE y Especialistas Auxiliares, sobre el cumplimiento de los criterios establecidos en el alcance de la Revisión.

El CSE no asumirá la responsabilidad de las conclusiones de los Especialistas Auxiliares. El informe de revisión podrá ser en conjunto y firmado por todos los Especialistas Auxiliares, o bien resultado de compilar las conclusiones por separado de los Especialistas Auxiliares. Los Especialistas Auxiliares solamente podrán presentar sus conclusiones sobre su especialidad.

El Instituto registrará el proyecto estructural y su Revisión, una vez que se haya cumplido con las condiciones administrativas y se haya efectuado el pago de derechos correspondiente. Así mismo emitirá una Constancia de Registro de Revisión de Proyecto Estructural, que deberá ser firmada por el Corresponsable.

El Corresponsable deberá firmar los documentos de solicitud de manifestación o licencia de construcción y la terminación de obra. Deberá firmar la Constancia de Registro de la Revisión por parte del Corresponsable no lo exime de cumplir con las otras obligaciones establecidas en el Artículo 39 del Reglamento, referidas a la revisión de planos y memorias, así como la verificación de la ejecución de la obra.

2.7.11. Alcances y Requisitos de un Dictamen

El Dictamen técnico de estabilidad y de seguridad estructural deberá cumplir los siguientes alcances y requisitos:

- El Dictamen comprenderá la inspección ocular y la recopilación de la información de la edificación en estudio;
- La inspección ocular del inmueble consistirá en una revisión del interior y exterior del inmueble con el objeto de evaluar sus condiciones estructurales y el grado de riesgo en el que se encuentra la estructura.
- Datos generales.
- Datos técnicos (estructurales y arquitectónicos).
- Con respecto a los elementos estructurales (columnas, muros, vigas, sistemas de piso, armaduras, contravientos, etc.), el estado en el que se encuentran.
- Con respecto a los límites de servicio, si se presentan flexiones, desplomos y vibraciones excesivas.
- Señalar en su caso, si los elementos arquitectónicos o las instalaciones (hidráulica, sanitaria y/o eléctrica) tienen injerencia o participan en la respuesta de la estructura.
- Indicar el estado de conservación y mantenimiento de la edificación y de sus instalaciones que influyen en la seguridad estructural.
- Observaciones que incluyan todos aquellos aspectos que por sus particularidades no estén considerados en los puntos que anteceden a éste.
- Recomendaciones que serán medidas obligatorias que deberán implantarse con el propósito de tener un mejor comportamiento.
- Conclusiones, en las que se deberá señalar el nivel de seguridad estructural y estabilidad que guarda la edificación, así como la justificación de la necesidad de llevar a cabo las recomendaciones planteadas.
- Registro fotográfico

2.8. METODOLOGÍA PROPUESTA EN LAS NORMAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO DAÑADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

Se presenta el resumen de lo que indica las normas para la rehabilitación sísmica de edificios de concreto dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 publicado en la gaceta oficial de la CDMX el 4 de diciembre de 2017, donde menciona que el marco normativo es de manera obligatoria y complementaria a la observancia del RCDF y sus NTC.

Todo proyecto de Rehabilitación estructural deberá ser revisado por un CSE Nivel 1, de conformidad con el proceso establecido en las NTC-RSEE.

2.8.1. Consideraciones Generales

Reforzamiento. Incremento de la capacidad para resistir cargas de una estructura o de una parte de una estructura.

Rehabilitación. Proceso de intervención estructural para recuperar las condiciones originales (reparación) o para mejorar el comportamiento de elementos y sistemas estructurales para que la edificación cumpla con los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento; incluye a la recimentación, reforzamiento, reparación y rigidización.

Revisión de la Seguridad Estructural. Comprobación de los estados límite de falla y de servicio de la estructura de obras nuevas o en proceso de construcción cuyos alcances se fijan según lo establecido en estas Normas;

Rigidización. Modificación de los elementos estructurales existentes y/o la adición de nuevos elementos estructurales para reducir los desplazamientos laterales ante acciones sísmicas.

2.8.2. Proceso de Evaluación

El Proyectista deberá evaluar la seguridad estructural siguiendo el proceso siguiente:

- Realizar una inspección ocular detallada de la edificación que deberá incluir el retiro de acabados que recubren los elementos estructurales del sistema resistente a cargas

laterales y los elementos estructurales dañados también deberá incluir a aquellos elementos que, aunque aparentemente no hayan sido considerados de carga en el diseño original, hayan contribuido a resistir el sismo del 19 de septiembre de 2017.

- Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- Clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural), según su severidad y modo de comportamiento.
- Estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.
- Determinación del nivel de cumplimiento de los requisitos de seguridad contra colapso y de limitación de daños establecidos en el Reglamento.

2.8.3. Investigación y Documentación de la Estructura y de las Acciones que la Dañaron

El Proyectista deberá obtener toda la información sobre el edificio que sea relevante para la elaboración del proyecto, como año de construcción, Planos arquitectónicos y estructurales, memorias, especificaciones, informes y dictámenes, Daños experimentados en sismos anteriores, trabajos previos de Rehabilitación, materiales empleados en la construcción.

Si no fuese posible obtener planos constructivos, se deberá realizar un levantamiento que incluya, por lo menos: Las dimensiones de la edificación, en planta y elevación, y de las secciones transversales de los elementos estructurales y no estructurales relevantes para el proyecto. Si se requiere, se deberá desarrollar un levantamiento topográfico, y estudios de mecánica de suelos y de calidad de materiales.

Se deberá identificar el sistema estructural resistente a acciones gravitacionales y accidentales (sismo). Así mismo se deberá registrar si existen desplomos indicando en qué elementos estructurales se presentaron, así como hundimientos generales y diferenciales, y movimientos del terreno respecto al edificio.

2.8.4. Clasificación del Daño en los Elementos y su Impacto en el Comportamiento de la Edificación

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud de daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento. El modo de comportamiento dependerá de la resistencia relativa del elemento a los distintos elementos mecánicos que actúen en él.

Los tipos de daño son:

- Flexión o flexocompresión en vigas, columnas, muros estructurales, losas, zapatas y contratraves;
- Cortante en vigas, columnas, muros estructurales, losas planas, zapatas y contratraves;
- Deformaciones en sistemas de pisos;
- Impacto en elementos estructurales por golpeteo;
- Corrosión y/o pérdida local de sección transversal;
- Inestabilidad de elementos no estructurales como recubrimientos, fachadas, tanques de almacenamiento, muros de relleno, etc.;
- Los producidos por inclinación y hundimientos diferenciales.

Se podrá clasificar en tres niveles:

- a) Ligeramente, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural.
 - Se requieren medidas de reparación para la mayor parte de los elementos y de modos de comportamiento.
 - Grietas de hasta 0.2 mm de grosor en elementos de concreto reforzado.
 - Grietas de hasta 1 mm de grosor en muros de mampostería de carga sin refuerzo interior vertical ni horizontal.
 - Grietas de hasta 5 mm de grosor en muros no estructurales de mampostería.

- b) Intermedio, cuando afecta medianamente la capacidad estructural.
- La Rehabilitación de los elementos dañados requerirá su reparación y reforzamiento y dependerá del tipo de elemento y modo de comportamiento.
 - Grietas superiores a 0.2 mm y hasta de 1 mm de grosor en el concreto .
 - Grietas superiores a 1 mm y hasta de 5 mm en la mampostería sin refuerzo interior ni horizontal en muros de cargas.
 - Grietas con grosor mayor que 5 mm y hasta 10 mm en los muros no estructurales de mampostería.
- c) Grave, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural.
- La Rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o reforzamiento de algunos elementos.
 - Barras de refuerzo expuestas o pandeadas, concreto con aplastamiento significativo o con grietas mayores de 1mm de grosor.
 - Muros de carga de mampostería sin refuerzo interior vertical ni horizontal, con grietas mayores de 5mm de grosor o con piezas aplastadas o desprendidas;
 - Muros no estructurales, con grietas mayores de 10 mm o con piezas aplastadas y desprendidas.
 - Presencia de grietas que indiquen la formación de conos o pirámides truncados derivados de fallas en cortante por penetración entre columnas y losas planas.

De acuerdo al tipo de daño detectado en la edificación se clasificará de la siguiente manera:

- Edificio etiquetado con código “VERDE”: edificación sin daño estructural y daño no estructural nulo o ligero.
- Edificio etiquetado con código “AMARILLO”: edificación sin daño estructural o daño ligero y daño no estructural intermedio o grave.
- Edificio etiquetado con código “ROJO”: edificación con daño estructural intermedio o grave sin importar en nivel de daño no estructural

Para el cálculo de la Capacidad Remanente se deberá tomar en cuenta lo siguiente:

- Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante.
- Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo:
- Si el daño es grave, se podrá suponer que la capacidad remanente del elemento es nula;
- Si el daño es intermedio, se podrá suponer que la rigidez y resistencia remanentes son el 50% y 75% de las calculadas para un elemento sin daño, respectivamente.
- Si el daño es ligero, se supondrá que la rigidez y resistencia remanentes son el 75% y 100% de las calculadas para un elemento sin daño, respectivamente.
- Si los ganchos de los estribos en columnas o vigas están doblados a 90°, son de alambre liso (alambrón) o bien si la estructura es anterior a 1976, se despreciará la contribución de los estribos a cortante y para confinamiento.

Para el Cálculo De La Capacidad Estructural se deberá considerar lo siguiente:

- Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elástico convencional, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de las NTC que correspondan.
- Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta.
- En edificaciones con daños estructurales, deberá considerarse la participación de los elementos dañados y de los elementos reparados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño.
- En edificaciones inclinadas deberá incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

Siendo Las Consideraciones Para Evaluar La Seguridad Estructural Las Siguietes:

- Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.
- En la revisión de la seguridad estructural se deberán utilizar los criterios de análisis y diseño de las NTC correspondientes al material o materiales estructurales de que se trate.
- Es deseable que a las estructuras con daños intermedios y graves se les practique un estudio de evaluación dinámica para medir los periodos de vibración con ruido ambiental.
- Estos valores se utilizarán para ubicar el periodo del edificio en el espectro para diseño sísmico y se compararán con los que se midan después de la Rehabilitación.

2.8.5. Consideraciones para el Análisis Estructural

Si la edificación tiene planta baja débil (sección 3.6) y la estructura sólo tiene daños ligeros, según el inciso 2.3.2, será necesario realizar un análisis estático o dinámico de acuerdo con NTC-Sismo, usando el factor de comportamiento sísmico $Q_{\text{consistente}}$ con el nivel de detallado de la estructura por rehabilitar. En caso de desconocer el nivel de detallado, se supondrá un valor de $Q = 2$.

Para todas las estructuras con daños intermedios o graves, se analizará con el método dinámico modal, usando un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, afectado por el factor de irregularidad que corresponda a la estructura, y suponiendo comportamiento lineal. La estructura se modelará según el sistema estructural resistente identificado en el inciso 2.2.3. Si los muros están ligados a este sistema, se incluirán en el modelo como elementos resistentes y que contribuyen a la rigidez lateral, considerando la reducción del momento de inercia que se especifica en las Normas correspondientes.

Los factores de carga para el análisis serán los establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

2.8.6. Criterios de Aceptación

Si en el análisis estructural se exceden las distorsiones máximas admisibles o si los elementos estructurales tienen daños intermedios o graves, será necesario hacer un proyecto de Rehabilitación. Este proyecto deberá llevar a la estructura a una situación en que, al analizarla nuevamente con los criterios fijados en las normas, no se excedan las distorsiones permisibles según las NTC-Sismo, y que las resistencias nominales de los elementos, multiplicadas por un factor de resistencia, sean iguales o mayores que las acciones mecánicas factorizadas.

2.8.7. Requisitos del Proyecto de Rehabilitación

Si en el análisis estructural se exceden las distorsiones máximas admisibles o si los elementos estructurales tienen daños intermedios o graves, será necesario hacer un proyecto de Rehabilitación.

El proyecto deberá llevar a la estructura a una situación en que, al analizarla nuevamente con los criterios fijados, no se excedan las distorsiones permisibles según las NTC-Sismo, y que las resistencias nominales de los elementos, multiplicadas por un factor de resistencia, sean iguales o mayores que las acciones mecánicas factorizadas.

Para la determinación de la resistencia de los elementos estructurales de la estructura rehabilitada, se deben usar los siguientes factores de resistencia, FR, menores que los especificados en las NTC-Concreto.

2.8.8. Reforzamiento

Cuando se requiera modificar las capacidades resistentes o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su reforzamiento. El reforzamiento de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural.

En cualquiera de los métodos presentados adelante debe tomarse en cuenta que su utilización modifica el sistema estructural existente y que es necesario analizar la nueva estructura para estudiar el trabajo conjunto de los elementos estructurales añadidos con los ya existentes.

Debe considerarse que la distribución de cargas entre los elementos estructurales y los nuevos no es igual a la de una estructura totalmente nueva que tenga los mismos elementos. Algunas cargas, sobre todo gravitacionales, ya están actuando sobre los elementos existentes y no pueden transmitirse a los nuevos. Por ejemplo, si se adicionan muros de cortante, es difícil que contribuyan a resistir las cargas gravitacionales. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a reforzamiento no produzca que los elementos no intervenidos alcancen, prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables. El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su reforzamiento, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

El reforzamiento debe diseñarse para reducir las excentricidades en planta del edificio y los efectos de torsión, y para que, en la medida de lo posible, no se acerque el periodo de vibración de la estructura ya rehabilitada a la zona del espectro de diseño que corresponde a mayores coeficientes sísmicos.

2.8.9. Memoria de Cálculo y Planos Estructurales

La memoria de cálculo deberá cumplir con lo establecido en el Reglamento. Adicionalmente, deberá incluir los resultados de la Evaluación y de la Rehabilitación. La memoria debe incluir la justificación de los métodos de reparación y reforzamiento empleados en la Rehabilitación. Esta memoria se complementará con el archivo fotográfico. La memoria de cálculo y los planos de construcción definitivos deberán ser entregados a la Delegación correspondiente y al Instituto para su registro. Igualmente se deberá entregar para su registro al Instituto la documentación establecida en las NTC-Revisión.

Los planos estructurales deberán reflejar las especificaciones, procedimientos, métodos, estrategias y materiales acordados por el Corresponsable, el Director, el Proyectista y el Constructor.

Adicionalmente a lo establecido en el Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias aplicables al material o materiales de que se trate, los planos de construcción deberán señalar, al menos:

- El tipo, dimensiones y tolerancias, y resistencias de los materiales a utilizar en la rehabilitación de la estructura;
- Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión y revenimiento de morteros, concretos de relleno y concreto. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen. Si se usan aditivos, como superfluidificantes, se deberá señalar el tipo y su proporcionamiento;
- Los detalles del proceso de la reparación y/o del reforzamiento mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape, dobleces;
- Detalles de intersecciones entre elementos estructurales y anclajes de elementos de fachada;
- Tolerancias de construcción.

2.8.10. Construcción, Supervisión y Control De Calidad

Requisitos de Construcción. Los trabajos de Rehabilitación deberán satisfacer las disposiciones en materia de construcción de las Normas correspondientes al material o materiales estructurales de que se trate. El Corresponsable, el Director, el Proyectista y el Constructor deberán acordar las especificaciones, procedimientos, métodos, estrategias y materiales para lograr que el proyecto ejecutivo de la Rehabilitación se construya adecuadamente. Entre ellos se encuentra la participación de empresas especializadas en técnicas de reparación y reforzamiento.

Requisitos de Supervisión y Control de Calidad. Los trabajos de Rehabilitación deberán satisfacer los requerimientos de inspección y control de calidad establecidos en las Normas correspondientes al material o materiales estructurales de que se trate. El Director deberá coordinar los trabajos de la supervisión y de control de calidad para asegurar que el proyecto ejecutivo se construya con las especificaciones, procedimientos, métodos, estrategias y materiales establecidos.

2.9. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

La vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad de daño que una estructura presenta frente a algún evento, sea este natural o antrópico, que lleve a la estructura a cualquiera de sus límites de funcionamiento.

2.10. SISMO

Terremoto (del latín: terra «tierra» y motus «movimiento»), también llamado seísmo o sismo (del griego σεισμός: «temblor» o «temblor de tierra») es la liberación súbita de energía elástica acumulada en el subsuelo que se refleja en un movimiento brusco de la tierra. Esto se debe a la fricción continua que se produce por el deslizamiento de la docena de placas continentales de aproximadamente 70 km de espesor que, flotando sobre enormes masas de magma (astenósfera), componen la corteza terrestre. Cuando se sobrepasa el límite de resistencia de las rocas por estos esfuerzos, la energía es liberada y se propaga por la tierra en forma de ondas generando así un sismo.

Los sismos se pueden clasificar, con base a su origen, en naturales y artificiales. Los sismos de origen natural son los que en general liberan una mayor cantidad de energía y, por tanto, sus efectos en la superficie son mayores.

Los sismos de acuerdo a su origen pueden ser:

a) Sismos Tectónicos

Son aquellos producidos por la interacción de placas tectónicas. Se han definido dos clases de estos sismos: Los interplaca, ocasionados por una fricción en las zonas de contacto entre las placas, y los intraplaca que se presentan lejos de los límites de placas conocidos. Estos sismos, resultado de la deformación continental por el choque entre placas, son mucho menos frecuentes que los interplaca y, generalmente de menos magnitud. Un tipo particular de sismos interplaca son llamados locales, que son producto de deformaciones de los materiales terrestres debido a la concentración de fuerzas en una región limitada.

b) Sismos Volcánicos

Estos acompañan a las erupciones volcánicas y son ocasionadas principalmente por el fracturamiento de rocas debido al movimiento del magma. Este tipo de sismos generalmente no llegan a ser tan grandes como los anteriores.

c) Sismos de Colapso

Son los producidos por derrumbamiento del techo de cavernas y minas. Generalmente estos sismos ocurren cerca de la superficie y se llegan a sentir en un área reducida.

d) Sismos Artificiales

Son los producidos por el hombre por medio de explosiones convencionales o nucleares, con fines de exploración, investigación, o explotación de bancos de materiales para la industria (por ejemplo, extracción de minerales). Las explosiones nucleares en ocasiones son los suficientemente grandes para ser detectadas por instrumentos en diversas partes del planeta, pero llegan a sentirse sólo en sitios cercanos al lugar de pruebas.

2.11. TIPO DE ANÁLISIS Y MÉTODOS PARA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. En el caso de estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad, deben analizarse mediante “modelos tridimensionales”, como lo especifican las Normas (Art. 165 RCDF).

En edificios la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, con los efectos sísmicos de la siguiente forma: 100% de la componente en la dirección principal y 30% de la componente en la dirección ortogonal.

2.11.1. Método de las Rigideces

Debido al desarrollo de la computación digital, resulta ventajoso establecer la formulación del método de las rigideces a través de su planteamiento matricial, ya que ello permite una generalización inmediata a la solución de estructuras complicadas.

El método de las rigideces es también conocido como el método matricial. El método matricial requiere asignar a cada barra elástica de la estructura una matriz de rigidez, llamada matriz de rigidez elemental que dependerá de sus condiciones de enlace extremo (articulación, nudo rígido, etc.), la forma de la barra (recta, curvada, etc.) y las constantes elásticas del material de la barra (módulo de elasticidad longitudinal y módulo de elasticidad transversal). A partir del conjunto de matrices elementales mediante un algoritmo conocido como acoplamiento que tiene en cuenta la conectividad de unas barras con otras se obtiene una matriz de rigidez global, que relaciona los desplazamientos de los nudos con las fuerzas equivalentes sobre los mismos.

Igualmente, a partir de las fuerzas aplicadas sobre cada barra se construye el llamado vector de fuerzas nodales equivalentes que dependen de las acciones exteriores sobre la estructura. Junto con estas fuerzas anteriores deben considerarse las posibles reacciones sobre la estructura en sus apoyos o enlaces exteriores (cuyos valores son incógnitas).

Finalmente se construye un sistema lineal de ecuaciones, para los desplazamientos y las incógnitas. El número de reacciones incógnitas y desplazamientos incógnita depende del número de nodos: es igual a $3N$ para problemas bidimensionales, e igual a $6N$ para un problema tridimensional.

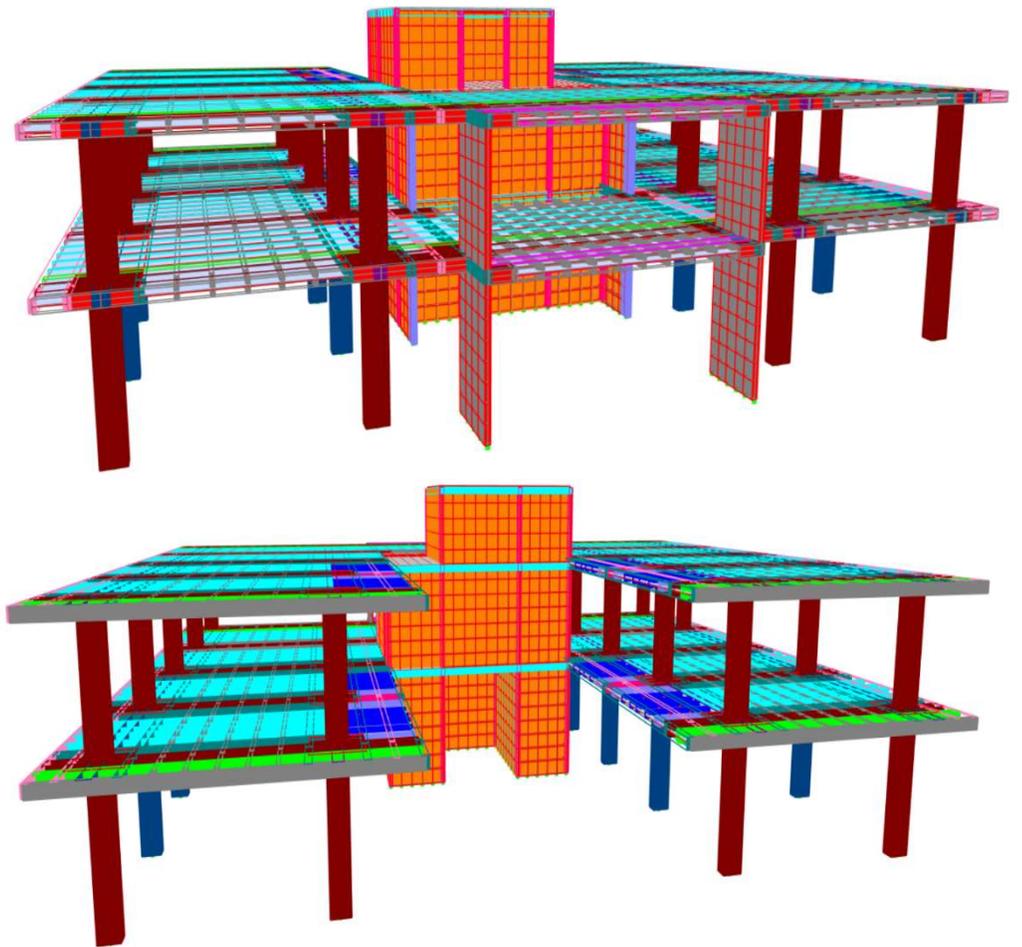
Esta metodología es la misma que utilizan los programas computacionales “SAP2000 ETABS y SAFE”.

2.11.2. Método de los Elementos Finitos

El método de los elementos finitos es un método numérico general que tiene como base el método de rigideces, se utiliza para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales. Los cálculos se realizan sobre una malla de puntos (llamados nodos), que sirven a su vez de base para la discretización. Entre más cerrada sea la malla, más exacto es el resultado debido a que la solución se obtiene extrapolando a partir de los resultados obtenidos en los nodos. Sin embargo, el resultado finalmente es sólo una aproximación del fenómeno físico.

CAPÍTULO III

EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL (API)



CAPÍTULO III

EVALUACIÓN POST-SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL (API)

3.1. ANTECEDENTES PARTICULARES

La Administración Portuaria Integral de Puerto Madero S.A. de C.V. a cargo del Lic. Edgar Antonio Reyes González Director General de la misma encargó a la empresa “LRG INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCIÓN S.A DE C.V.” la elaboración de un Dictamen Técnico de Seguridad Estructural del “Edificio Operativo de la Administración Portuaria (API)” ubicado en edificio Corporativo S/N recinto fiscal, Puerto Chiapas muelle fiscal, C. P. 30830 Tapachula de Córdova y Ordoñez Chiapas, por motivos que este presentó gran variedad de daños estructurales ocurridos a causa del sismo del pasado 14 de junio de 2017, cuyo reporte del Servicio Sismológico Nacional (SSN) este ocurrió a las 2:29:03 horas Ciudad de México con una magnitud de 7.0 M_M cuyo epicentro fue localizado a 13 km al Noroeste de Ciudad Hidalgo, Chiapas, a 113 km de profundidad y a una distancia de 34.80 km del predio en evaluación.

El objetivo general de este capítulo fue el evaluar la capacidad resistente de la edificación ante eventos sísmicos, verificando que se cumpla con la normativa vigente (en la fecha de la verificación) y que ningún estado límite de resistencia y servicio fuera superado. Esto con motivo de que la Agencia Aseguradora del Inmueble no quería hacerse cargo del pago de la suma asegurada de éste ya que sus Estructuristas lo habían Dictaminado como “EDIFICIO SEGURO”. Por otro lado, la Secretaría de Protección Civil del Estado de Chiapas en su Dictamen lo catalogó como “NO SEGURO” limitando el acceso al mismo hasta que fuera resuelto el problema de que si era o no seguro. Para esto fue necesario la contratación de una tercera figura experta en la materia, es aquí donde LRG INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCIÓN S.A DE C.V., me invitó y contrató para ser parte del equipo encargado de la evaluación post-sísmica.

Esto fue posible realizando un levantamiento para determinar las características estructurales del edificio en estudio (columnas, muros, losas, resistencias, etc.) verificando la congruencia

de estos con sus respectivos planos estructurales para posteriormente efectuar una revisión de su diseño estructural y poder identificar sus deficiencias. Se elaboró un modelo matemático tridimensional que tomó en cuenta todos los elementos estructurales existentes para el cálculo de rigideces usando el programa de análisis estructural SAP2000 aplicando el método de Análisis Dinámico Modal Espectral con base en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de fecha 06 de octubre del 2004 y el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC-2008).

El edificio fue construido en los años 70's, según fecha de los planos, esta fue en septiembre de 1974, bajo el cargo de la Dirección General de Obras Marítimas, donde la reglamentación usada en ese entonces para el diseño estructural fueron las Normas y Reglamentos de 1966. Después de este reglamento fue el de 1976, seguido de las Normas de emergencia de 1985, luego las de 1987 hasta la actual vigente desde 2004 (hasta la fecha en que fue realizado el dictamen). Las consideraciones tomadas en ese entonces a comparación a las actuales son diferentes, ya que a través de la experiencia del comportamiento de las estructuras antes los efectos del sismo, ha dado la oportunidad de tomar en cuenta otras consideraciones que actualmente exige la Norma para tener un comportamiento adecuado que permitan estructuras dúctiles.

La fundamentación, estudios y pruebas utilizadas fueron la siguiente:

- Informe de resultados de ensaye a compresión simple de corazones de concreto hidráulico (véase anexo A).
- Estudio de Mecánica de Suelos para el inmueble que ocupa las oficinas operativas de Administración Portuaria Integral (véase anexo B).
- Informe Topográfico “Revisión de desplome de Columnas” del Edificio de la Administración Portuaria Integral. (véase anexo C).

3.2. FUNCIONALIDAD

El edificio es de 2 niveles, la planta baja aloja el acceso principal, vestíbulos que comunican a las diversas áreas administrativas, bodegas, cuartos de máquina, sanitarios y cubículos de

oficinas. Toda la planta alta está destinada a oficinas. Tanto en planta alta y baja su función principal es para uso de Oficinas.

3.3. UBICACIÓN

El Edificio Operativo de la Administración Portuaria (API) está ubicado en Edificio Corporativo S/N recinto fiscal, puerto Chiapas muelle fiscal, C. P. 30830 Tapachula Chiapas de Córdoba y Ordoñez.

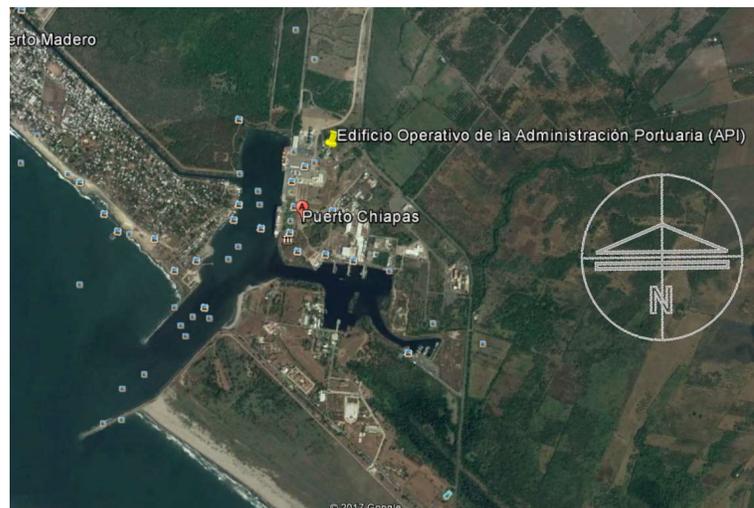


Figura 4. Macro-localización de edificio API, Tapachula Chiapas (Google Earth, 2017).



Figura 5. Micro-localización de edificio API, Tapachula Chiapas (Google Earth, 2017).

3.4. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

3.4.1. Descripción Arquitectónica

El acceso principal se encuentra al centro de la edificación, cuenta con dos pasillos y salidas hacia la parte posterior. Está forrado con muros de mampostería los cuales no forman parte de la estructura principal, ya que estos están desligados de la misma. En la parte central posterior se encuentra construido otro edificio el cual es independiente del edificio en estudio. Los muros divisorios de cada entrepiso están contruidos a base de materiales ligeros (tabla roca y convintec). Así mismo cuenta con 4 muros cabeceros de mampostería desligados de la estructura principal.



Figura 6. Fachada principal edificio API.



Figura 7. Fachada Posterior edificio API.

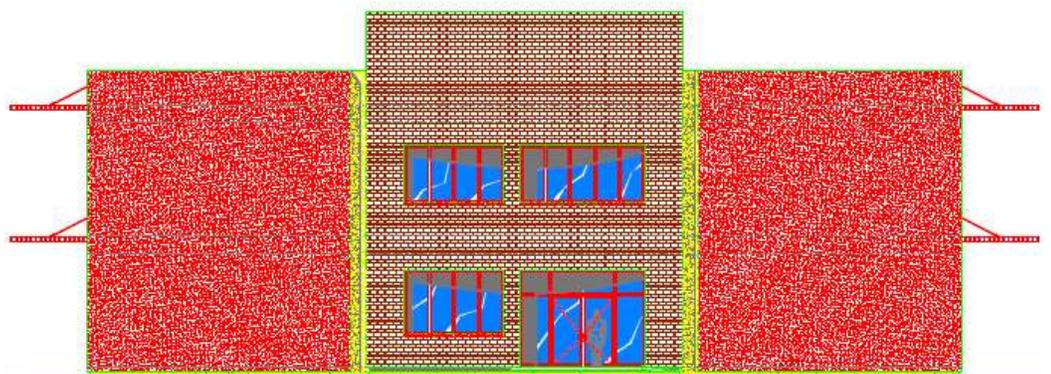


Figura 8. Plano Fachada Principal edificio API.

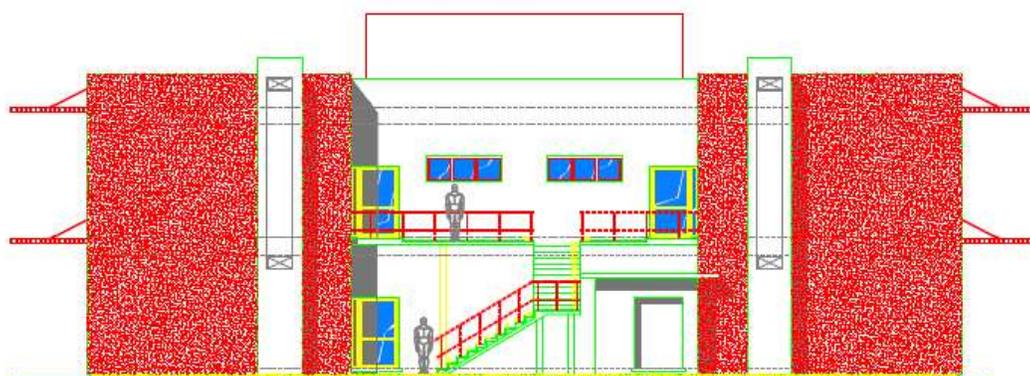


Figura 9. Plano Fachada Posterior edificio API.

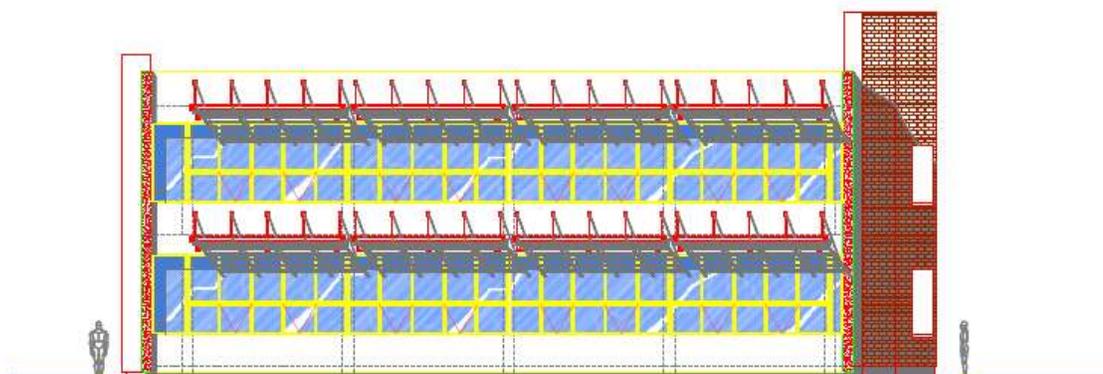


Figura 10. Plano Fachada Lateral edificio API.

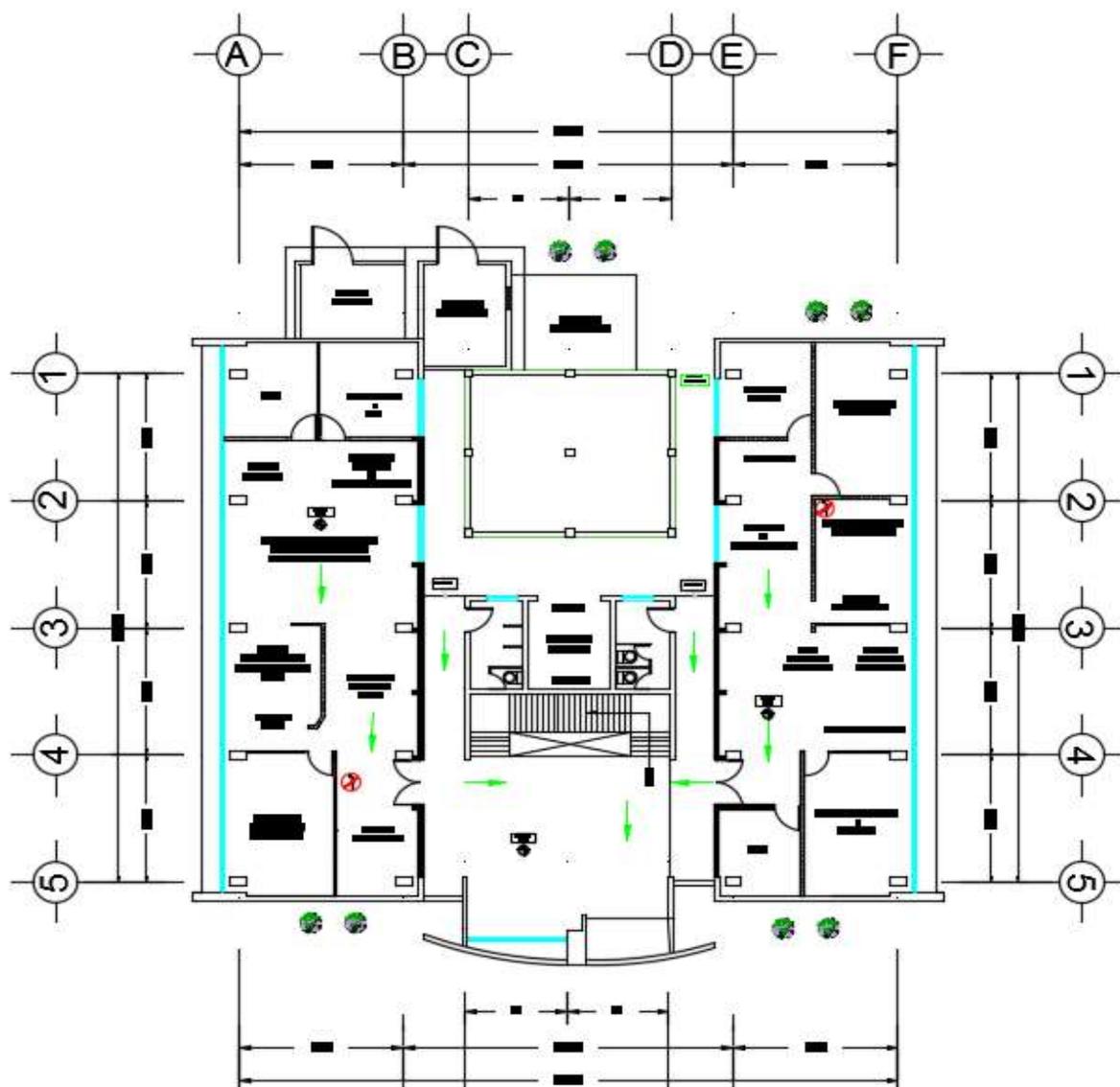


Figura 11. Plano Arquitectónico Planta Baja edificio API.

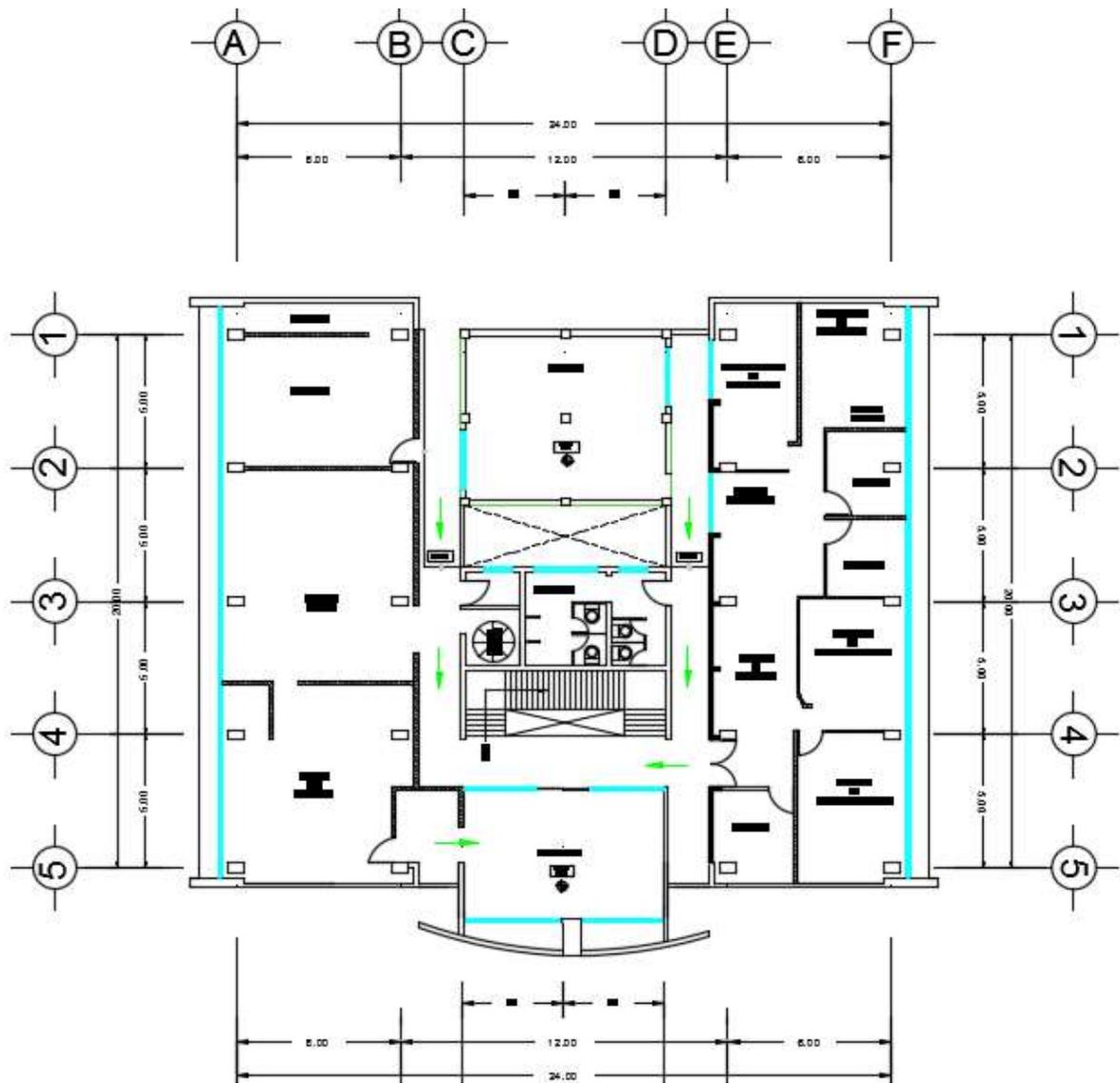


Figura 12. Plano Arquitectónico Planta Alta edificio API.

3.4.2. Descripción Estructural

En la dirección longitudinal el edificio mide 23.60 m., eje que llamaremos “Y”, y en la dirección transversal mide 26.60 m., al cual llamaremos eje “X”, con 4 crujeías en sentido “Y” y 3 en sentido “X”. La forma de la estructura es semejante a una “C”, geometría irregular que genera rotación sobre su eje Z (torsión).

La estructura consiste en una edificación de dos pisos a base de losas planas reticular de 30 cm de peralte (20 en unas áreas de pasillos), con capa de compresión de 5 cm, apoyadas por medio de capiteles (de 180 cm x 170 cm y 30 cm de espesor) sobre columnas de concreto reforzado rectangulares (de 35 cm x 60 cm) orientadas en su eje fuerte en sentido “X”, con dos muros de concreto reforzado sobre el eje “Y” y muros de mampostería confinada en el cubo de escaleras, baños y cuarto de máquina. Las alturas de entrepiso son de 355 cm en planta baja y 310 cm en planta alta (ambos a losa inferior), con altura total a nivel de azotea de 725 cm.

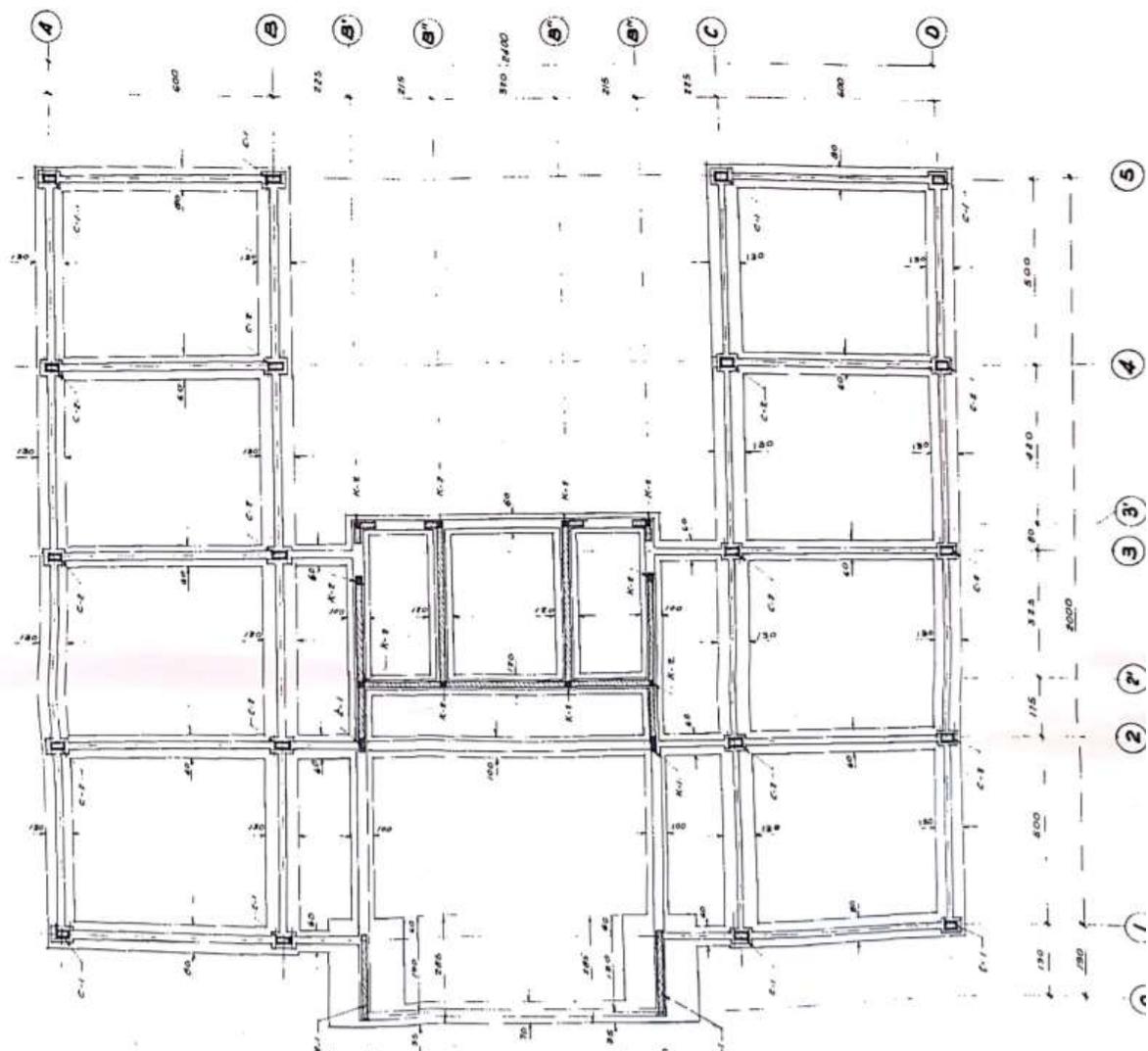


Figura 13. Plano Original de Planta de Cimentación del edificio API.

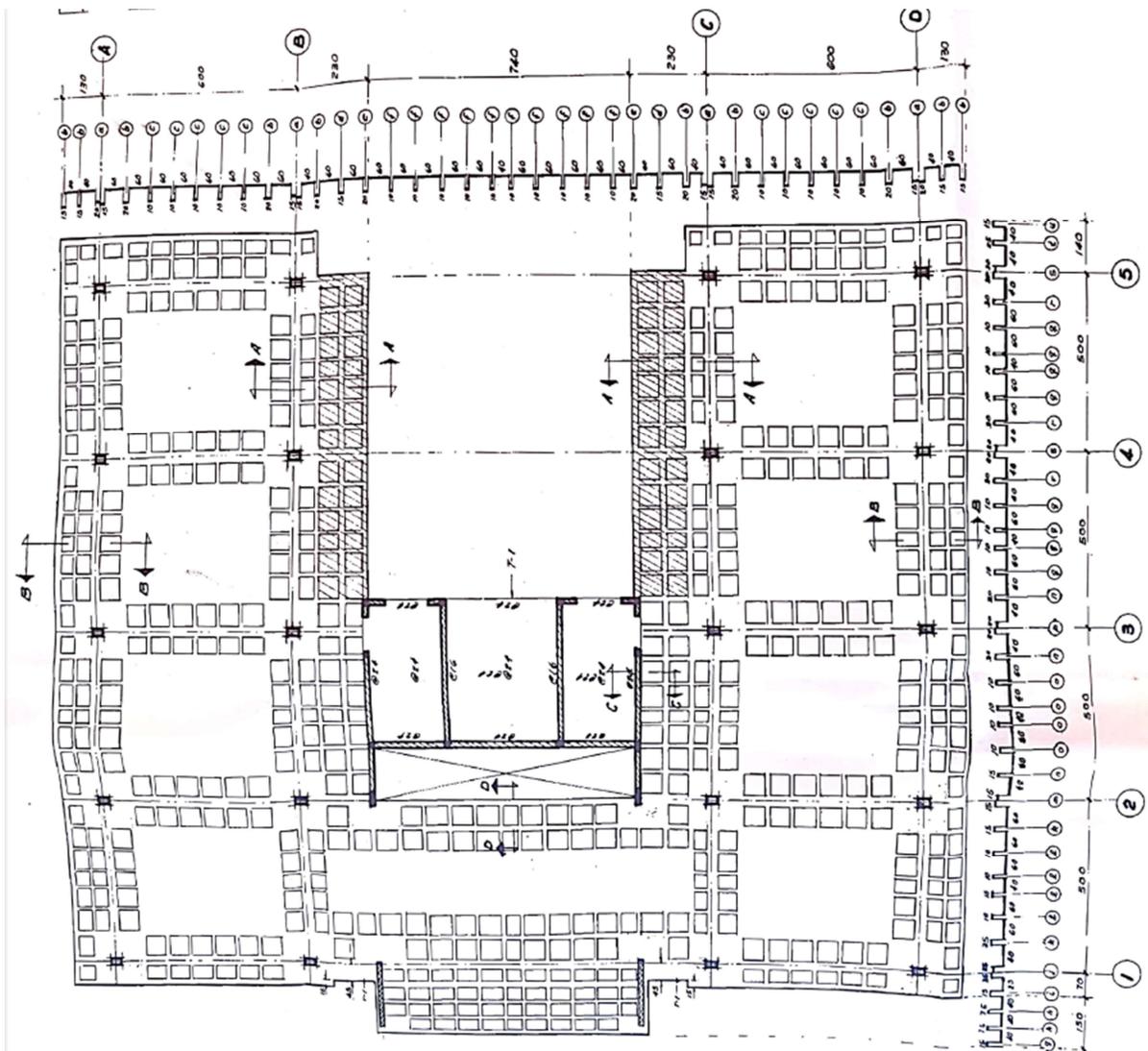


Figura 14. Plano Estructural Original del edificio API (entrepiso 1 y azotea).

La cimentación es de tipo superficial, uniendo cada columna por un sistema reticular de zapatas corridas con contratraves. De la cual se detectó mediante una cala que éstas están desplantadas a 2.0 m del nivel del suelo.

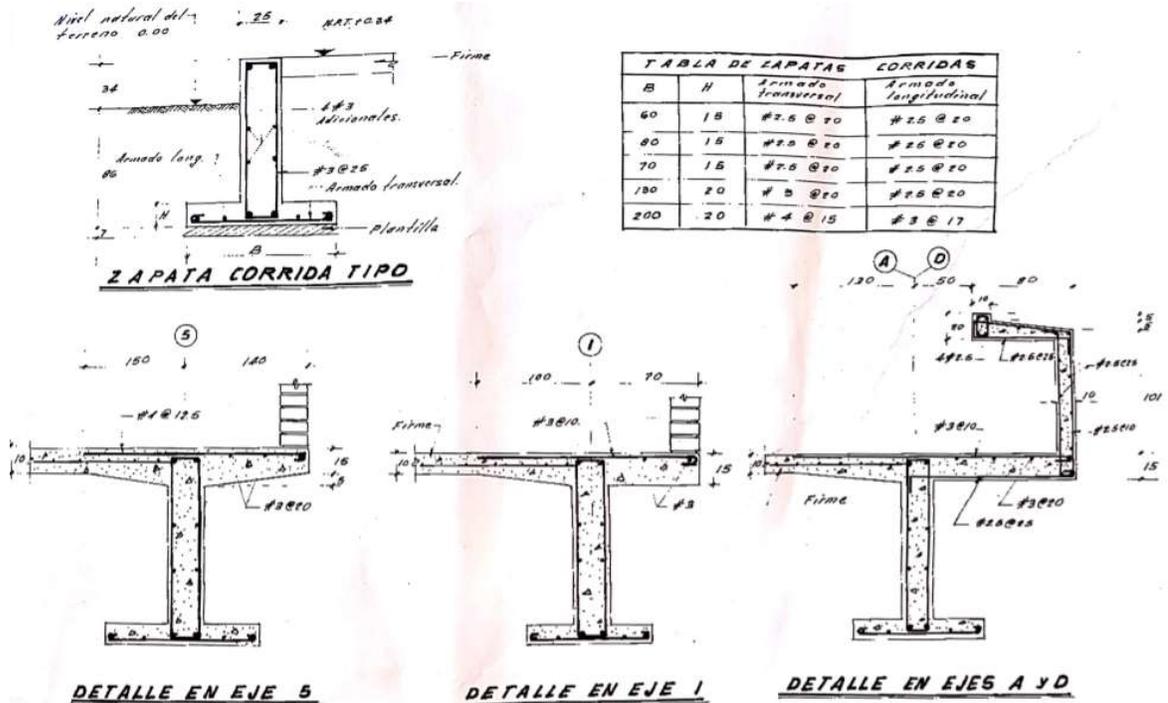


Figura 15. Plano Original de Detalle de Cimentación edificio API.

3.5. REVISIÓN DE LA VERTICALIDAD DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo con lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo, debe considerarse en el análisis de estructuras existentes, el desplome que la edificación pueda tener. Si este desplome es considerable, las fuerzas sísmicas deberán incrementarse. Por ello fue necesario obtener los desplomes reales de la estructura por medio de un levantamiento topográfico “Revisión de desplome de Columnas” donde el desplome más grande en una de sus columnas fue del orden de 1.6 cm. Se verificó el desplazamiento horizontal para cargas estáticas el cual resultó menor que el máximo permisible indicado por el reglamento, motivo por el cual las fuerzas sísmicas se mantienen de la misma magnitud.

$$\frac{D}{H} = \frac{1.6 \text{ cm}}{725 \text{ cm}} = 0.0022 \quad \Delta H_{max} = 0.01$$

$$\frac{D}{H} = 0.0022 < \Delta H_{max} = 0.01 \therefore \text{no se incrementan las fuerzas sísmicas.}$$

3.6. CONDICIÓN ACTUAL DEL EDIFICIO

Como resultado de la visita realizada el día jueves 13 de julio de 2017 se observaron daños en los muros de mampostería, juntas constructivas y demás elementos estructurales, por lo cual se tomó la decisión de realizar un Análisis Detallado de toda la estructura utilizando el software de diseño estructural SAP2000 para conocer el porqué del comportamiento de la misma ante el sismo que se presentó el pasado 14 de junio de 2017.

Durante los recorridos e inspecciones del edificio, se detectaron daños importantes a la estructura, grietas en muros de mampostería que superan los 6 cm, castillos dañados, muros completamente destrozados, juntas constructivas dañadas por grandes desplazamientos ocurridos, descanso de escaleras dañadas, desplazamientos mayores a los calculados para las juntas constructivas, columnas desplomadas con fisuras mayores de 4 mm en las bases entre otros.



Figura 16. Daño en Muro Planta Baja Eje B-3.



Figura 17. Daño en Muro Planta Baja Eje B-4.



Figura 18. Daño en Muro Planta Baja Eje D-C-3.

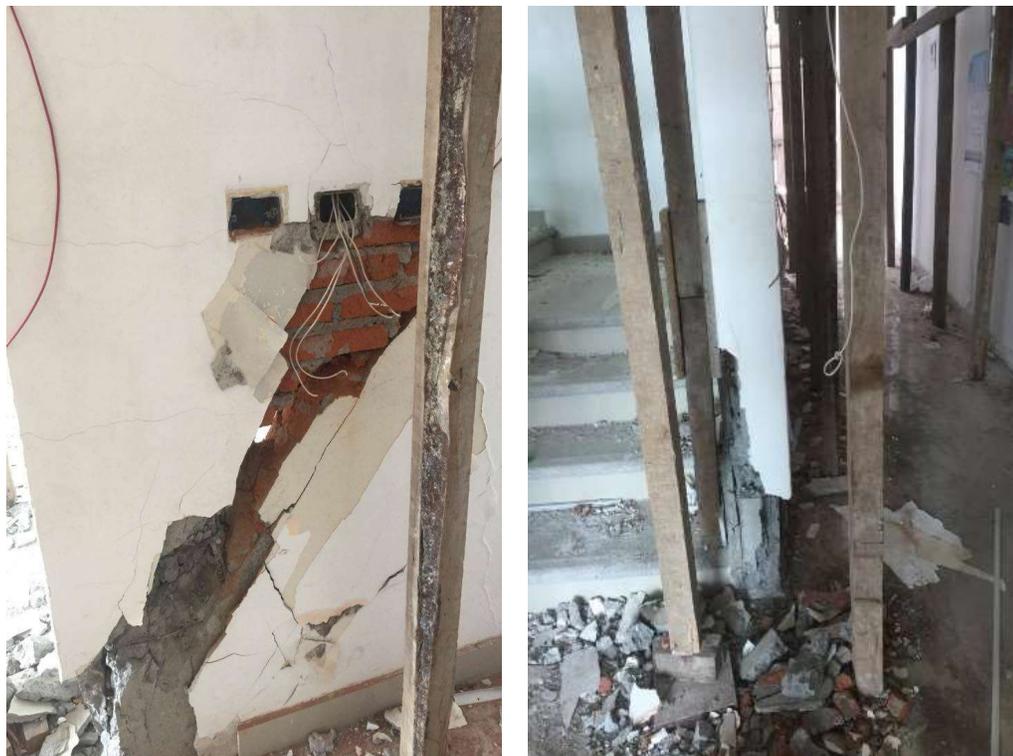


Figura 19. Daño en Muro Planta Baja Eje D-4.



Figura 20. Daño en Muro Planta Baja Eje 3-4-D.



Figura 21. Daño en Muro Planta Alta Eje D-3.



Figura 22. Daño en Muro Planta Alta Eje C-3.



Figura 23. Daño en muro de mampostería, se observa acero de confinamiento muy separado.

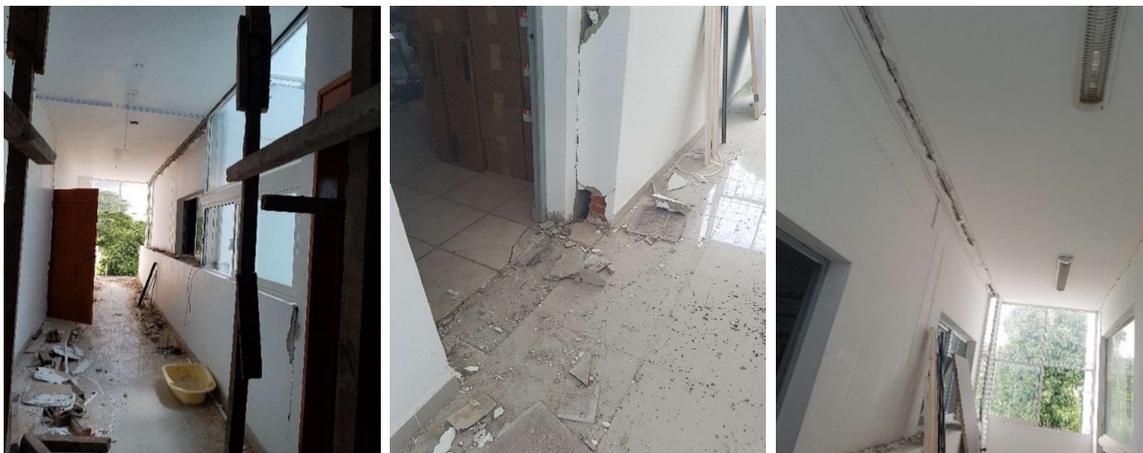


Figura 24. Poca separación de juntas constructivas.



Figura 25. Daño en muros debido a fuerzas cortantes actuantes mayores a las resistentes.



Figura 26. Verificación de existencia de cimentación de acuerdo a planos estructurales.



Figura 27. Aplastamiento de concreto en los elementos confinantes de los muros.



Figura 28. Entrepisos en etapa de apuntalamiento.



Figura 29. Losa Reticular de Azotea.

3.7. CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura conforme a su uso según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004)¹ en el Art. 139, y de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-2008) se clasifica dentro del **Grupo B**, “Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u **oficinas**, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas”.

3.8. TIPO DE SUELO Y ZONIFICACIÓN SÍSMICA CONSIDERADA

3.8.1. Tipo de Suelo

La estructura está desplantada sobre suelo Tipo **II**; “Transición, Arcilla arenosa de color gris claro” con la siguiente capacidad de carga admisible de acuerdo al estudio de mecánica de suelos.

Tabla 9. Capacidad de carga admisible.

Df (m)	F.S.	Q _{adm.} (t/m ²)
1	3	5
2	3	8
3	3	10

3.8.2. Zonificación Sísmica considerada

La metodología empleada está basada en las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTC-2004) donde se siguieron todos los criterios que toman en cuenta en el diseño de una estructura nueva y que estas no sobrepasen los estados límite de falla y servicio que marca dicho reglamento.

¹ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal – 29 de enero de 2004.

Para la determinación de los parámetros sísmicos, se empleó la zonificación sísmica de acuerdo al Manual de Obras Civiles (MDOC-2008).

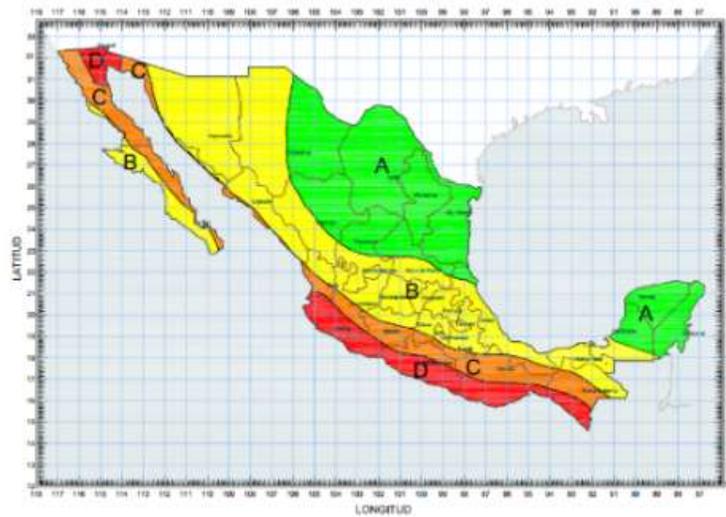


Figura 30. Zonificación Sísmica de la República Mexicana (MDOC-2008).

En relación a la zonificación sísmica, la comisión Federal de Electricidad, en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, establece los espectros de diseño para estructuras del grupo “B”, los cuales se describen a continuación.

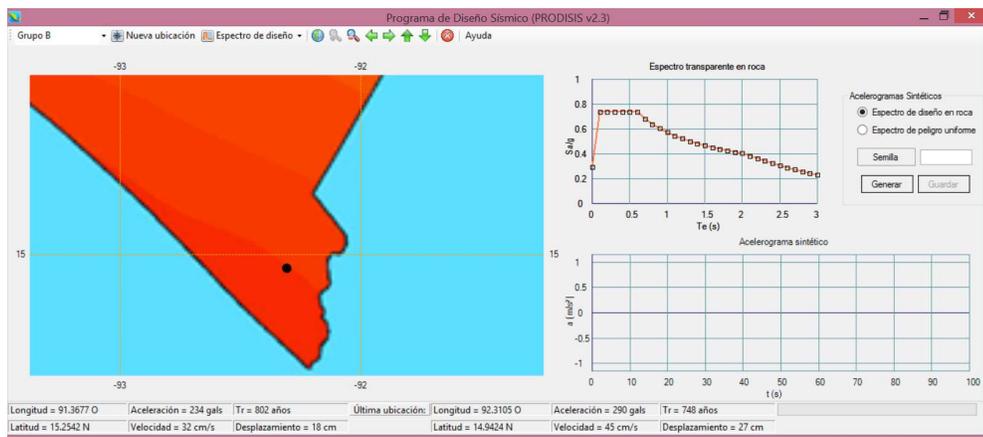


Figura 31. Carta de Regionalización sísmica del Manual de Diseño por Sismo; PRODISIS (MDOC-2008).

Los parámetros sísmicos empleados en este análisis, correspondientes a las Normas de diseño por Sismo, fueron los siguientes: Estructura Grupo B, Tipo Suelo II, Ordenada espectral

inicial 0.296, Coeficiente sísmico 0.74, Límites inferior y superior del espectro: 0.1 y 0.6 segundos., esto para estructuras del Grupo B.

Para fines de diseño sísmico se creó el Espectro de Diseño Sísmico para luego ser factorizado por el Factor de Comportamiento Sísmico “Q” y de irregularidad.

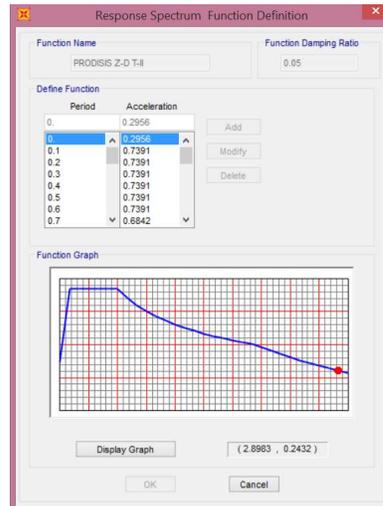


Figura 32. Espectro de Diseño Sísmico.

3.9. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q”

Este factor está íntimamente relacionado con la ductilidad que presenta la estructura en su conjunto. En el apartado 5 de la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo vigentes, se recomienda la adopción de un factor, el cual es función directa de la estructuración del edificio, la resistencia y rigidez de entrepiso y de la ductilidad de los miembros estructurales que conforman el inmueble.

De acuerdo a las NTC-2004 el factor de comportamiento sísmico en nuestro caso de estudio es el siguiente:

*Se usará $Q= 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por **losas planas con columnas de concreto reforzado de acero** o, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplan en algún entrepiso lo*

especificado para Q igual a 4 y Q igual a 3, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

Para el caso particular de este edificio, de acuerdo a su estructuración y lineamientos marcados por las Normas correspondientes, se utilizó un factor de comportamiento sísmico en ambas direcciones ortogonales $Q_X = Q_Y = 2.0$

Es importante agregar que es un edificio irregular por lo que se le aplicó un factor de 0.8 por irregularidad.

3.10. ANÁLISIS DE CARGAS

El análisis de cargas consiste en identificar todos los pesos que están actuando en la estructura, es decir las cargas muertas, vivas y accidentales que actúan o actuarán en la misma durante su operación, misma que se mencionan más adelante.

3.10.1. Tipos de Cargas

Para el análisis se consideran tres tipos de solicitaciones que actúan sobre la estructura en estudio las cargas muertas, cargas vivas y las accidentales (NTC-2004).

- *Las cargas muertas se definen como todas aquellas inherentes al peso propio de la estructura y otros elementos dentro de ella que son permanentes durante toda la vida útil de la misma.*
- *Las cargas vivas son las que ejercen los elementos que varían con el tiempo dentro del edificio tales como: las personas, el mobiliario, los equipos, etc.*
- *Finalmente, las cargas accidentales son las que aparecen esporádicamente en la vida de la estructura, no son debidas al funcionamiento de la misma y sus magnitudes pueden ser mucho mayores a las acciones que habitualmente se presentan en la edificación. Son cargas que pueden presentarse como la acción del viento, un sismo o nieve en la estructura.*

3.10.2. Análisis de Cargas Muertas

La evaluación de las cargas muertas que gravitan en la estructura se realizó considerando los pesos de los elementos estructurales, de los materiales que constituyen los acabados de los pisos, del material de rellenos, los muros de mampostería y todo aquel elemento y material que ocupe un lugar permanente dentro del edificio. Para cada caso en particular se tomaron los valores máximos probables de pesos volumétricos de cada material utilizado en la construcción del edificio, en base al estudio de resistencia del concreto elaborado, el promedio de pesos volumétrico del concreto ya con el refuerzo de varilla se consideró de 2400 kg/m³.

Tabla 10. Cuadro de análisis de cargas muertas para losa nervada de azotea.

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Espesor (cm)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso (kg/m ²)
1	Impermeabilizante	----	----	1
2	Relleno	5	2100	105
3	Capa de Concreto	5	2400	120
4	Nervadura de Concreto	----	----	260
5	Casetón (block)	----	----	135
6	Plafón	----	----	40
7	Reglamento (NTCyCA 2004)	----	----	40
CM =			701	kg/m²

Tabla 11. Cuadro de análisis de cargas muertas para losa nervada de entrepiso.

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Espesor (cm)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso (kg/m ²)
1	Piso Terminado	----	----	120
2	Capa de Concreto	5	2400	120
3	Casetón (block)	----	----	135
4	Nervadura de Concreto	----	----	260
5	Plafón	----	----	40
6	Reglamento (NTCyCA 2004)	----	----	40
CM =			715	kg/m²

Tabla 12. Cuadro de análisis de cargas muertas para losa maciza de azotea.

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Espesor (cm)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso (kg/m ²)
1	Impermeabilizante	----	----	1
2	Losa de Concreto	10	2400	240
3	Plafón	----	----	40
4	Reglamento (NTCyCA 2004)	----	----	40
CM =			321	kg/m ²

Tabla 13. Cuadro de análisis de cargas muertas para losa maciza de entrepiso.

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Espesor (cm)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso (kg/m ²)
1	Piso Terminado	----	----	120
2	Losa de Concreto	10	2400	240
3	Plafón	----	----	40
4	Reglamento (NTCyCA 2004)	----	----	40
CM =			440	kg/m ²

Tabla 14. Cuadro de análisis de cargas muertas para muros divisorios

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Altura (m)	Peso (kg/m ²)	Peso (kg/m)
1	Panel CONVINTEC (9 cm espesor, 40 kg/m ²)	3.1	40	124
CM =			124	kg/m

Tabla 15. Cuadro de análisis de cargas muertas para faldón pretil de fachada.

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Altura (m)	Peso (kg/m ³)	Peso (kg/m)
1	Muro Mampostería (15 cm de espesor, 1800 kg/m ³ incluyendo aplanado)	1.6	1800	432
CM =			432	kg/m

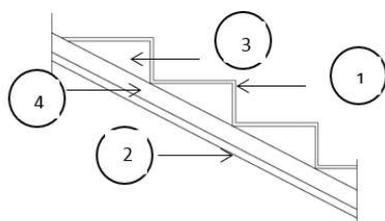
Tabla 16. Cuadro de análisis de cargas muertas para muros cabeceros de fachada.

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Altura (m)	Peso (kg/m ³)	Peso (kg/m)
1	Muro Mampostería (30 cm de espesor, 1800 kg/m ³ incluyendo aplanado)	3.1	1800	1674
CM =			1674	kg/m

Tabla 17. Cuadro de análisis de cargas muertas para murete de pasillos.

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Altura (m)	Peso (kg/m ³)	Peso (kg/m)
1	Muro Mampostería (15 cm de espesor, 1800 kg/m ³ incluyendo aplanado)	1.1	1800	297
CM =			297	kg/m

Tabla 18. Cuadro de análisis de cargas muertas para losa de escalera.



Proponiendo una huella H = 28 cm
 $2P + H = 61$ a 65 cm
 $(61+65)/2 = 63$ cm
 $P = (63 - 28)/2 = 17$ cm
 $1/0.28 = 3.57$
 Peso = $((0.28 \times 0.17)/2)(2100)(3.57)(1m) = 179$ kg/m²

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Espesor (cm)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso (kg/m ²)
1	Loseta Cerámica	----	----	50
2	Aplanado y/o recubrimiento en losa	0.02	2100	42
3	Escalón de Concreto Reforzado de 28 x 17	----	2100	179
4	Losa de Concreto Reforzado	0.10	2400	240
5	Carga Adicional (NTCyCA2004)	----	----	40
CM =			551	kg/m ²

Tabla 19. Cuadro de análisis de cargas muertas para Tinaco

Cargas Muertas (CM)				
No.	Material	Cantidad (piezas)	Peso (kg)	Peso Total (kg)
1	Tinacos 1100 lts de agua	2	1100	2200
2	Tinacos sin agua	2	40	80
3	Peso de la base	2	360	720
CM =			3,000	kg

Nota: el peso de la base se consideró el 30% aprox. del peso total del tinaco con agua.

3.10.3. Análisis de Cargas Vivas

Para la evaluación de las cargas vivas nominales unitarias se siguieron los lineamientos marcados en el Capítulo V, artículo 161 y 162 del Reglamento del Distrito Federal 2004 y la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

Tabla 20. Cargas Vivas Instantánea de Entrepiso.

Cargas Vivas Instantánea (CVinst.)		
No.	Concepto	Wa (kg/m ²)
1	Carga Viva Instantánea para Oficina (entrepisos)	180
CVinst =		180 kg/m²

Tabla 21. Cargas Vivas Instantánea Azotea.

Cargas Vivas Instantánea (CVinst.)		
No.	Concepto	Wa (kg/m ²)
1	Carga Viva para azoteas con pendiente no mayores de 5%	70
CVinst =		70 kg/m²

Tabla 22. Cargas Vivas Instantánea Escaleras

Cargas Vivas Instantánea (CVinst.)		
No.	Concepto	Wa (kg/m ²)
1	Escaleras	150
CVinst.=		150 kg/m²

Tabla 23. Cargas Vivas Máximas Entrepiso.

Cargas Vivas Máxima (CVmax.)		
No.	Concepto	Wm (kg/m ²)
1	Carga Viva Máxima para Oficina (entrepisos)	250
CVmax =		250 kg/m²

Tabla 24. Cargas Vivas Máximas Azotea.

Cargas Máxima (CVmax.)		
No.	Concepto	Wm (kg/m ²)
1	Carga Viva para azoteas con pendiente no mayores de 5%	100
CVmax =		100 kg/m²

Tabla 25. Cargas Vivas Máximas Escaleras.

Cargas Máxima (CVmax.)		
No.	Concepto	Wm (kg/m ²)
1	Escaleras	350
CVmax =		350 kg/m²

3.10.4. Análisis de Cargas Accidentales

Las cargas accidentales que estimaremos actuarán en la estructura dependiendo de la zonificación sísmica y el tipo de suelo, serán proporciones de la aceleración de la gravedad y de acuerdo a lo que marca el RCDF-2004 y el MDOC-2008 las estructuras se analizarán

bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno; **100%** de la componente en la dirección principal y **30%** de la componente en la dirección ortogonal. La revisión para cargas sísmicas se realizó con el método de análisis dinámico modal espectral del cual se obtuvieron las fuerzas horizontales de diseño y los periodos correspondientes a los modos de vibración de la estructura para cada dirección analizada.

3.10.5. Cargas de Servicio Gravitacional

Una vez habiendo considerados las cargas actuantes del edificio, se crearon las siguientes tablas en donde se muestran la suma de la carga muerta obtenida más la carga viva instantánea y/o máxima la cual nos resulta la Carga de servicio Gravitacional para las diferentes losas.

Tabla 26. Resumen de cargas en Losa Nervada de entrepiso.

CM + CV_{máx}	=	715	+	250	=	965	kg/m²
CM + CV_{inst}	=	715	+	180	=	895	kg/m²

Tabla 27. Resumen de cargas en Losa Maciza de entrepiso.

CM + CV_{máx}	=	440	+	250	=	690	kg/m²
CM + CV_{inst}	=	440	+	180	=	620	kg/m²

Tabla 28. Resumen de cargas en Losa Nervada de Azotea.

CM + CV_{máx}	=	701	+	100	=	801	kg/m²
CM + CV_{inst}	=	701	+	70	=	771	kg/m²

Tabla 29. Resumen de cargas en Losa Maciza de Azotea.

CM + CV_{máx}	=	321	+	100	=	421	kg/m²
CM + CV_{inst}	=	321	+	70	=	391	kg/m²

3.10.6. Factorización de las Cargas Según RCDF-2004

Las acciones mencionadas en el inciso anterior, con el fin de prever situaciones de esfuerzo no planeadas en los elementos de las estructuras, se multiplican por factores de carga que permiten mantener un margen de seguridad en el diseño de edificios. Dichos factores de carga son números, mayores a uno, con los cuales se afectan las acciones máximas ejercidas sobre la estructura en condiciones de servicio para obtener las cargas últimas de diseño.

Estas factorizaciones están normadas en el RCDF-2004 con la finalidad de no excederse en el sobre diseño empleado para tales efectos. Tomando en cuenta las consideraciones hechas por tal normativa en el Título Sexto, los factores de carga empleados son los siguientes:

- I. Para combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo, se aplicará un factor de carga igual a 1.4 para estructuras del Grupo B.*
- II. Para combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, de las que se considerarán todas las cargas permanentes, los valores instantáneos de las acciones variables y el efecto de sólo una acción accidental, se empleará un factor de carga de 1.1.*
- III. En los casos de acciones internas cuyo efecto resulte favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, las cuales se tomarán con su valor mínimo, se utilizará un factor de carga equivalente a 0.9.*
- IV. En cuanto a los estados límite de servicio se refiere, en todos los casos posibles, se toma 1 como factor de carga.*

3.10.7. Estados de carga

Los estados de carga son todos los patrones de cargas usados dentro del software para la elaboración del análisis estructural de la edificación tales como las cargas de tipo muerta, viva, sismos, etc. Las cargas de tinacos, escaleras y muros no estructurales fueron aplicadas directamente a los elementos resistentes que los soportan. Los muros que no fueron tomados en cuenta en el diseño estructural se consideran como muros a base de materiales ligeros o no desligados correctamente de la estructura principal. El software SAP2000 calcula automáticamente el peso de los elementos estructurales de acuerdo a sus dimensiones y pesos específicos de materiales, por tal motivo y por la amplia variación de secciones de nervaduras y sus separaciones solo le agregamos las cargas adicionales correspondientes dejándole al software la libertad de calcular los pesos y masas correspondientes.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Dead	Dead	0	
CM	Dead	1	
CVmax	Live	0	
CVinst	Roof Live	0	
SX	Quake	0	None
SY	Quake	0	None
X	Quake	0	User Coefficient
Y	Quake	0	User Coefficient
MUROS y otros	Other	0	

Figura 33. Estados de Cargas.

3.10.8. Fuentes de Masa

Para el análisis sísmico de considero el 100% de las cargas muertas (elementos estructurales y otras cargas muertas) más el 100% de la carga viva instantánea las cuales fueron usadas para acelerar la estructura en su diseño dinámico modal espectral tal como lo indica las Normas Vigentes.

Load Pattern	Multiplier
MUROS y otros	1.
CM	1.
CVinst	1.
MUROS y otros	1.

Figura 34. Fuentes de Masas.

3.10.9. Combinaciones de cargas

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal nos pide 9 casos normalmente, uno de ellos es para cargas verticales y los otros 8 son combinaciones sísmicas, las cuales se muestran a continuación. Los números de la tabla siguientes se refieren a los Factores de Carga (FC) por los cuales se multiplica dicha carga.

Tabla 30. Combinaciones de Cargas.

COMBINACIÓN	Carga Muerta (CM)	Carga muerta adicional (CMad)	Carga viva máxima (CVmax)	Carga viva instantánea (CVinst)	Sismo X	Sismo Y
Gravitacional	1.4	1.4	1.4	0	0	0
Sismo 1	1.1	1.1	0	1.1	1.1	0.33
Sismo 2	1.1	1.1	0	1.1	1.1	-0.33
Sismo 3	1.1	1.1	0	1.1	-1.1	0.33
Sismo 4	1.1	1.1	0	1.1	-1.1	-0.33
Sismo 5	1.1	1.1	0	1.1	0.33	1.1
Sismo 6	1.1	1.1	0	1.1	0.33	-1.1
Sismo 7	1.1	1.1	0	1.1	-0.33	1.1
Sismo 8	1.1	1.1	0	1.1	-0.33	-1.1

3.11. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

3.11.1. Concreto

El proyecto especifica concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ según planos estructurales originales. Pero de acuerdo al ensaye a compresión simple de corazones de concreto hidráulico que se les realizó a las columnas, este nos muestra que la resistencia varia de $f'_c = 201 \text{ kg/cm}^2$ hasta $f'_c = 303 \text{ kg/cm}^2$ por lo que para la revisión se promedió la resistencia quedando de $f'_c = 231.44 \text{ kg/cm}^2$.

Se observa que el concreto ha sufrido deterioro a lo largo del tiempo debido a la exposición de la intemperie propia del medio donde se localizan las instalaciones, también se observan partículas gruesas de canto rodado o bien llamado graba de rio cribada lo que impide la correcta adherencia del agregado grueso con la lechada del concreto.

Cabe también mencionar que en la actualidad las NTC-2004 para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto en su Capitulo 4to. Diseño por Durabilidad ésta estructura se

clasifica en exposición “C” (suelo agresivo y exposición a sulfatos severa) donde nos pide mínimo un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ por motivos de estar en la costa del mar.

Para la revisión estructural se tomó de base un $f'_c = 230 \text{ kg/cm}^2$ para la estructura principal y un $f'_c = 75 \text{ kg/cm}^2$ para castillos y cadenas.

El módulo de elasticidad del concreto se obtuvo con la siguiente ecuación de acuerdo a las Normas de Concreto:

Para columnas, trabes, vigas, nervaduras, muros, losas y capiteles:

$$8000\sqrt{f'_c} = 8000\sqrt{230} = 121,326 \text{ kg/cm}^2$$

Para castillos y cadenas:

$$8000\sqrt{f'_c} = 8000\sqrt{75} = 69,282.03 \text{ kg/cm}^2$$

3.11.2. Acero

El acero se consideró de acuerdo a los planos estructurales con una resistencia a la fluencia $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ para varillas corrugadas y un $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$ para acero liso tipo alambrión. Pudo observarse en algunas calas realizadas que parte del acero longitudinal en nervaduras como en columnas presentaban problemas de corrosión posiblemente debido a filtraciones en losa de azotea o a pequeños recubrimientos.

3.11.3. Mampostería

La mampostería es a base de piezas de barro rojo recocido por lo que de acuerdo a las Normas de Mampostería sus características estructurales son las siguientes:

Resistencia a compresión $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$ (piezas de barro)

Módulo de Elasticidad $E_m = 600 f_m^* = (600)(15) = 9,000 \text{ kg/cm}^2$ (Cargas de corta duración)

Resistencia a Compresión diagonal $v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$

3.12. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (MODELO ESTRUCTURAL)

Para el análisis estructural se construyó un modelo matemático mediante el programa SAP2000, que tomara en cuenta la rigidez de todo elemento estructural significativo, sus conexiones y las diferentes cargas actuantes y que consistió en idealizar a la estructura mediante un sistema estructural en el espacio, en el que se consideraron cada uno de los elementos constitutivos del mismo como son columnas, muros de concreto, muros de mampostería, nervaduras, trabes, losas, capiteles, castillos, cadenas, entre otros con los módulos de elasticidad descritos anteriormente.

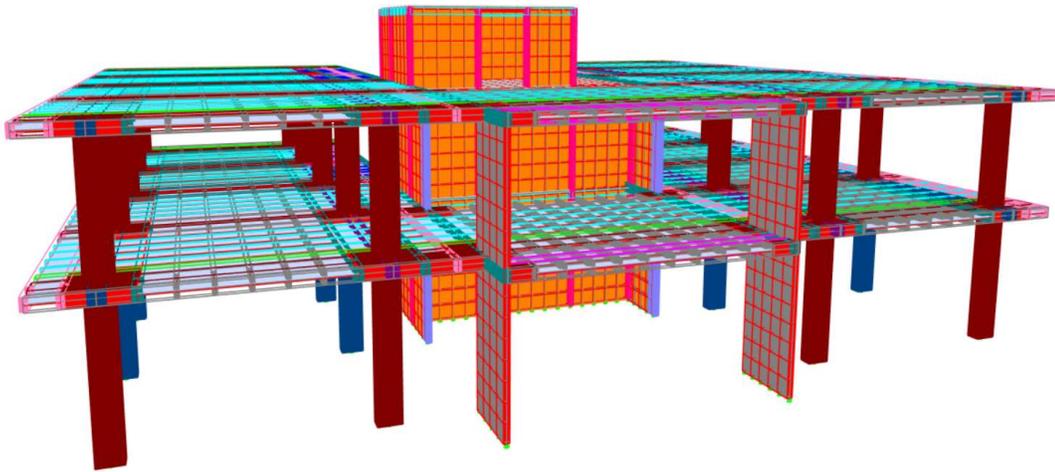


Figura 35. Modelo Extruido 3D vista frontal.

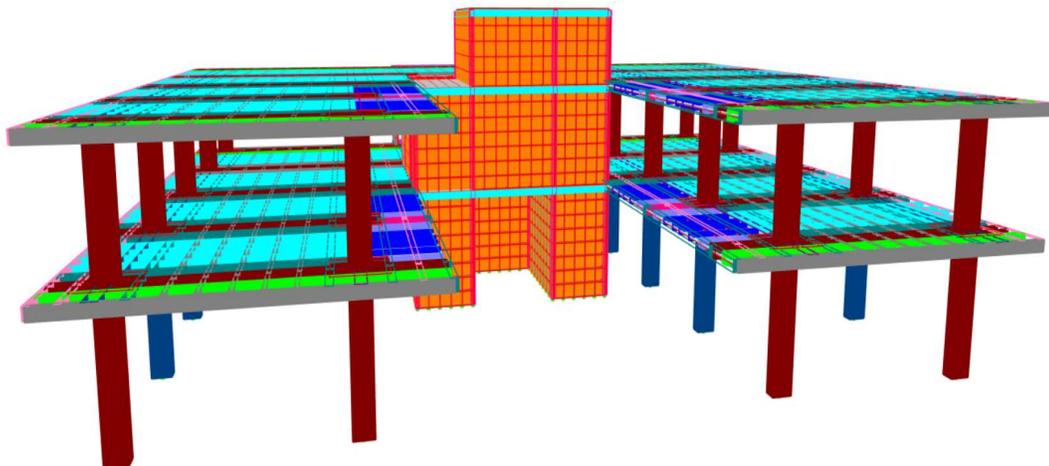


Figura 36. Modelo Extruido 3D vista posterior.

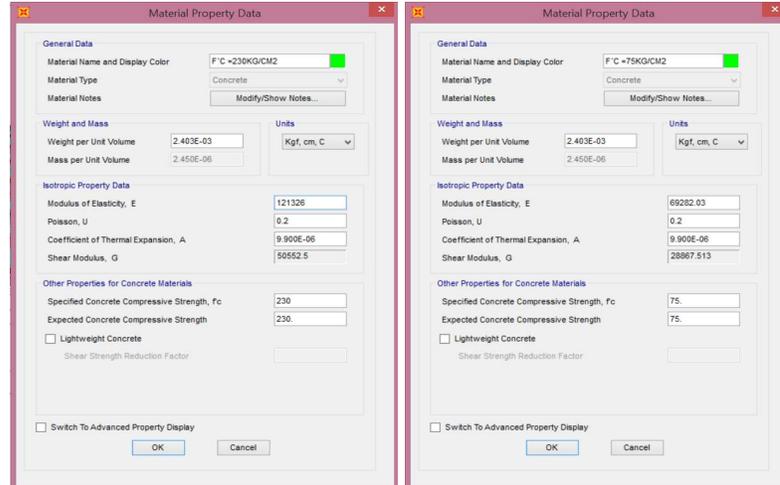


Figura 37. Propiedades del Concreto $F'c=230\text{kg/cm}^2$ y $F'c=75\text{kg/cm}^2$.

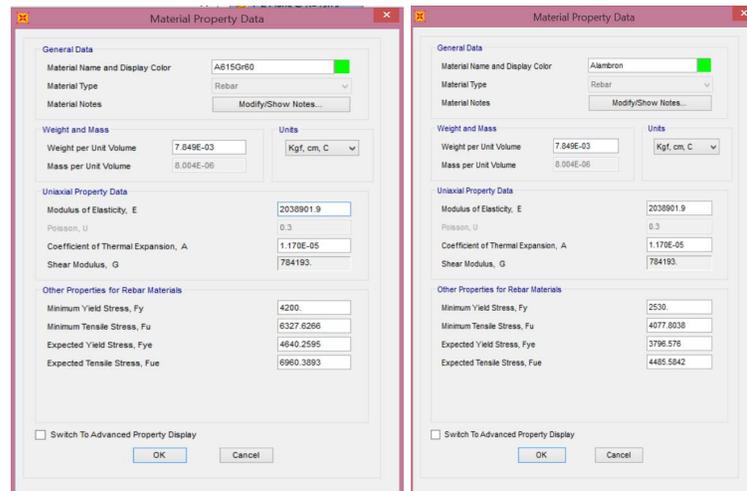


Figura 38. Propiedades del Acero $Fy=4,200\text{kg/cm}^2$ y $Fy=2,530\text{kg/cm}^2$.

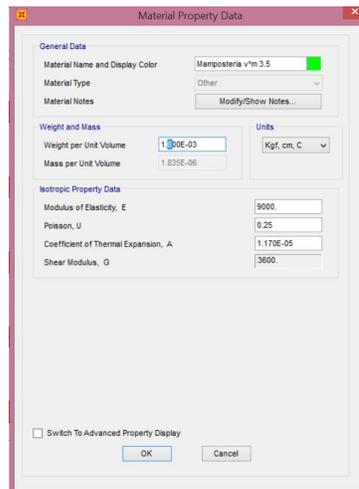


Figura 39. Propiedades de la Mampostería.

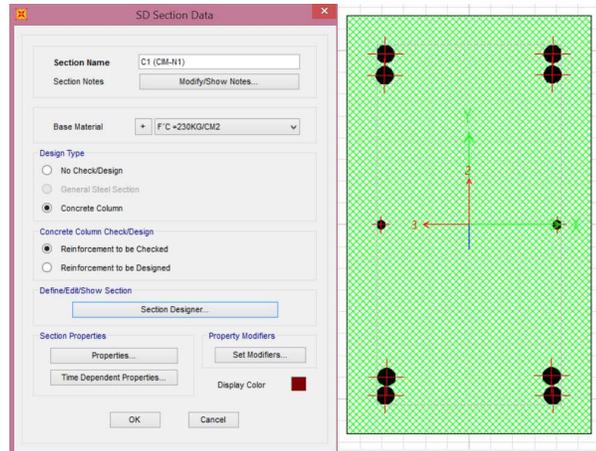


Figura 40. Columnas del eje 1 y 5 del primer piso y todas las del segundo piso (60cm x 35cm armada con 8 varillas #8 + 2 varillas #4 y E#2.5 @ 30cm).

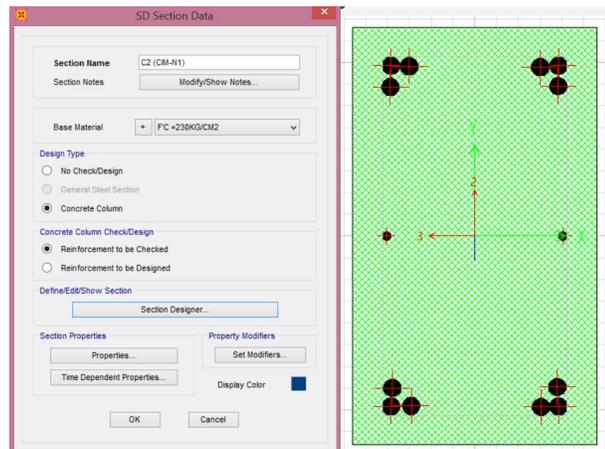


Figura 41. Columnas del eje 2, 3 y 4 del primer piso (60cm x 35cm armada con 12 varillas #8 + 2 varillas #4 y E#2.5 @ 30cm).

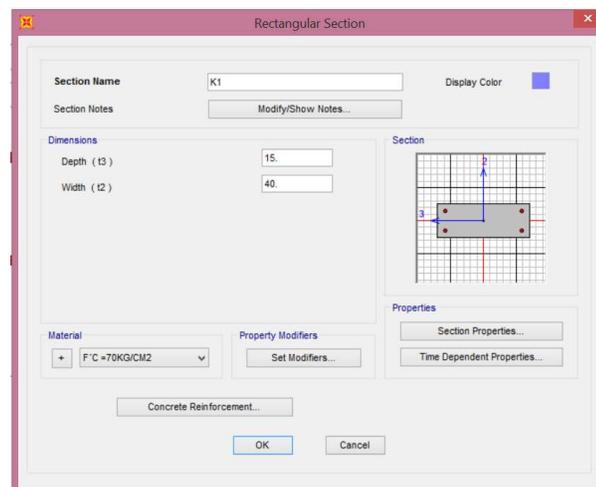


Figura 42. Castillo K1 (40cm x 15cm armada con 4 varillas #5 y E#2 @ 15cm).

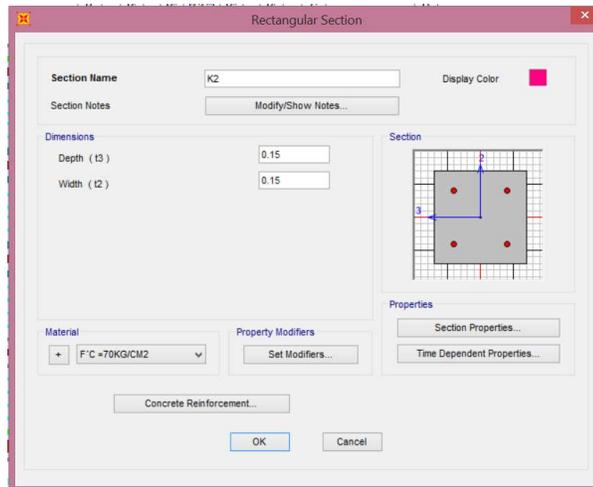


Figura 43. Castillo K2 (15cm x 15cm armada con 4 varillas #3 y E#2 @ 15cm).

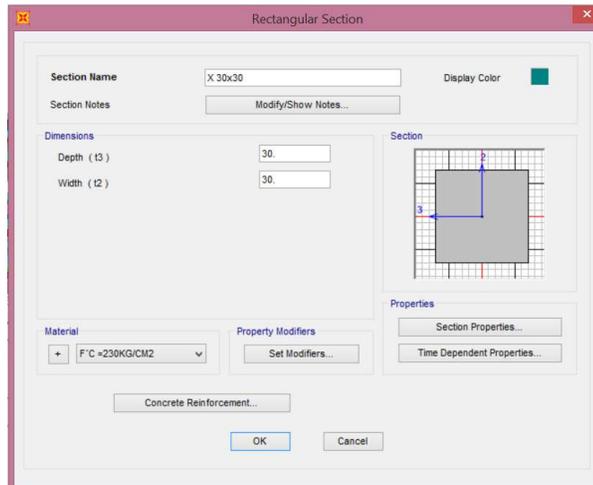


Figura 44. Nervadura de 30cm x 30cm.

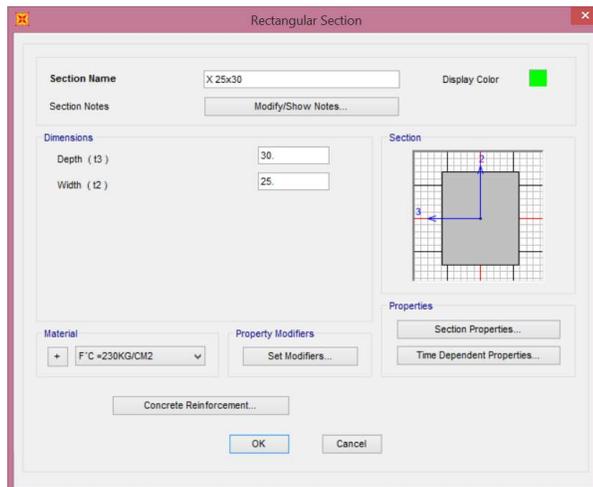


Figura 45. Nervadura de 25cm x 30cm.

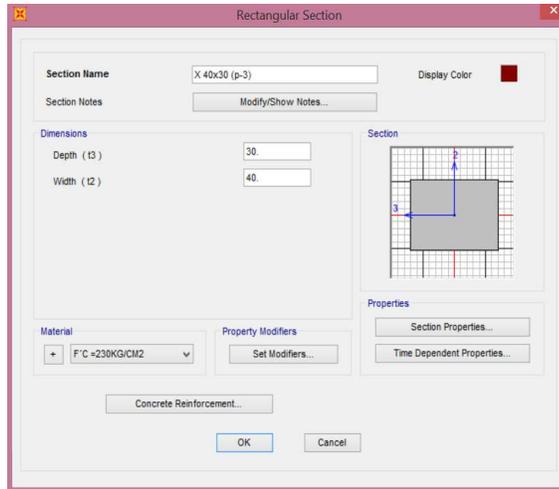


Figura 46. Nervadura de 40cm x 30cm.

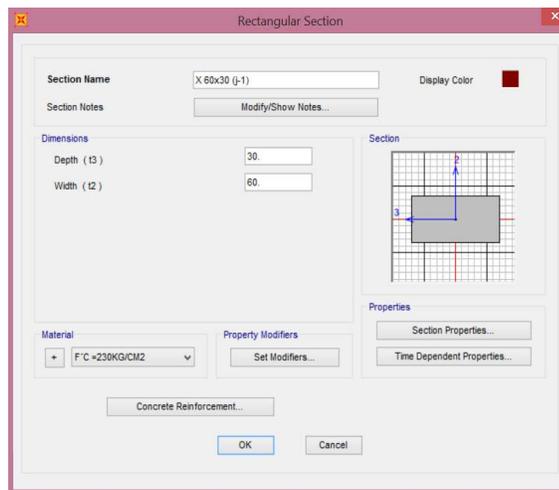


Figura 47. Nervadura de 60cm x 30cm.

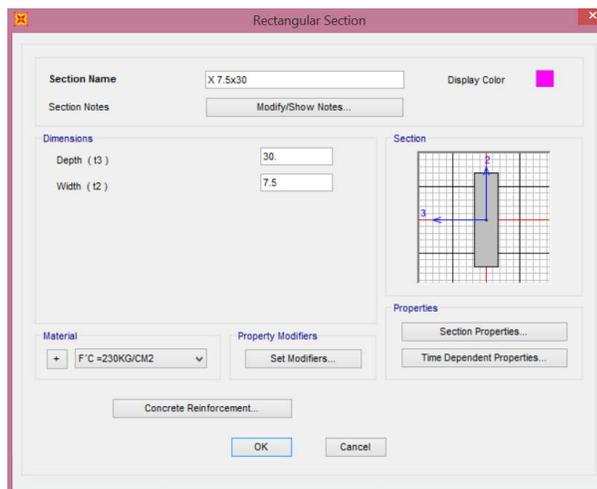


Figura 48. Nervadura de 7.5cm x 30cm.

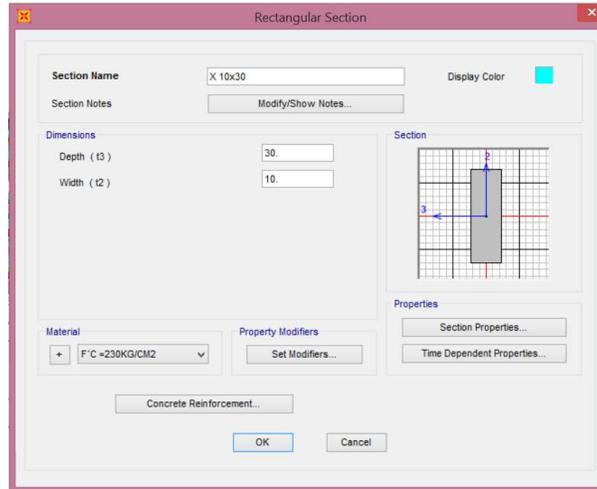


Figura 49. Nervadura de 10cm x 30cm.

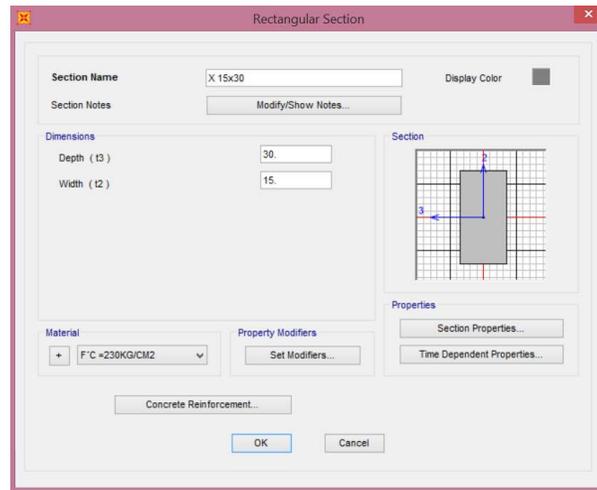


Figura 50. Nervadura de 15cm x 30cm.

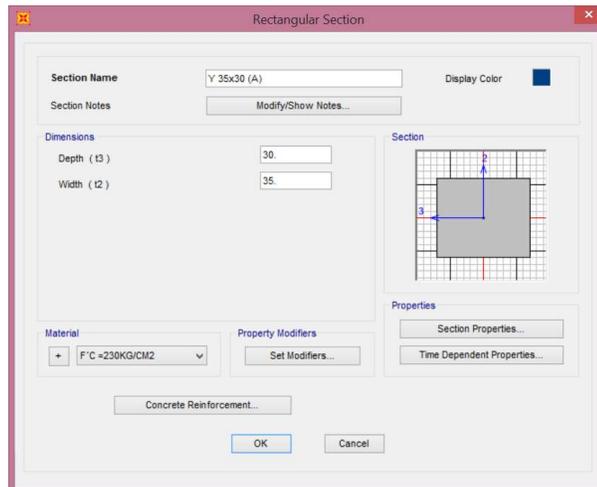


Figura 51. Nervadura de 35cm x 30cm.

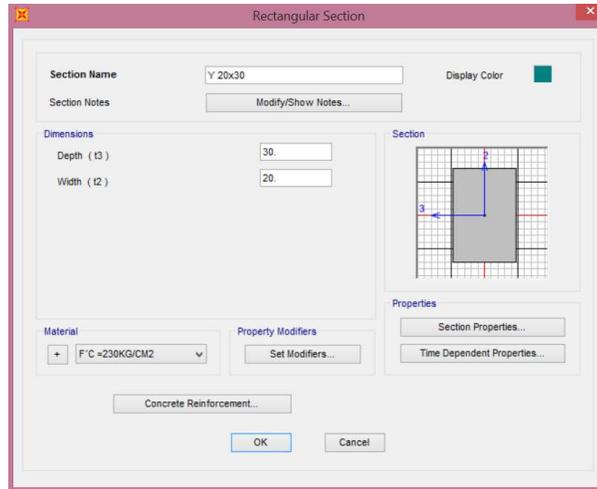


Figura 52. Nervadura 20x30cm

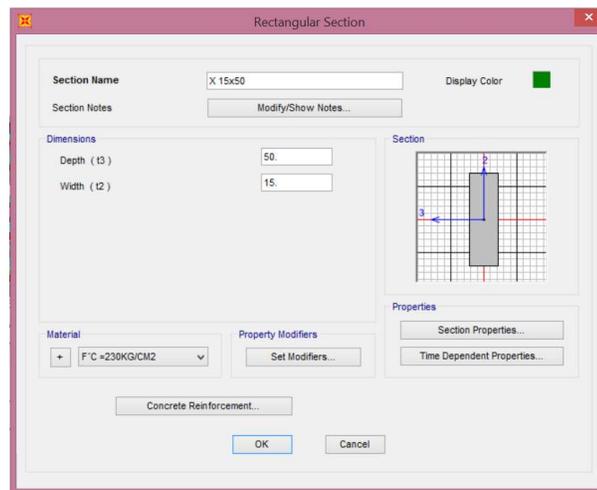


Figura 53. Nervadura 15x50cm

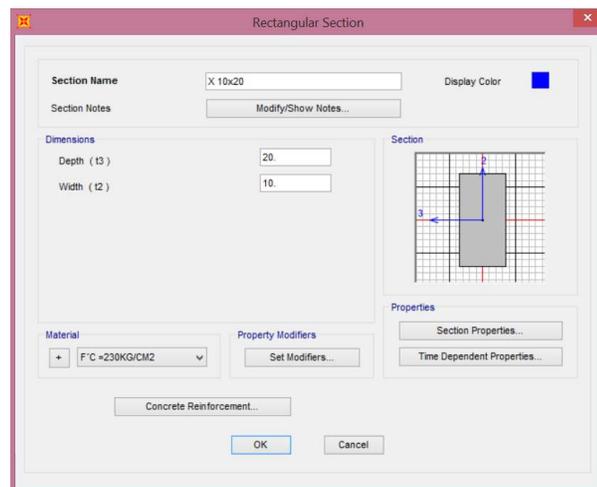


Figura 54. Nervadura de 10cm x 20cm.

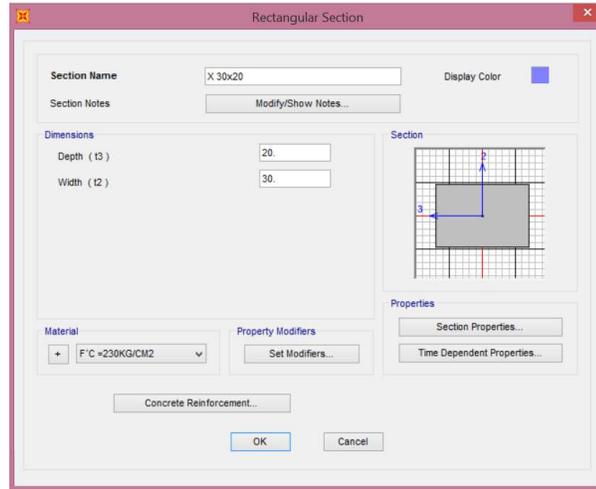


Figura 55. Nervadura de 30 x 20cm.

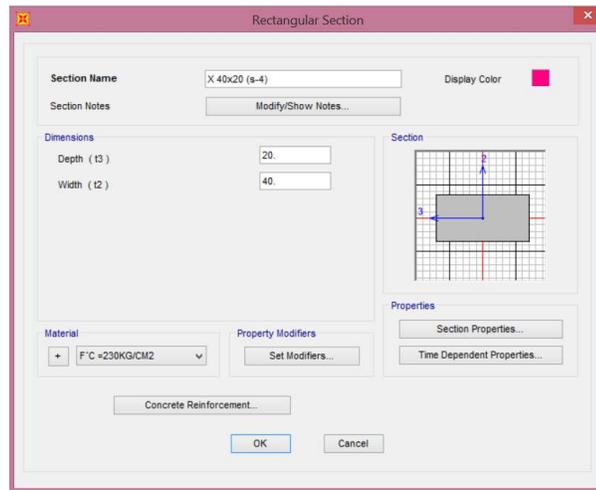


Figura 56. Nervadura de 40cm x 20cm.

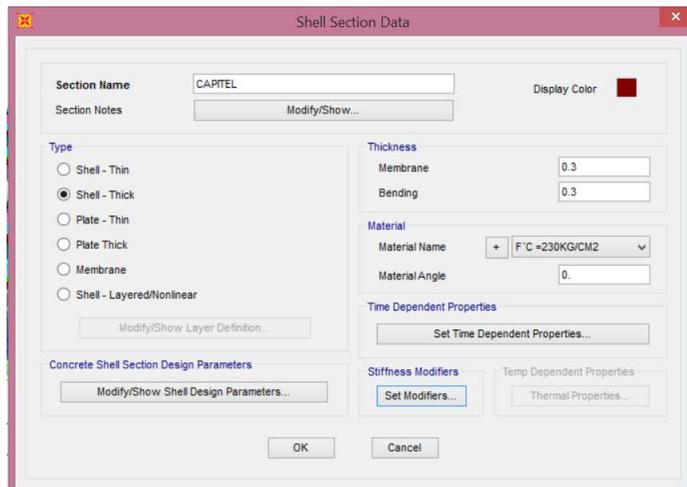


Figura 57. Sección de Capitel h=30cm.

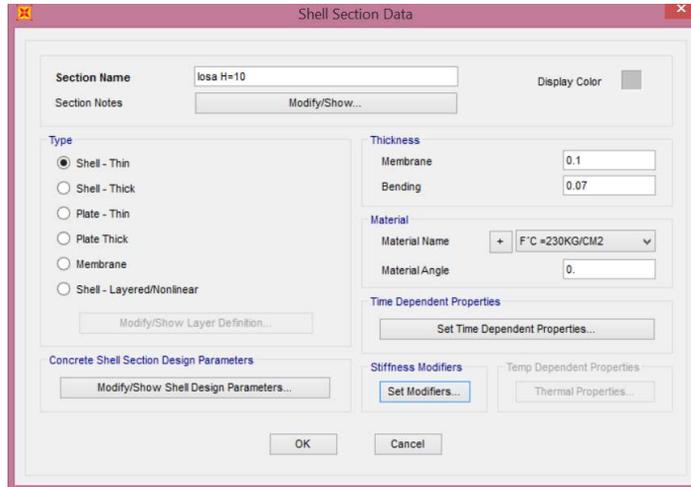


Figura 58. Sección de Losa maciza h=10cm.

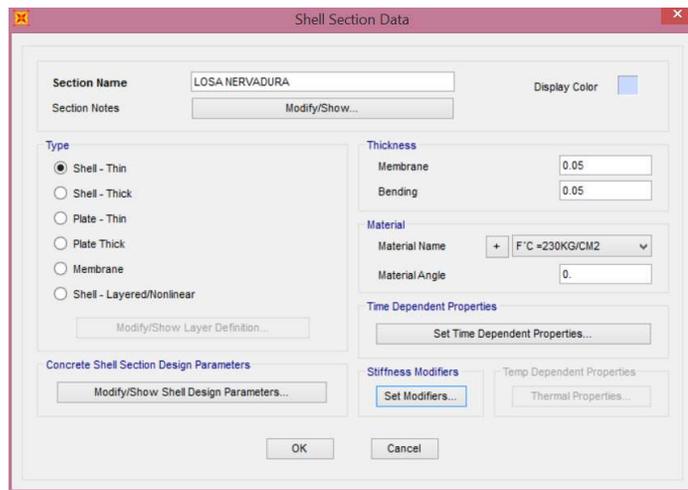


Figura 59. Sección de Losa para nervaduras h=5 cm.

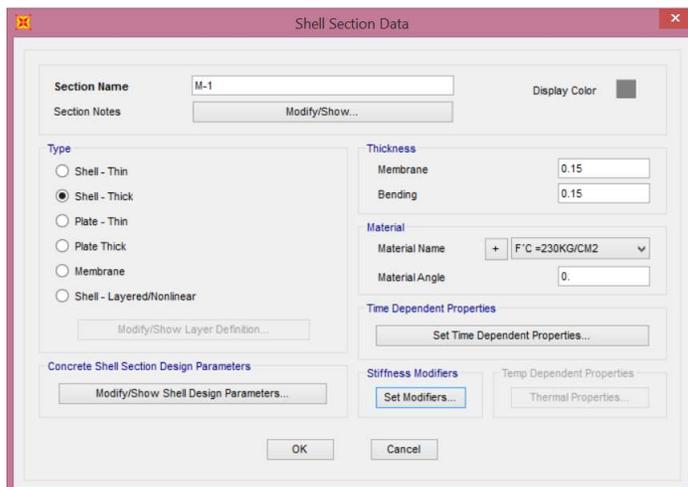


Figura 60. Sección de Muro de concreto reforzado (M-1), t=15 cm.

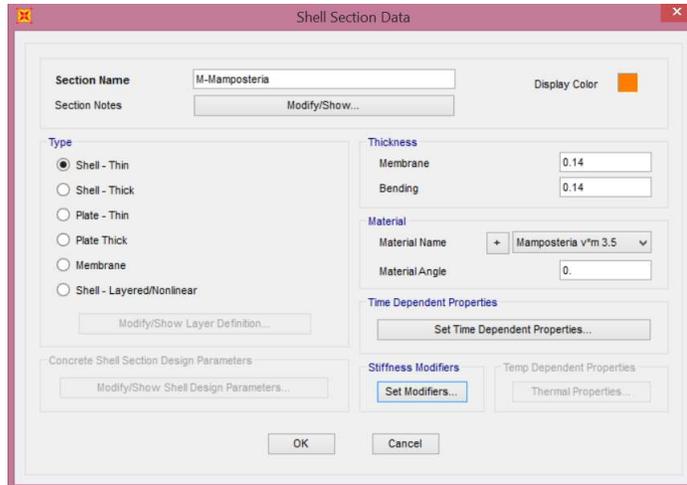


Figura 61. Sección de Muro de mampostería, $t=14\text{cm}$.

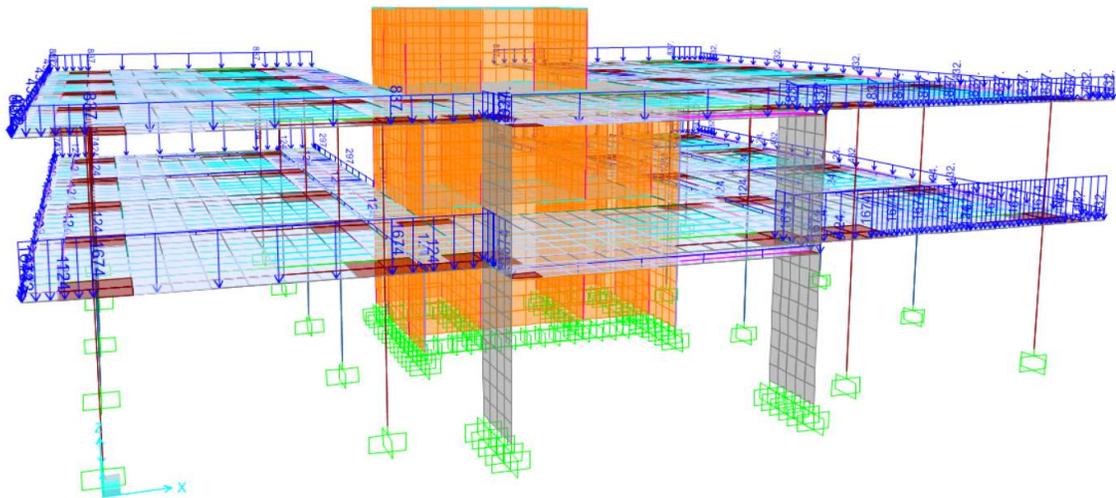


Figura 62. Cargas muertas adicionales, vista frontal.

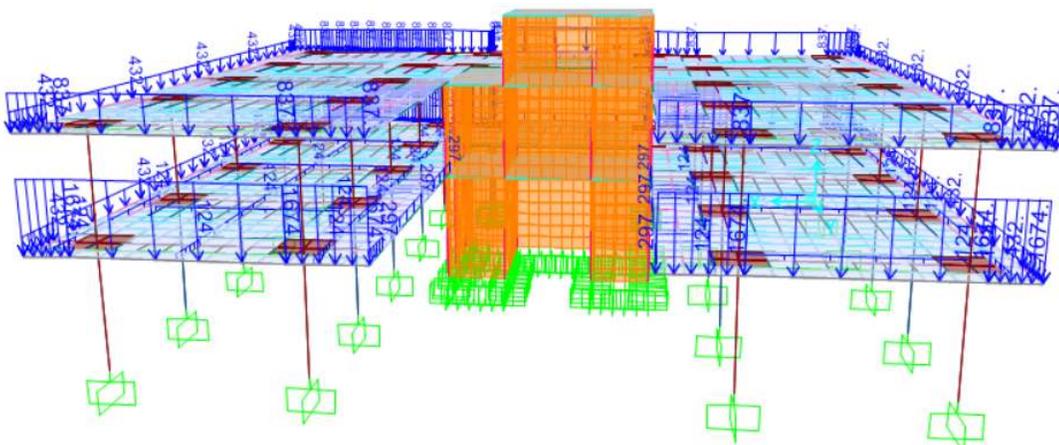


Figura 63. Cargas muertas adicionales, vista posterior.

3.13. RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

3.13.1. Deformadas

A continuación, se muestra el comportamiento paramétrico de la estructura de acuerdo a un análisis matricial (método de rigideces) y de elementos finitos realizado en el modelo tridimensional, tal como las deformadas, los modos de virar, su comportamiento modal, entre otros.

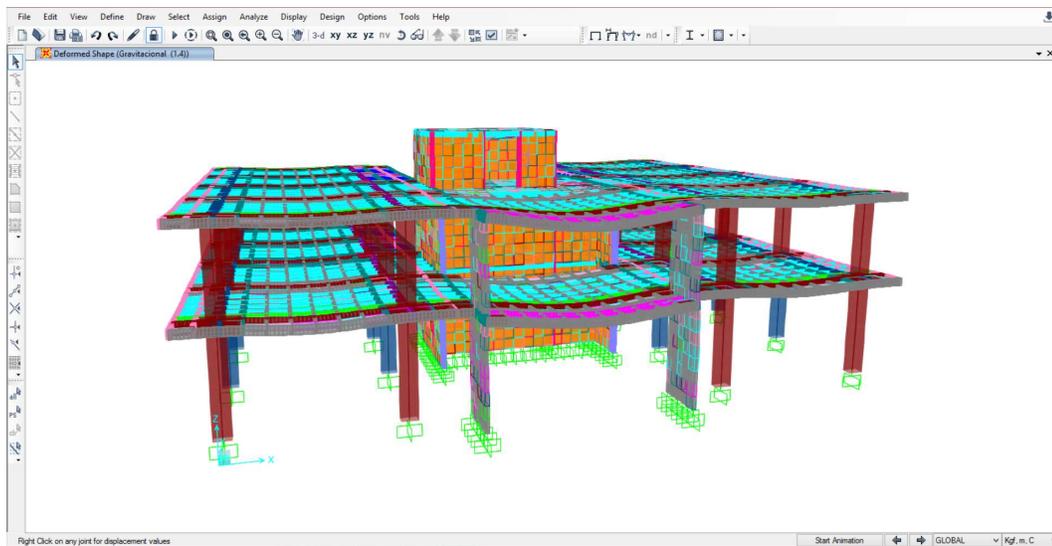


Figura 64. Deformada por cargas gravitacionales F.C.=1.4 (vista frontal).

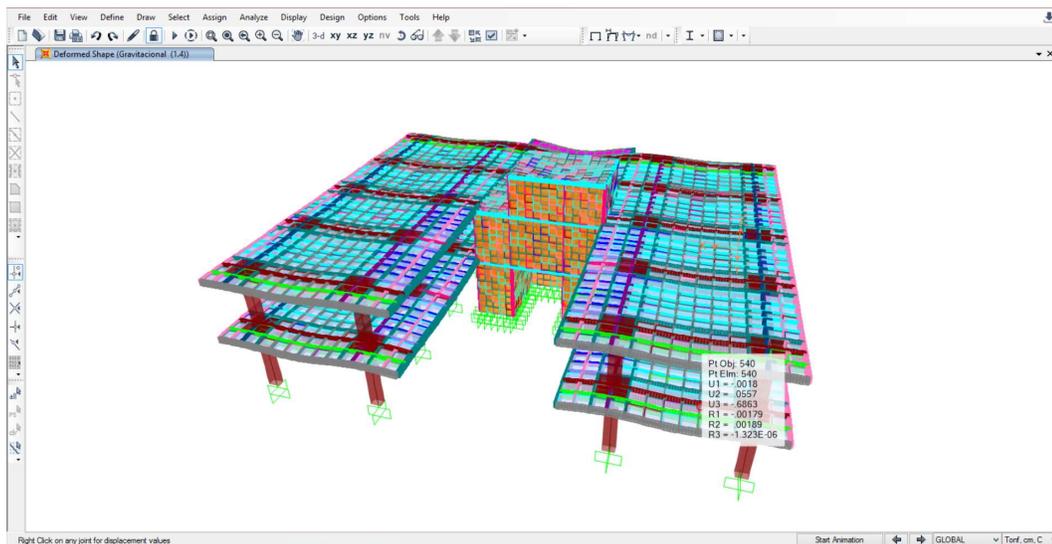


Figura 65. Deformada por cargas gravitacionales F.C.=1.4 (vista posterior).

En el primer modo de vibrar encontramos que la forma de “C” que tiene el edificio hace que este tenga problemas de torsión grandes, donde los desplazamientos se presentan por medio de giros en las plantas.

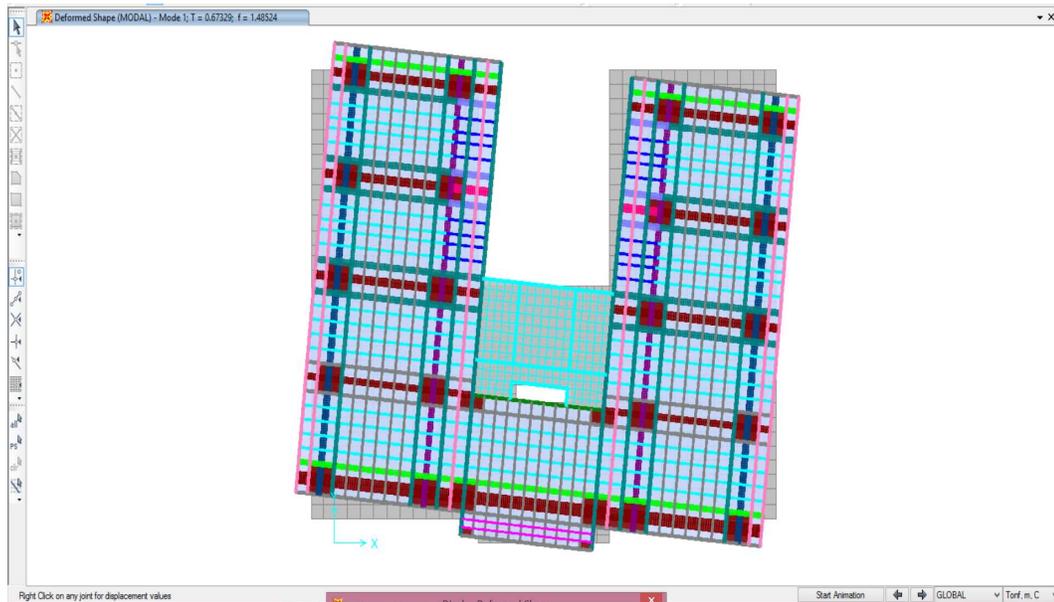


Figura 66. Deformada; Modo de vibrar #1 (vista en planta).

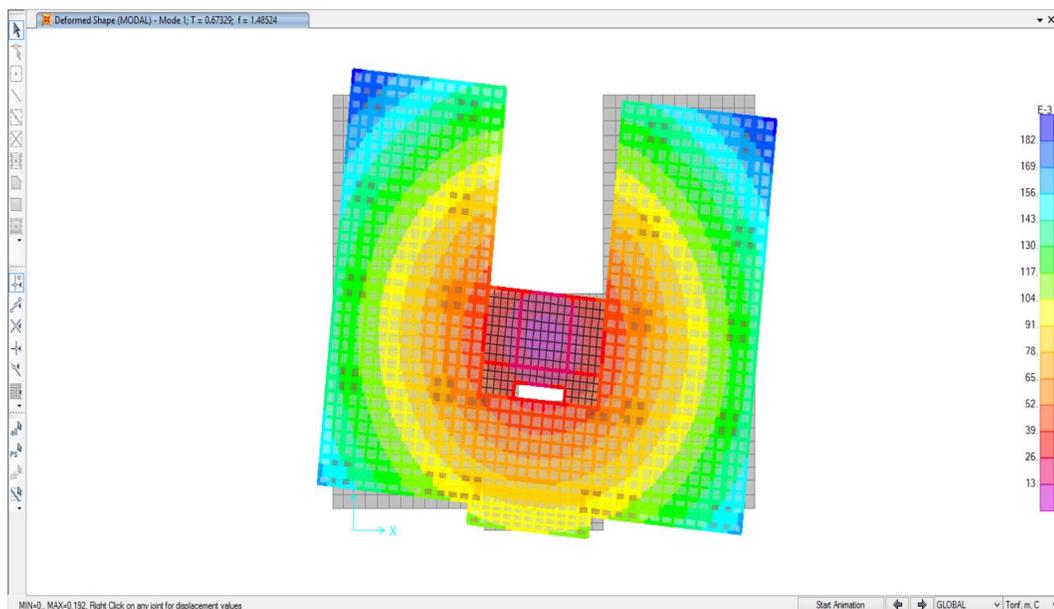


Figura 67. Deformada; Modo de vibrar #1 (resultante, vista en planta).

En el segundo modo de vibrar encontramos que la edificación tiene un movimiento de traslación en dirección X con una torsión que tiende que el edificio rote sobre su eje Z.

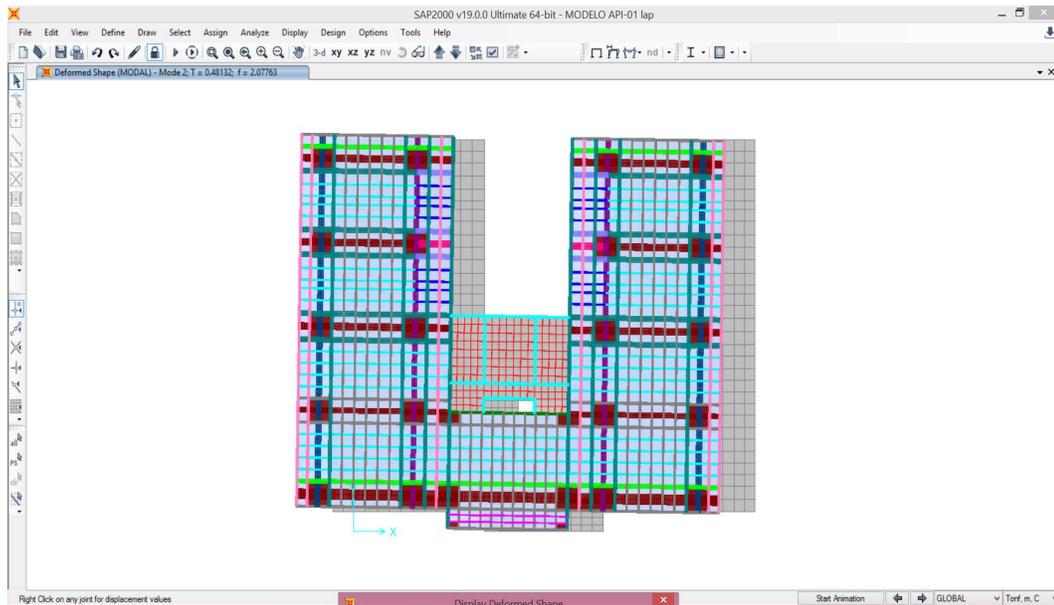


Figura 68. Deformada; Modo de vibrar #2 (vista en planta).

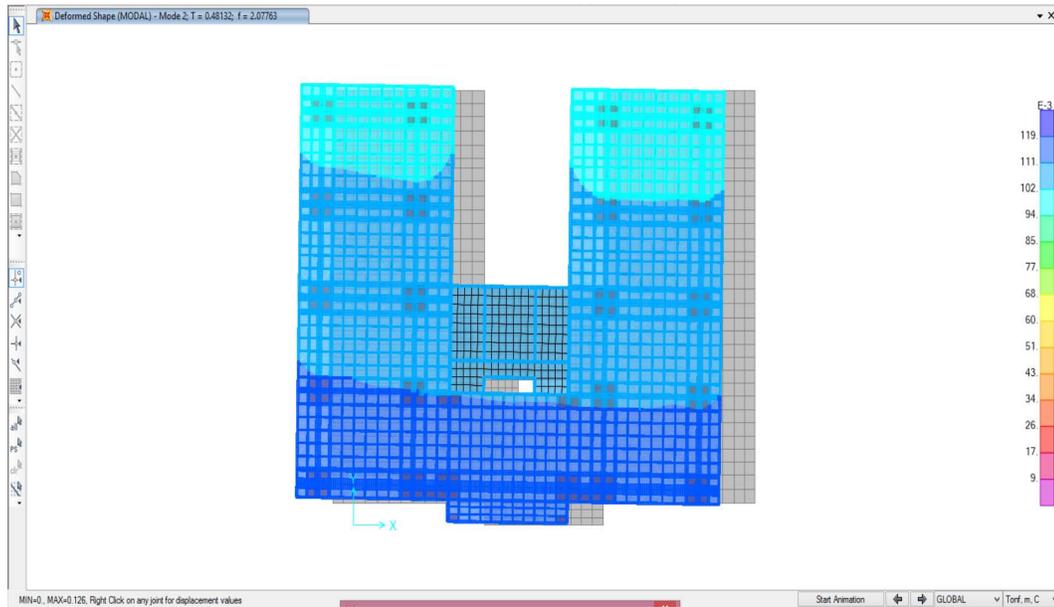


Figura 69. Deformada; Modo de vibrar #2 (resultante, vista en planta).

En el tercer modo de vibrar encontramos que este tiene un desplazamiento de translación en dirección Y, donde la torsión es casi nula.

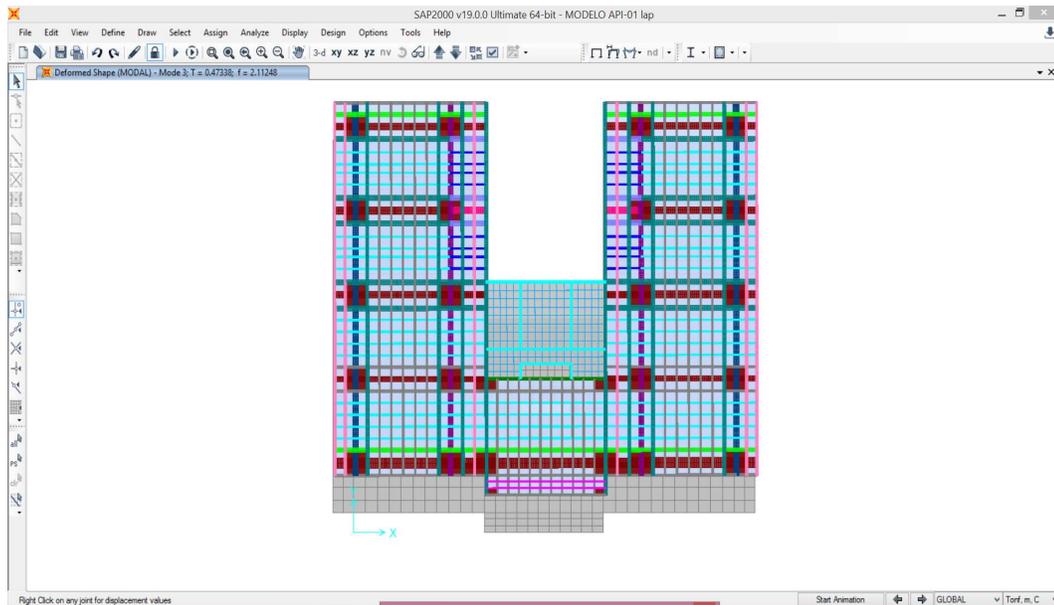


Figura 70. Deformada; Modo de vibrar #3 (vista en planta).

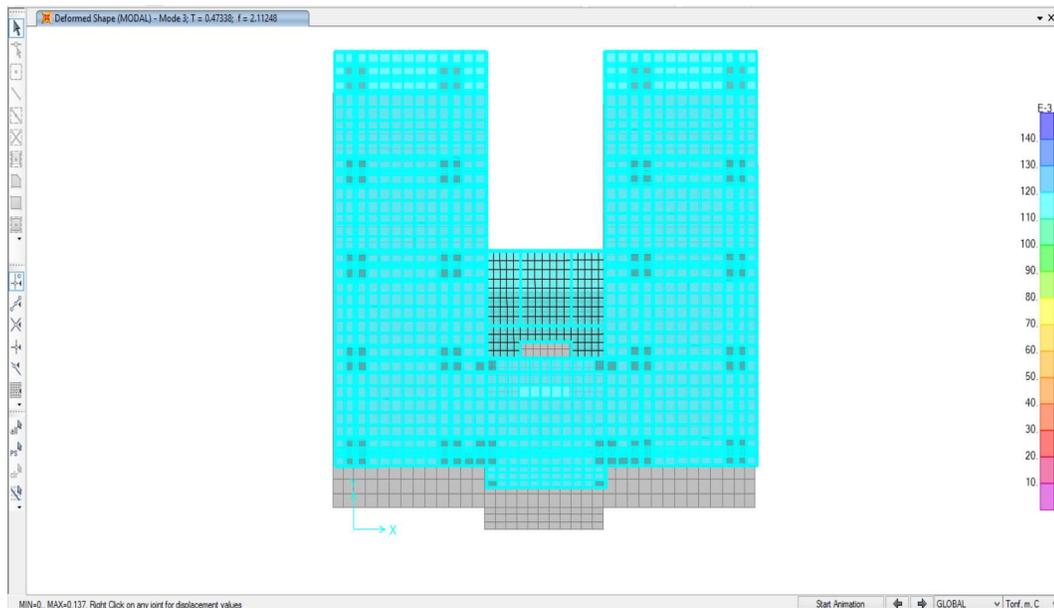


Figura 71. Deformada; Modo de vibrar #3 (resultante, vista en planta).

3.13.2. Información Modal de la Estructura

En la tabla siguiente se presenta los periodos fundamentales de vibración de la estructura, para cada una de las cuatro posiciones del centro de masas prescritas en las NTC-2004 (solo se muestran los primeros 20 modos por espacio en este trabajo).

Tabla 31. Información Modal de la Estructura.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.67329	1.48524313	9.3320578	87.0873028
MODAL	Mode	2	0.481319	2.07762635	13.0541114	170.409823
MODAL	Mode	3	0.473378	2.11247669	13.2730825	176.174719
MODAL	Mode	4	0.216732	4.61398526	28.9905244	840.450506
MODAL	Mode	5	0.214227	4.667942459	29.32954747	860.222355
MODAL	Mode	6	0.204166	4.897967741	30.77483895	947.0907121
MODAL	Mode	7	0.186983	5.348089311	33.60303618	1129.164041
MODAL	Mode	8	0.186575	5.359761577	33.67637519	1134.098246
MODAL	Mode	9	0.184958	5.406619938	33.97079495	1154.01491
MODAL	Mode	10	0.17718	5.643991202	35.4622426	1257.57065
MODAL	Mode	11	0.171285	5.838210563	36.68255883	1345.610122
MODAL	Mode	12	0.170162	5.876741345	36.92465488	1363.430138
MODAL	Mode	13	0.167308	5.977014888	37.55469212	1410.3549
MODAL	Mode	14	0.162617	6.149427619	38.63799326	1492.894524
MODAL	Mode	15	0.160808	6.218608843	39.07267171	1526.673675
MODAL	Mode	16	0.158175	6.322097328	39.72290904	1577.909503
MODAL	Mode	17	0.156789	6.378012902	40.07423696	1605.944468
MODAL	Mode	18	0.156007	6.409974588	40.27505815	1622.080309
MODAL	Mode	19	0.153329	6.521915144	40.97840141	1679.229382
MODAL	Mode	20	0.150313	6.652802001	41.80078778	1747.305859

Tabla 32. Porcentaje de masas en rotación para los diferentes modos de vibración.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	StepType	StepNum	Period	RX	RY	RZ	% DE MASA ROTACIONAL PARA MODO "n" EN ROTACION SOBRE EJE "i"			
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	SUMA TOTAL	%RX	%RY	%RZ
MODAL	Mode	1	0.67329	0.00001625	2.713E-07	0.905107	0.905108896	0.0002%	0.0000%	99.9998%
MODAL	Mode	2	0.481319	0.000038	0.005851	0.006049	0.011938	0.3183%	49.0116%	50.6701%
MODAL	Mode	3	0.473378	0.01074	0.000015	0.000021	0.010776	99.6659%	0.1392%	0.1949%
MODAL	Mode	4	0.216732	0.049345	1.341E-07	2.081E-07	0.049345342	99.9993%	0.0003%	0.0004%
MODAL	Mode	5	0.214227	1.921E-07	0.000048	0.082984	0.083032192	0.0002%	0.0578%	99.9420%
MODAL	Mode	6	0.204166	0.022893	1.434E-09	3.134E-09	0.022893005	100.0000%	0.0000%	0.0000%
MODAL	Mode	7	0.186983	0.003673	0.00228	0.000003159	0.005956159	61.6673%	38.2797%	0.0530%
MODAL	Mode	8	0.186575	0.00328	0.002221	0.000003898	0.005504898	59.5833%	40.3459%	0.0708%
MODAL	Mode	9	0.184958	0.000025	0.000002202	6.265E-10	2.72026E-05	91.9029%	8.0948%	0.0023%
MODAL	Mode	10	0.17718	0.000032	0.000162	2.179E-08	0.000194022	16.4930%	83.4958%	0.0112%
MODAL	Mode	11	0.171285	0.012997	0.001652	0.000643	0.015292	84.9922%	10.8030%	4.2048%
MODAL	Mode	12	0.170162	0.012599	0.003114	0.000828	0.016541	76.1683%	18.8259%	5.0057%
MODAL	Mode	13	0.167308	0.002272	4.359E-09	7.004E-08	0.002272074	99.9967%	0.0002%	0.0031%
MODAL	Mode	14	0.162617	5.583E-07	0.039492	0.000016	0.039508558	0.0014%	99.9581%	0.0405%
MODAL	Mode	15	0.160808	0.049222	0.000003528	3.229E-07	0.049225851	99.9922%	0.0072%	0.0007%
MODAL	Mode	16	0.158175	5.548E-08	0.000457	0.00004	0.000497055	0.0112%	91.9414%	8.0474%
MODAL	Mode	17	0.156789	0.008508	1.784E-07	0.000001298	0.008509476	99.9826%	0.0021%	0.0153%
MODAL	Mode	18	0.156007	0.000391	0.002475	0.00007	0.002936	13.3174%	84.2984%	2.3842%
MODAL	Mode	19	0.153329	0.022413	0.000021	3.488E-08	0.022434035	99.9062%	0.0936%	0.0002%
MODAL	Mode	20	0.150313	0.000029	0.000003706	0.00004	0.000072706	39.8867%	5.0972%	55.0161%

3.13.3. Pesos Efectivos para Análisis Dinámico

En el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal también se menciona lo siguiente acerca del análisis modal: *cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotaciones con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos de vibración con un periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis. Si en el análisis se reconoce el acoplamiento deberá incluirse el efecto de los modos naturales necesarios para que la suma de pesos efectivos en cada dirección sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura* (NTC-Sismo, 2004).

En la determinación de la respuesta espectral del edificio se consideró un total de 340 modos de vibrar esto para tener más del 90% del total de la participación de la masa.

Tabla 33. Porcentaje de masas para análisis dinámico.

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9991	99.4828
MODAL	Acceleration	UY	99.9991	99.3262

3.13.4. Efecto de la Torsión

Uno de los efectos que se debe mencionar es el efecto de Torsión, el cual se genera en todos los edificios, en realidad por lo general el primer modo de vibración es el desplazamiento en una dirección, el segundo el desplazamiento en la otra dirección, y en el tercer modo de vibración la estructura presenta un fenómeno que se conoce como torsión, donde los desplazamientos se presentan por medio de giros en las plantas, es decir, en lugar de tener únicamente desplazamientos hacia un lado u otro (el mismo en toda la estructura) hay un desplazamiento de un extremo de la estructura hacia coordenadas positivas y del otro extremo el desplazamiento es negativo, esto genera lo ya mencionado antes como efecto de torsión.

El reglamento exige que se “Provoque” por decir de alguna manera, el efecto de torsión, esto se hace adicionando un momento en el eje Z de una proporción igual a la fuerza sísmica

multiplicado por $b/10$ donde b es la dimensión transversal a la aplicación de la fuerza horizontal accidental, lo que genera efectos de torsión.

Para tomar en cuenta los efectos de torsión accidental el Reglamento nos pide adicionar un momento igual a la fuerza de sismo en el entrepiso multiplicada por $b/10$ donde b es la dimensión de la losa perpendicular a la aplicación de la fuerza.

Por tal motivo de que el periodo fundamental de vibración #1 tiende a ser de tipo torsión, se le adicionó una con una torsión accidental del 10% de la dimensión de las plantas para cada dirección. En un análisis dinámico tridimensional el efecto de torsión viene implícitamente en la estructuración, pero debido a que el periodo fundamental es de este tipo se optó por adicionarle este último.

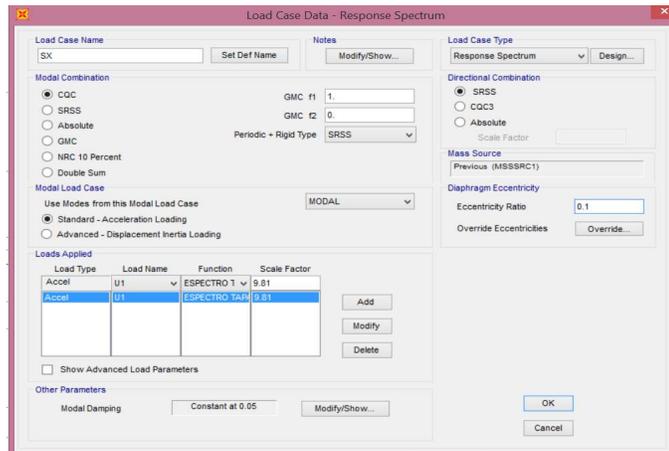


Figura 72. Efecto de Torsión.

3.13.5. Cortante Basal

Se hizo la revisión por cortante basal que marca la Norma Técnica Complementaria Diseño por Sismo donde se verifica que el análisis dinámico cumpla con ciertos parámetros para poder ser empleado en el diseño o revisión de elementos estructurales.

Se observa que el cortante dinámico cumple con ser mayor del 80% del estático.

Tabla 34. Comparación de las fuerzas cortantes dinámicas y estáticas en la base del edificio.

Cortante estático	Cortante dinámico	Cortante dinámico	Vdx/Ve	Vdy/Ve
Ve (ton)	Vdx (ton)	Vdy (ton)	%	%
617.68	565.28	546.49	91.5%	88.5%

3.13.6. Revisión de Desplazamientos *Laterales* (NTC-2004)

Se determinaron los desplazamientos horizontales que se presentan en cada nivel, producidos por las cargas laterales, y se compararon con los máximos desplazamientos relativos de entrepiso permisibles, por el Reglamento, que son de $0.006h$, donde h es la altura del entrepiso en cuestión, indicando lo siguiente:

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q .

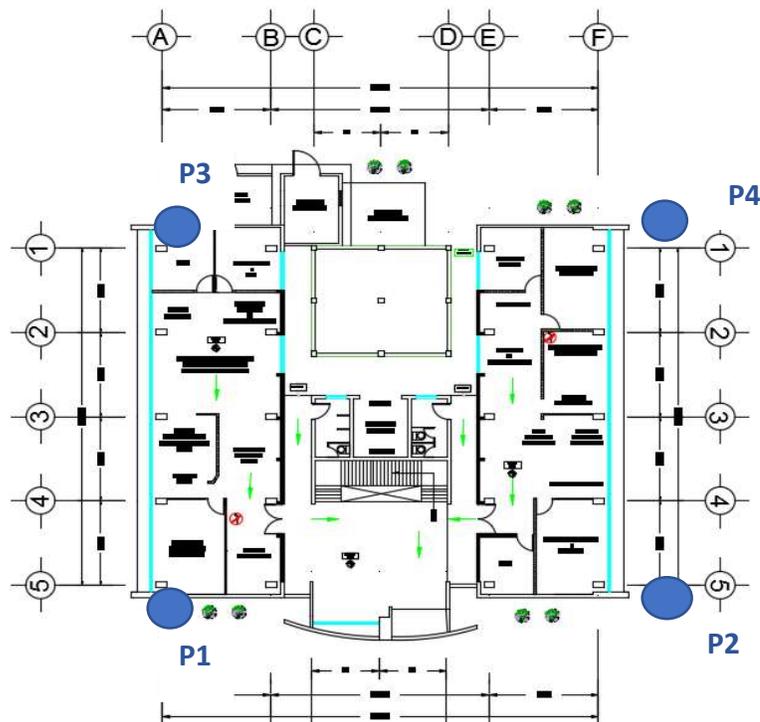


Figura 73. Localización de puntos P1, P2, P3 y P4 para revisión de desplazamientos laterales.

Tabla 35. Distorsión de entrepiso Punto 1 en X.

P1		SX		DESPLAZAMIENTOS		Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
Q = 2				TOTALES	RELATIVOS	SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
NIVEL	h _n (m)	h' _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _n /R _n (cm)	Q X'n / h'n ≤ 0.006		
2	7.25	3.40	9.06067	3.783087	0.011	NO	
1	3.85	3.85	5.27758	5.277583	0.014	NO	

Tabla 36. Distorsión de entrepiso Punto 1 en Y.

P1		SY		DESPLAZAMIENTOS		Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
Q = 2				TOTALES	RELATIVOS	SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
NIVEL	h _n (m)	h' _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _n /R _n (cm)	Q X'n / h'n ≤ 0.006		
2	7.25	3.40	9.90411	4.72975	0.014	NO	
1	3.85	3.85	5.17436	5.17436	0.013	NO	

Tabla 37. Distorsión de entrepiso Punto 2 en X.

P2		SX		DESPLAZAMIENTOS		Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
Q = 2				TOTALES	RELATIVOS	SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
NIVEL	h _n (m)	h' _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _n /R _n (cm)	Q X'n / h'n ≤ 0.006		
2	7.25	3.40	9.06067	3.783087	0.011	NO	
1	3.85	3.85	5.277583	5.277583	0.014	NO	

Tabla 38. Distorsión de entrepiso Punto 2 en Y.

P2		SY		DESPLAZAMIENTOS		Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
Q = 2				TOTALES	RELATIVOS	SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
NIVEL	h _n (m)	h' _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _n /R _n (cm)	Q X'n / h'n ≤ 0.006		
2	7.25	3.40	9.940252	4.749149	0.014	NO	
1	3.85	3.85	5.191103	5.191103	0.013	NO	

Tabla 39. Distorsión de entrepiso Punto 3 en X.

P3		SX		DESPLAZAMIENTOS		Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
Q = 2				TOTALES	RELATIVOS	SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
NIVEL	h _n (m)	h' _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _n /R _n (cm)	Q X'n / h'n ≤ 0.006		
2	7.25	3.40	9.01018	3.861967	0.011	NO	
1	3.85	3.85	5.14821	5.148209	0.013	NO	

Tabla 40. Distorsión de entrepiso Punto 3 en Y.

P3		SY		DESPLAZAMIENTOS		Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
Q = 2				TOTALES	RELATIVOS	SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
NIVEL	h _n (m)	h' _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _n /R _n (cm)	Q X'n / h'n ≤ 0.006		
2	7.25	3.40	9.90411	4.72975	0.014	NO	
1	3.85	3.85	5.17436	5.17436	0.013	NO	

Tabla 41. Distorsión de entrepiso Punto 4 en X.

P4		SX		DESPLAZAMIENTOS		Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
Q = 2				TOTALES	RELATIVOS	SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
NIVEL	h _n (m)	h' _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _n /R _n (cm)	Q X'n / h'n ≤ 0.006		
2	7.25	3.40	9.01018	3.861967	0.011	NO	
1	3.85	3.85	5.14821	5.148209	0.013	NO	

Tabla 42. Distorsión de entrepiso Punto 4 en Y.

P4		SY		DESPLAZAMIENTOS		Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
Q = 2				TOTALES	RELATIVOS	SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
NIVEL	h _n (m)	h' _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _n /R _n (cm)	Q X'n / h'n ≤ 0.006		
2	7.25	3.40	9.94025	4.74915	0.014	NO	
1	3.85	3.85	5.1911	5.1911	0.013	NO	

En las tablas anteriores se muestran los desplazamientos de entrepiso (derivas) las cuales están multiplicadas por el factor de ductilidad, Q, correspondiente. Los desplazamientos resultantes son mayores que lo máximo permisible por lo tanto esta estructuración es muy flexible y se sale de Normativa al tener desplazamientos mucho mayores a los permisibles para seguridad estructural contra el colapso.

3.13.7. Revisión de Elementos Estructurales

Se obtuvieron los elementos mecánicos de los miembros estructurales para las diferentes combinaciones de carga, revisando que no se excediera la capacidad de resistencia de dichos elementos estructurales.

3.13.7.1. Criterios de Diseño

Toda estructura y cada una de sus partes son diseñadas para cumplir los siguientes lineamientos básicos (NTC-2004):

- *Tener la seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.*
- *No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.*
- *El método que toma las NTC para estructuras de concreto del RCDF (método para el diseño por estados límites de falla); es decir, el diseño para elementos que aseguran la resistencia mecánica del elemento estructural antes del colapso. Mientras que el diseño por estados límites de servicio incluye la revisión por deflexiones, vibraciones y demás efectos en las estructuras para que no afecten su buen funcionamiento.*

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, FR. Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- a) $FR=0.9$ para flexión.
- b) $FR=0.8$ para cortante y torsión.
- c) $FR=0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Flexocompresión:

$FR=0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos de la sección 6.2.4, o con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.b;

$FR=0.8$ cuando el elemento falle en tensión;

$FR=0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y

e) $FR = 0.7$ para aplastamiento.

3.13.7.2. Elementos Mecánicos de la estructuración

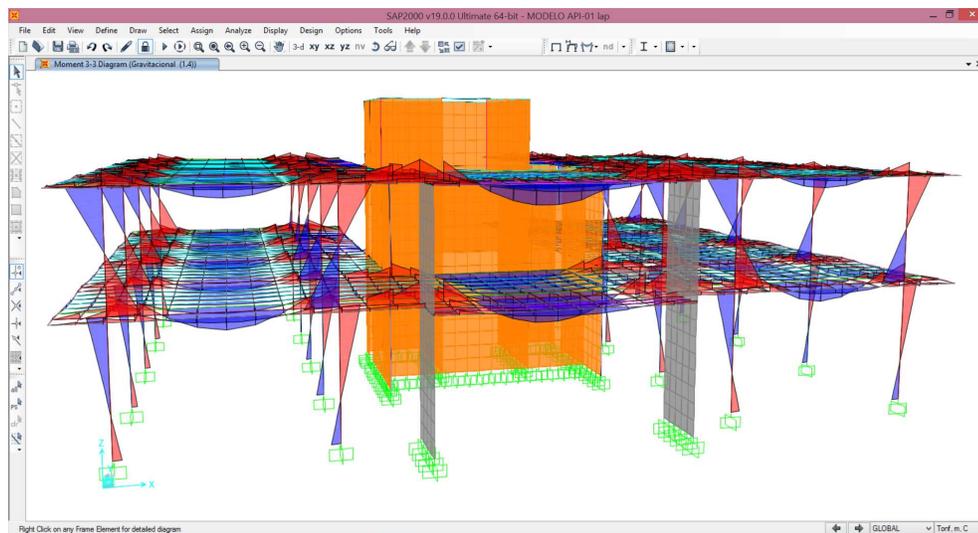


Figura 74. Elementos mecánicos (flexión) resultantes de cargas gravitacionales $F.C.=1.4$

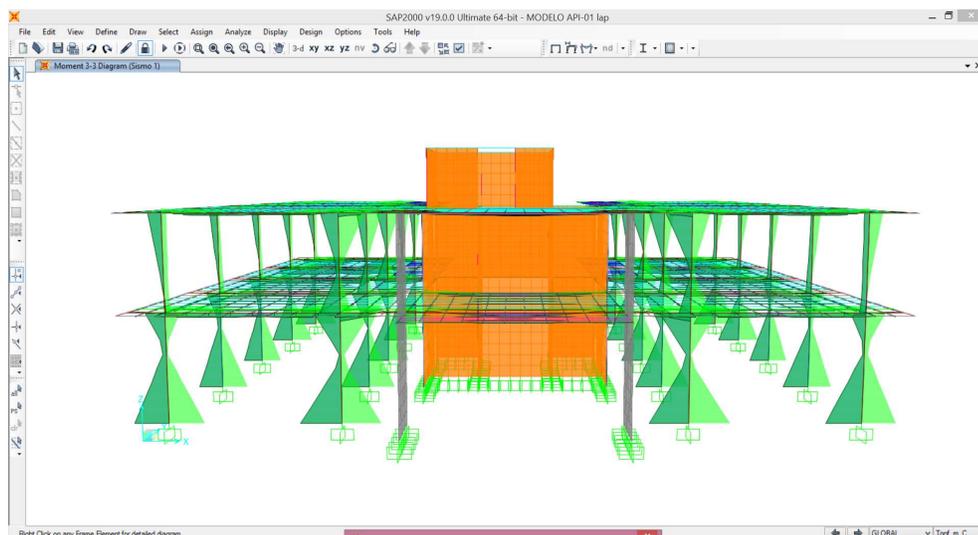


Figura 75. Elementos mecánicos (flexión en ejes fuertes) resultantes de combinación Sismo 1.

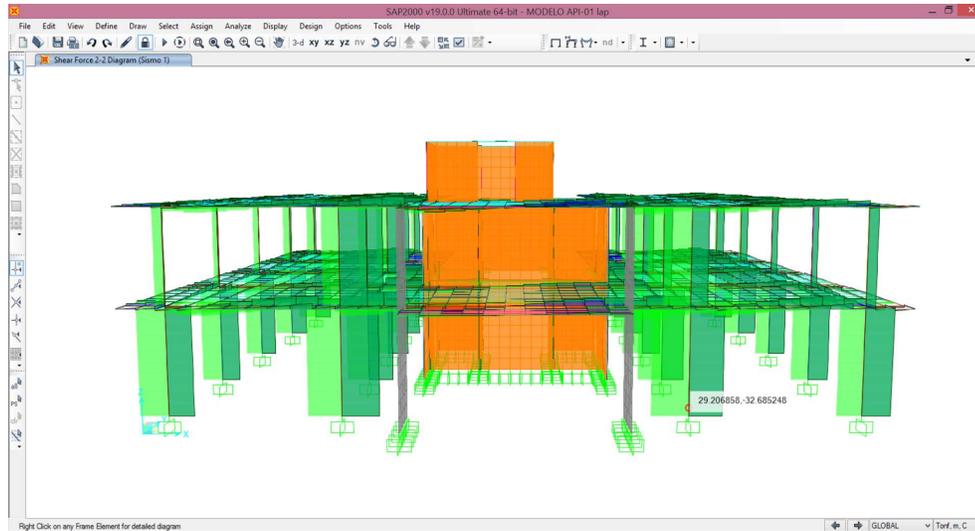


Figura 76. Elementos mecánicos (cortantes en ejes fuertes) resultantes de combinación Sismo 1.

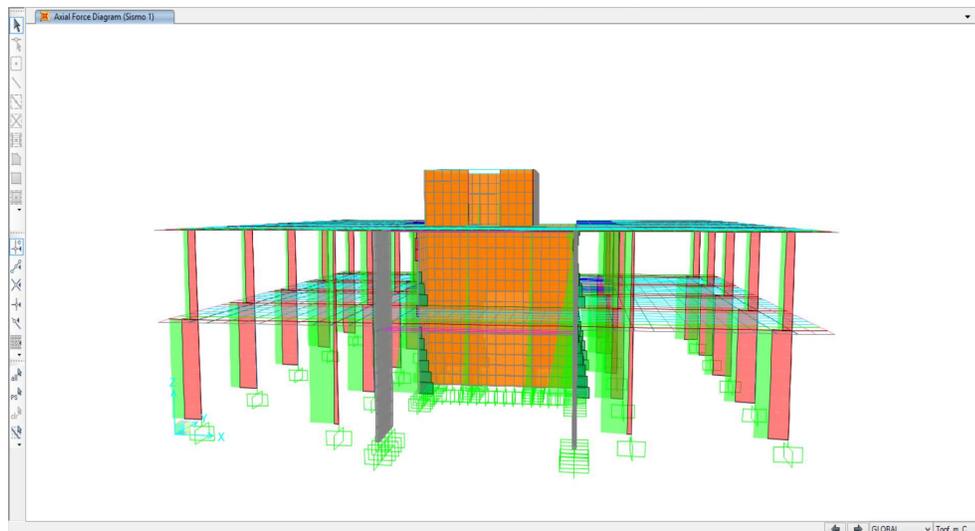


Figura 77. Elementos mecánicos (fuerza axial) resultantes de combinación Sismo 1.

3.13.7.3. Revisión de Columnas

La revisión de los elementos estructurales se centró principalmente en la revisión de las columnas, por ser estos elementos de vital importancia para la estabilidad de la estructura. Además, el desplazamiento ante cargas laterales depende en gran medida de la rigidez de las mismas. Se revisó las resistencias de diseño de las comunas. Para dicha revisión se emplearon las dimensiones de los elementos y el armado de las columnas especificadas en sus

respectivos planos estructurales. Se emplearon combinaciones de los efectos gravitacionales y sísmicos, empleando para éste último caso las fuerzas obtenidas del análisis dinámico.

Se revisó la capacidad a flexocompresión biaxial y posteriormente, la condición límite del cortante actuante considerando la resistencia a cortante del concreto de acuerdo con el reglamento.

Después de haber realizado la revisión de las columnas de planta baja y planta alta, en general se observó que las acciones a las que están sujetos dichos elementos estructurales son mayores que su capacidad resistente.

En la figura siguiente se puede observar la relación de fuerzas actuantes y resistencia en las columnas, lo cual nos indica en escala de color y la relación de estas, que en la mayoría de las columnas sobrepasa 1.0 lo cual indica que está actuando más de lo que resisten dichas columnas con el armado que tienen.

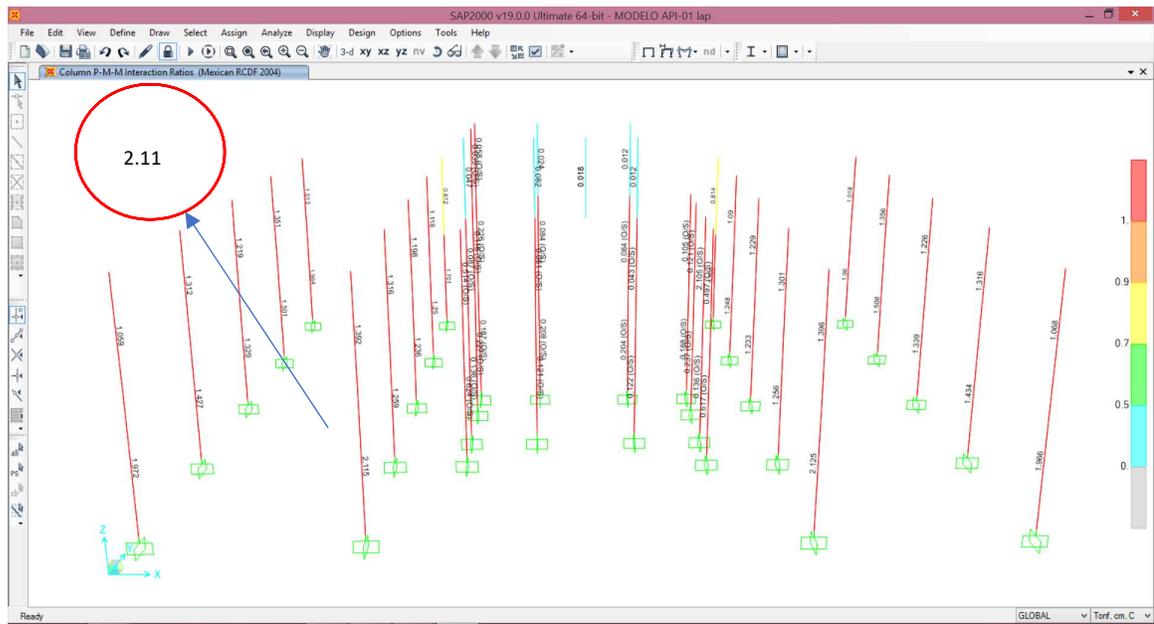


Figura 78. Relación de lo actuante y la capacidad a flexocompresión biaxial.

En la tabla siguiente se muestra el resumen de la cantidad de acero longitudinal con la que las columnas están actualmente armadas y se muestra la cantidad de acero longitudinal requerida para que cada columna cumpla por resistencia para el análisis y diseño sísmico realizado.

Tabla 43. Acero longitudinal Actual vs. Acero longitudinal Requerido.

COLUMA	NIVEL	% de acero longitudinal actual	acero longitudinal actual (cm ²)	acero longitudinal requerido (cm ²)	¿pasa por resistencia ?
A1	P.B.	2.06%	43.3	124.98	NO
	P.A.	2.06%	43.3	56.65	NO
A2	P.B.	3.04%	63.8	127.73	NO
	P.A.	2.06%	43.3	75.41	NO
A3	P.B.	3.04%	63.8	115.22	NO
	P.A.	2.06%	43.3	63.27	NO
A4	P.B.	3.04%	63.8	123.33	NO
	P.A.	2.06%	43.3	69.44	NO
A5	P.B.	2.06%	43.3	124.94	NO
	P.A.	2.06%	43.3	58.60	NO
B1	P.B.	2.06%	43.3	113.36	NO
	P.A.	2.06%	43.3	43.03	SI
B2	P.B.	3.04%	63.8	114.31	NO
	P.A.	2.06%	43.3	62.13	NO
B3	P.B.	3.04%	63.8	107.52	NO
	P.A.	2.06%	43.3	78.35	NO
B4	P.B.	3.04%	63.8	115.56	NO
	P.A.	2.06%	43.3	80.01	NO
B5	P.B.	2.06%	43.3	124.50	NO
	P.A.	2.06%	43.3	82.21	NO
E1	P.B.	2.06%	43.3	113.74	NO
	P.A.	2.06%	43.3	43.22	SI
E2	P.B.	3.04%	63.8	113.75	NO
	P.A.	2.06%	43.3	61.20	NO
E3	P.B.	3.04%	63.8	103.70	NO
	P.A.	2.06%	43.3	80.93	NO
E4	P.B.	3.04%	63.8	110.77	NO
	P.A.	2.06%	43.3	79.40	NO
E5	P.B.	2.06%	43.3	119.94	NO
	P.A.	2.06%	43.3	82.72	NO
F1	P.B.	2.06%	43.3	131.14	NO
	P.A.	2.06%	43.3	56.96	NO
F2	P.B.	3.04%	63.8	132.34	NO
	P.A.	2.06%	43.3	75.85	NO
F3	P.B.	3.04%	63.8	119.14	NO
	P.A.	2.06%	43.3	64.26	NO
F4	P.B.	3.04%	63.8	126.72	NO
	P.A.	2.06%	43.3	69.94	NO
F5	P.B.	2.06%	43.3	130.72	NO
	P.A.	2.06%	43.3	59.05	NO

Se puede observar que más de 95% de las columnas **NO CUMPLEN** por resistencia bajo las Normas de Diseño Estructural actuales lo cual indica que la estructura es sumamente peligrosa y pone en riesgo a sus usuarios.

3.13.7.4. Esfuerzo Cortante en Muros de Mampostería

Por otro lado, los principales parámetros que se revisaron fueron el esfuerzo cortante en los muros de mampostería y la distorsión máxima de entrepiso. El hecho de que el esfuerzo cortante en los muros sea superior al esfuerzo cortante resistente de la mampostería, tal como puede observarse adelante, así como la existencia de desplazamientos superiores a los permisibles indica que no se tiene una solución estructural correcta de acuerdo con los criterios que marca el reglamento vigente.

Como puede apreciarse en la escala de esfuerzos de la imagen siguiente, existen esfuerzos cortantes superiores al valor máximo de diseño de la mampostería, $v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ indicado por el reglamento. Prácticamente todos los muros de mampostería no cumplen ya que para este diseño sísmico su valor al esfuerzo cortante supera los 14 kg/cm^2 .

Se puede apreciar claramente en el modelo las zonas en donde los muros de mampostería fallaron.

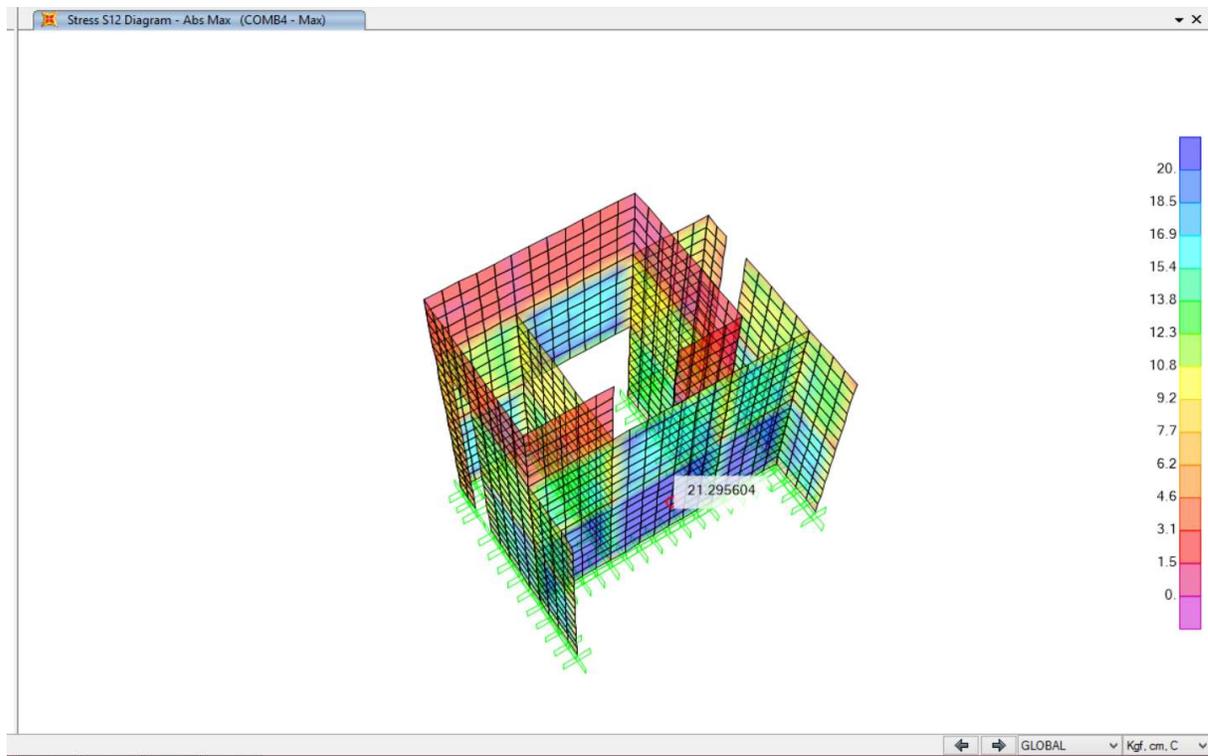


Figura 79. Esfuerzos Cortantes en muros de Mampostería.

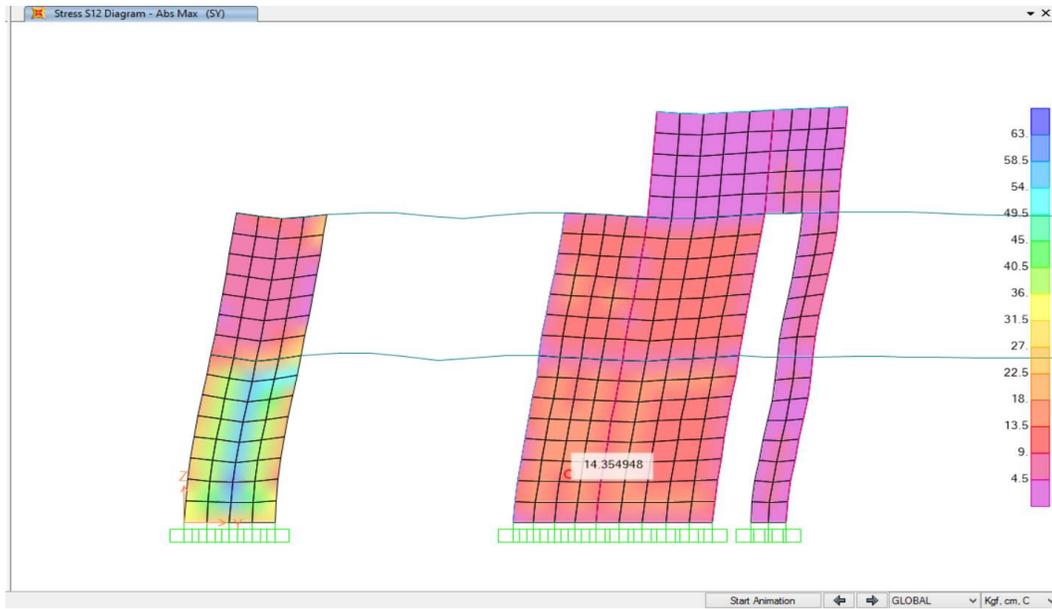


Figura 80. Esfuerzo cortante en muro de mampostería eje “C”.

Tabla 44. Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Última del muro del eje C.

MURO	TIPO	t (cm)	L (cm)	Vu (ton)	Pu (ton)	VmR	REVISIÓN Vu < VR
MURO EJE-C; P.B.	M	15	500	72.00	42	18.01	NO RESISTE
MURO EJE-C; P.A.	M	15	395	57.00	25.00	12.51	NO RESISTE



Figura 81. Falla de Muro del eje “C” planta baja y alta ($V_u > V_R$).

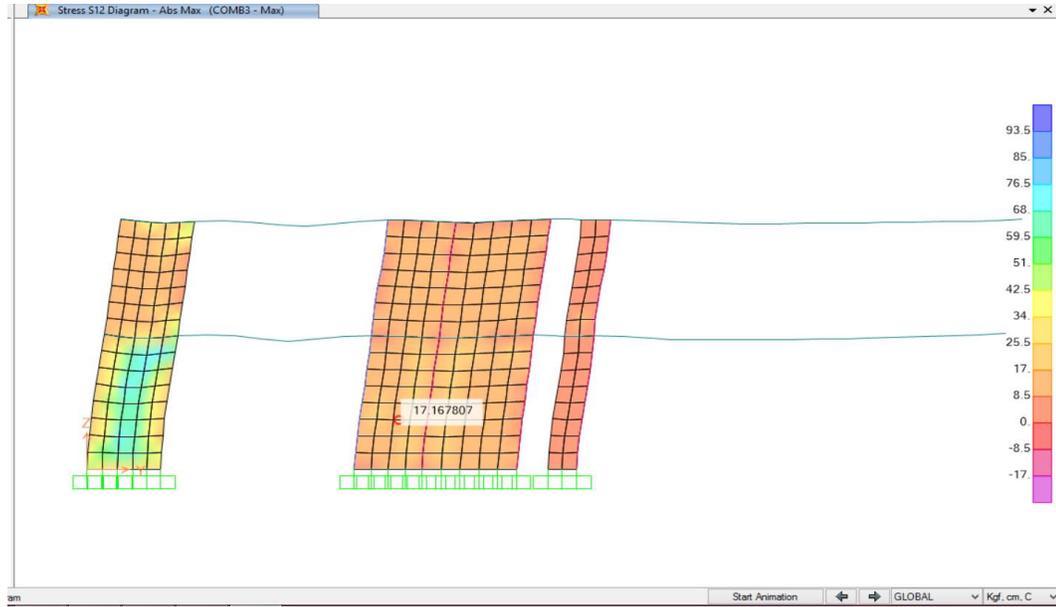


Figura 82. Esfuerzo cortante en muro de mampostería eje "D".

Tabla 45. Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Última del muro del eje D.

MURO	TIPO	t (cm)	L (cm)	Vu (ton)	Pu (ton)	VmR	REVISIÓN Vu < VR
MURO EJE-D; P.B.	M	15	500	72.00	43.00	18.22	NO RESISTE
MURO EJE-D; P.A.	M	15	500	53.00	18.00	12.97	NO RESISTE



Figura 83. Falla de muro del eje "D" planta baja y alta ($V_u > V_R$).

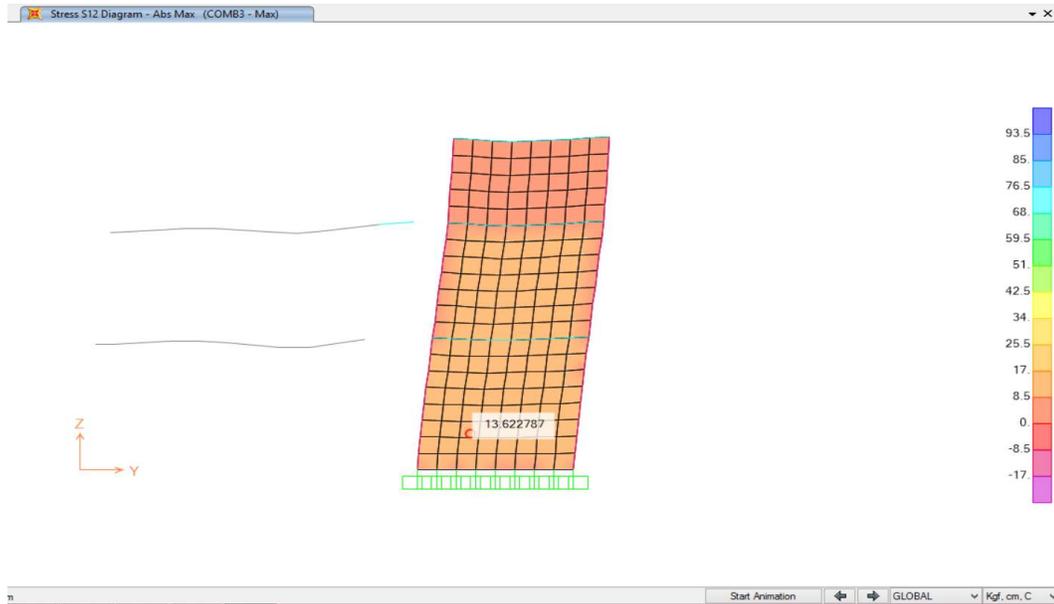


Figura 84. Esfuerzo cortante en muro de mampostería eje D'.

Tabla 46. Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultima del muro del eje D'.

MURO	TIPO	t (cm)	L (cm)	Vu (ton)	Pu (ton)	VmR	REVISIÓN Vu < VR
MURO D', P.B.	M	15	390	67.00	38.00	15.15	NO RESISTE
MURO D' P.A.	M	13	390	53.00	15.86	9.54	NO RESISTE



Figura 85. Falla de muro del eje D' planta baja y alta ($V_U > V_R$).

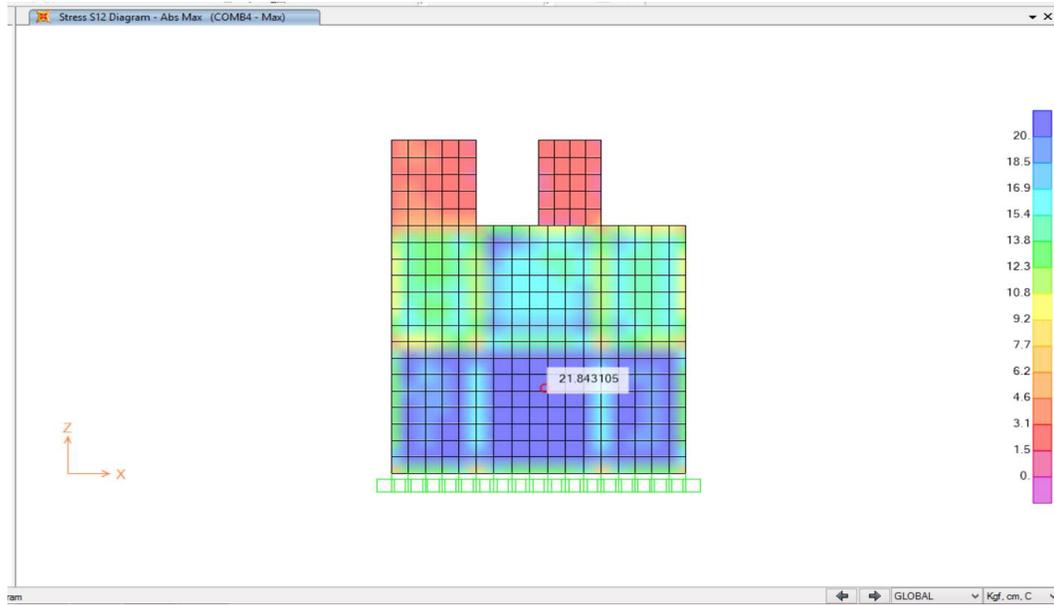


Figura 86. Esfuerzo cortante en muro de mampostería de escalera principal.

Tabla 47. Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Última del muro de escalera principal.

MURO	TIPO	t (cm)	L (cm)	Vu (ton)	Pu (ton)	VmR	REVISIÓN Vu < VR
MURO ENTRE EJE 4 y 3 (escalera); P.B.	M	15	770	194.50	58.42	26.42	NO RESISTE
MURO ENTRE EJE 4 y 3 (escalera); P.A.	M	15	770	140.00	27.38	19.90	NO RESISTE



Figura 87. Falla de muro entre eje a y 3 (escalera) planta baja y alta.

3.13.7.5. Esfuerzo Cortante en Muros de Concreto

De la misma manera se revisó el esfuerzo cortante en los muros de concreto.

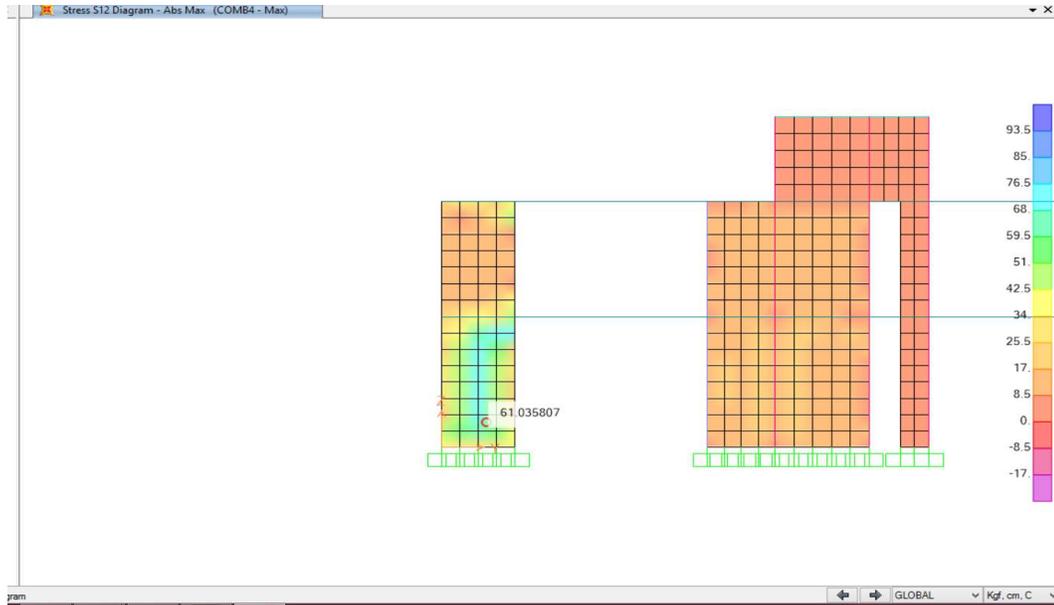


Figura 88. Esfuerzo cortante en muro de Concreto M1 EJE “D”.

Tabla 48. Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultimo del muro M1 eje “D”.

MURO	Vu (ton)	Pu (ton)	Mu (ton-m)	H (cm)	L (cm)	t (cm)	t _{min} ≥ (13 , 0.06H)	Vumax (ton)	Vu < Vumax	t ≥ t _{min}	L/t	L/t < 40
MC-1 PB	100	28.14	275	385	200	15	23	65.11	X	X	13.3	OK
MC-1 PA	24	15.18	33	340	200	15	20	65.11	OK	X	13.3	OK

Como puede observarse en la tabla anterior, el muro de concreto no cumple con el espesor mínimo según las Normas de Concreto, además que en su base se supera el cortante resistente. Aunque no presenta daños visibles este muro, de presentarse un sismo mayor al ocurrido estos fallarían a cortante en su base.

3.13.7.6. Cimentación

Con relación a la cimentación, es a base de zapatas corridas con contratrabes, diseñadas con capacidad de suelo de $Q_{adm} = 7 \text{ ton}/\text{m}^2$ a una profundidad de desplante de 2 metros según planos estructurales originales. Del resultado de los estudios de Mecánica de suelos se pudo corroborar que la capacidad admisible de carga del suelo a un nivel de desplante de 2 metros es de $Q_{adm} = 8 \text{ ton}/\text{m}^2$, capacidad mayor con la que ésta fue diseñada.

Ya no fue necesario la verificación numérica de la cimentación debido a que no tuvo caso hacerla ya que toda la superestructura presenta fuertes deficiencias estructurales que generaron fuertes daños a la edificación, además de que ésta NO cumple con los estados límites de resistencia y servicio.

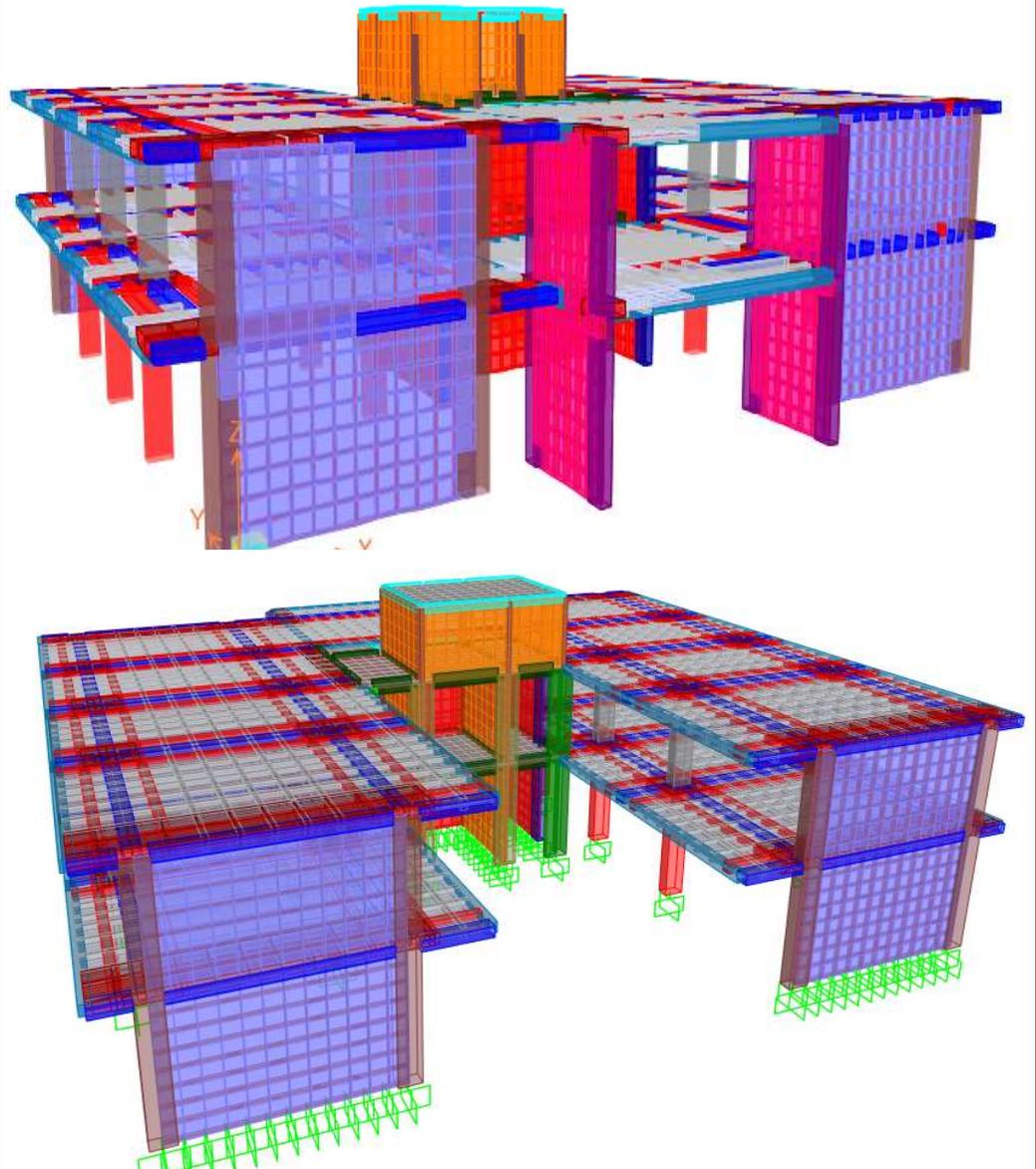
3.14. RESULTADO DEL DICTAMEN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL (EVALUACIÓN POST-SÍSMICA)

El edificio presenta daños importantes; además fue diseñado con Normas Sísmicas que en la actualidad ya no son válidas; otros factores importantes que también han contribuido al deterioro del edificio, es la edad cronológica (43 años) que para este tipo de estructuras (Tipo B) su vida útil es de 50 años; y la patología que presenta la estructura a consecuencia de la salinidad del lugar. Por lo que se determina restringir el uso y acceso al edificio laboral, dado que por las características de las afectaciones directas hacia los elementos estructurales condicionan la seguridad del inmueble y de los usuarios, por lo que no es factible su funcionamiento, considerándose como de **RIESGO ALTO**. Aunado a esto la irregularidad en planta, desplazamientos superiores a los máximos permitidos por las Normas Actuales para seguridad contra el colapso y resistencias menores a las fuerzas actuantes en columnas y muros, considero que una rehabilitación de los daños previamente señalados resultaría en un costo muy elevado además de que probabilísticamente la efectividad de dicha rehabilitación no puede ser total ni garantiza la estabilidad de la estructura, por lo que se recomienda no ocupar el edificio y proceder a la **demolición total de dicho edificio y reemplazarlo por uno nuevo que se ajuste adecuadamente a los requisitos que exigen las normas vigentes en relación a seguridad, eficiencia, economía y funcionalidad**, lo cual resultaría técnicamente más conveniente desde el punto de vista costo-beneficio.

En base al resultado mostrado anteriormente se presentó la evidencia física, numérica y técnica de que la edificación debería ser demolida. La aseguradora junto a su equipo de Ingenieros Estructuristas revisó el contenido del Dictamen realizado por su servidor y se dieron a la tarea de proceder legalmente al pago de la suma asegurada a los encargados del Edificio de la Administración Portuaria Integral (API). El edificio fue demolido aproximadamente a los 7 meses.

CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE ADAPTACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ACTUAL API



CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE ADAPTACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ACTUAL API

4.1. ANTECEDENTES PARTICULARES

La aseguradora del Inmueble junto a su equipo de Ingenieros Estructuristas solicitaron al encargado de la Administración Portuaria Integral (API) se realizara a nivel de proyecto una adecuación estructural del inmueble considerando la arquitectura actual, pero que dicha configuración estructural cumpliera con la Normativa Vigente, en otras palabras ocupaban conocer las secciones y armados adecuados para que la misma edificación si fuese construida cumpliera con todos los requerimientos actuales de Servicio y Resistencia. Para esto fue necesario la contratación de una tercera figura experta en la materia, es aquí donde LRG INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCIÓN S.A DE C.V. me invitó y contrató para ser parte del equipo encargado de la nueva encomienda.

A continuación, se describen todas las consideraciones tomadas en cuenta.

4.2. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

4.2.1. Concreto

Cabe también mencionar que en la actualidad las NTC-2004 para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto en su Capítulo 4to. Diseño por Durabilidad ésta estructura se clasifica en exposición “C” (suelo agresivo y exposición a sulfatos severa) donde nos pide mínimo un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ por motivos de estar en la costa del mar.

El módulo de elasticidad del concreto se obtuvo con la siguiente ecuación de acuerdo a las Normas de Concreto:

Para columnas, trabes, vigas, nervaduras, muros, losas y capiteles:

$$11,000\sqrt{f'_c} = 11,000\sqrt{350} = 205,791 \text{ kg/cm}^2$$

Para cadenas y castillos:

$$8,000\sqrt{f'c} = 8,000\sqrt{200} = 113,137 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.2. Acero

El acero se consideró de acuerdo a los planos estructurales con una resistencia a la fluencia $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ para varillas corrugadas y un $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$ para acero liso tipo alambrón.

4.2.3. Mampostería

La mampostería es a base de piezas de barro rojo recocido por lo que de acuerdo a las Normas de Mampostería sus características estructurales son las siguientes:

Resistencia a compresión $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$ (piezas de barro)

Módulo de Elasticidad $E_m = 600 f_m^* = (600)(15) = 9,000 \text{ kg/cm}^2$ (Cargas de corta duración)

Resistencia a Compresión diagonal $v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$

4.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (MODELO ESTRUCTURAL)

Para el análisis se construyó un modelo matemático mediante el programa SAP 2000, que tomara en cuenta la rigidez de todo elemento estructural significativo, sus conexiones y las diferentes cargas actuantes que consistió en idealizar a la estructura mediante un sistema estructural en el espacio, en el que se consideraron cada uno de los elementos constitutivos del mismo como son columnas, muros, nervaduras, travesaños y capiteles con los módulos de elasticidad descritos anteriormente. Se presenta la estructuración final del resultado de varias corridas numéricas hasta llegar a una estructuración la cual cumplió con los estados límites de servicio y resistencia requeridos por las normas actuales, usando la misma configuración arquitectónica y con la adición de muros de cortante de concreto reforzado en puntos estratégicos para hacer que el edificio tuviera un comportamiento adecuado ante acciones sísmicas.

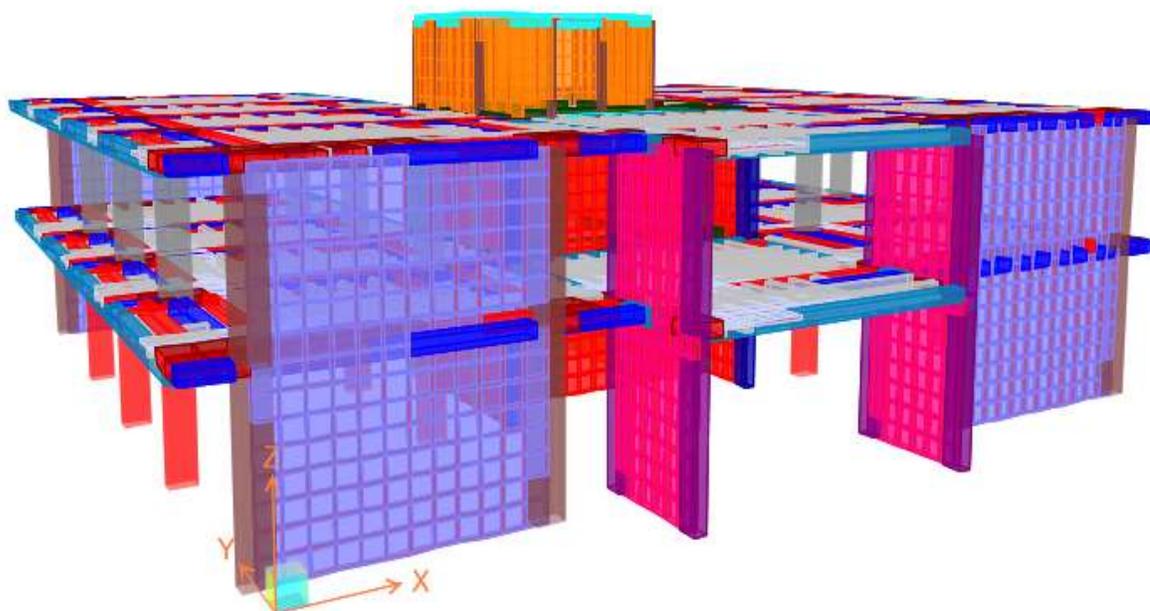


Figura 89. Modelo Extruido 3D vista frontal.

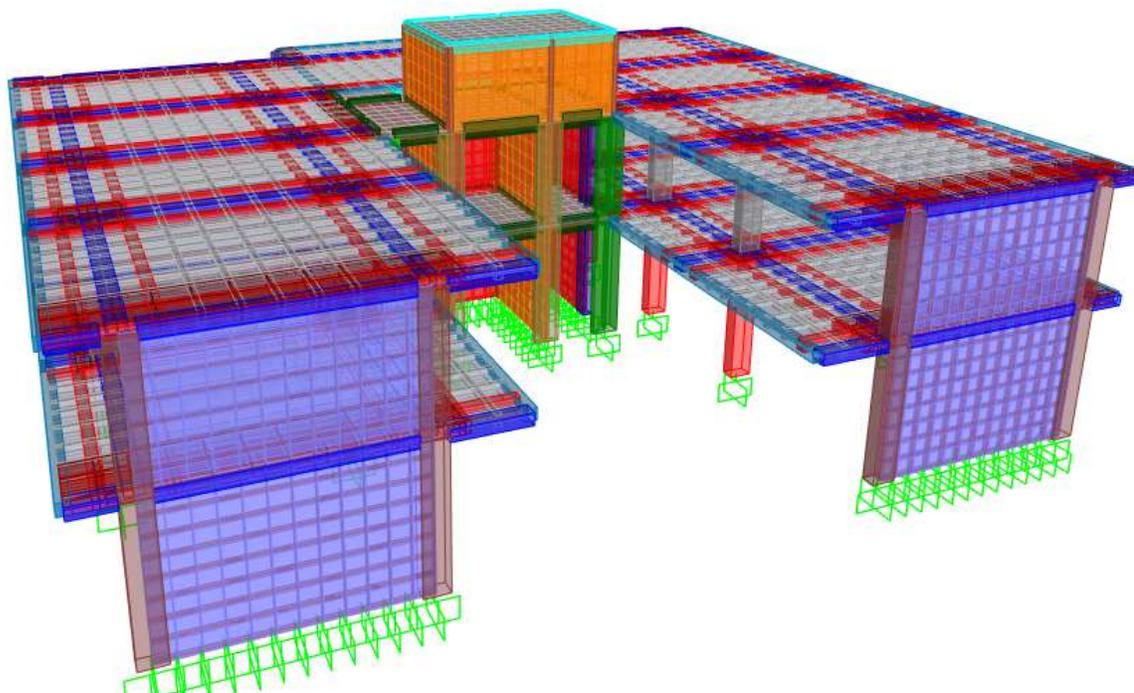


Figura 90. Modelo Extruido 3D vista posterior.

4.4. RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

4.4.1. Deformadas

A continuación, se muestra el comportamiento paramétrico de la estructura de acuerdo a un análisis matricial (método de rigideces) y de elementos finitos realizado en el modelo tridimensional, tal como las deformadas, los modos de virar, su comportamiento modal, entre otros.

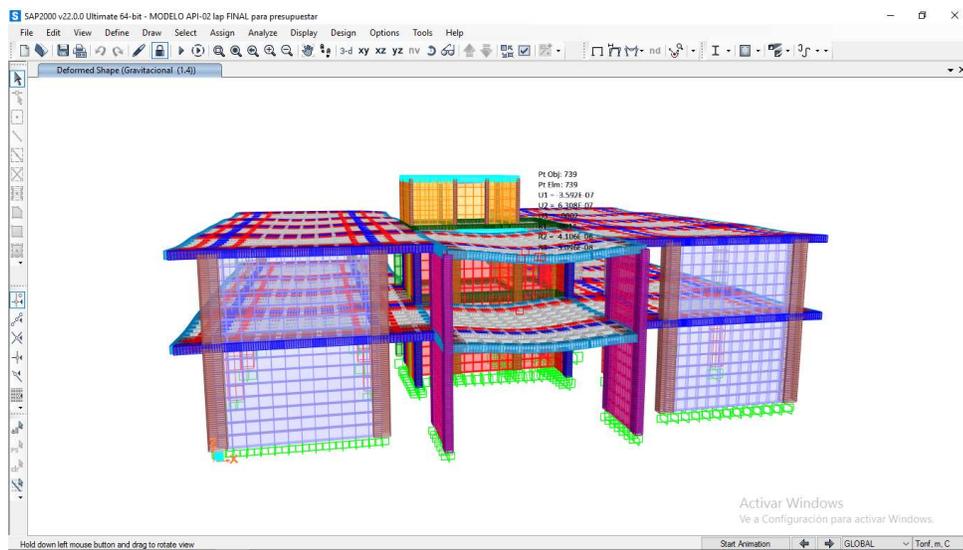


Figura 91. Deformada por cargas gravitacionales $F.C.=1.4$ (vista frontal).

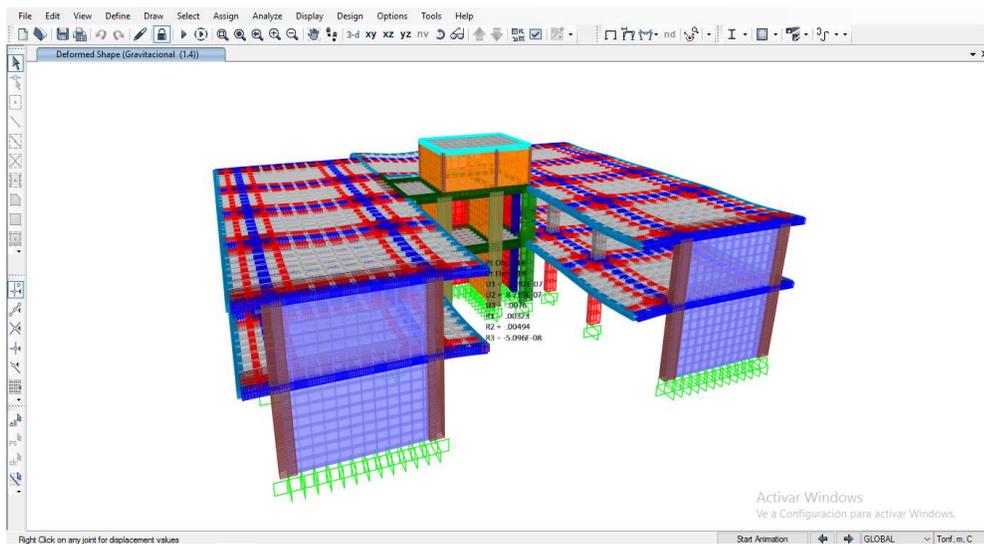


Figura 92. Deformada por cargas gravitacionales $F.C.=1.4$ (vista posterior).

En el primer modo de vibrar corresponde a un movimiento de traslación en dirección Y esto debido a que los la mayoría de los muros de concreto están orientados en los extremos de la edificación en dirección X, siendo este modo de vibrar el más flexible para dicha configuración estructural. Se puede observar que el periodo 1,2 y 3 varían muy poco y tienen el mismo comportamiento.

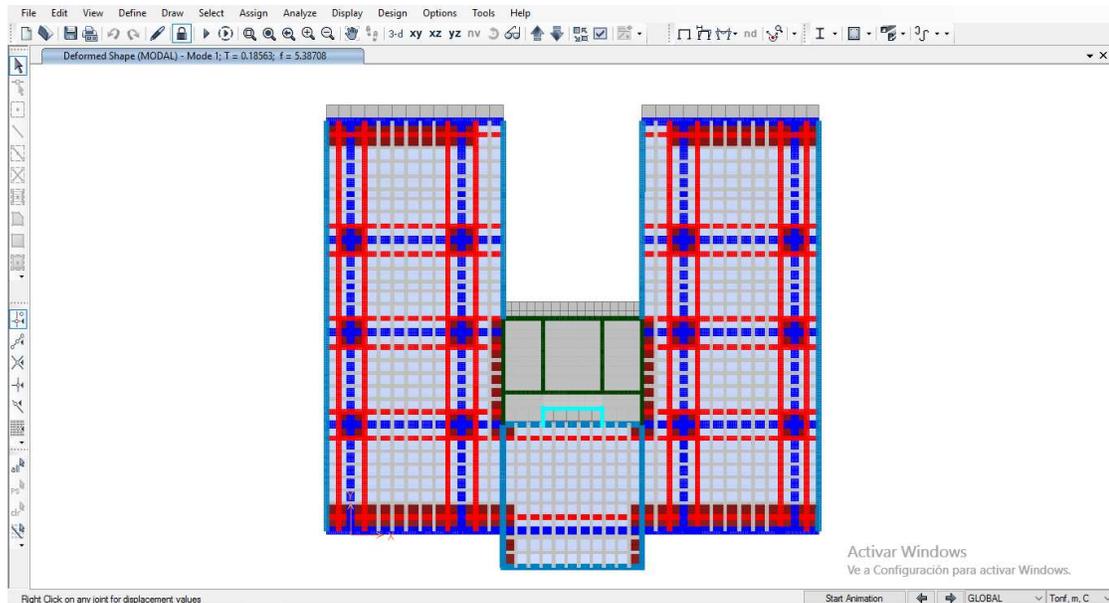


Figura 93. Deformada; Modo de vibrar #1 (vista en planta).

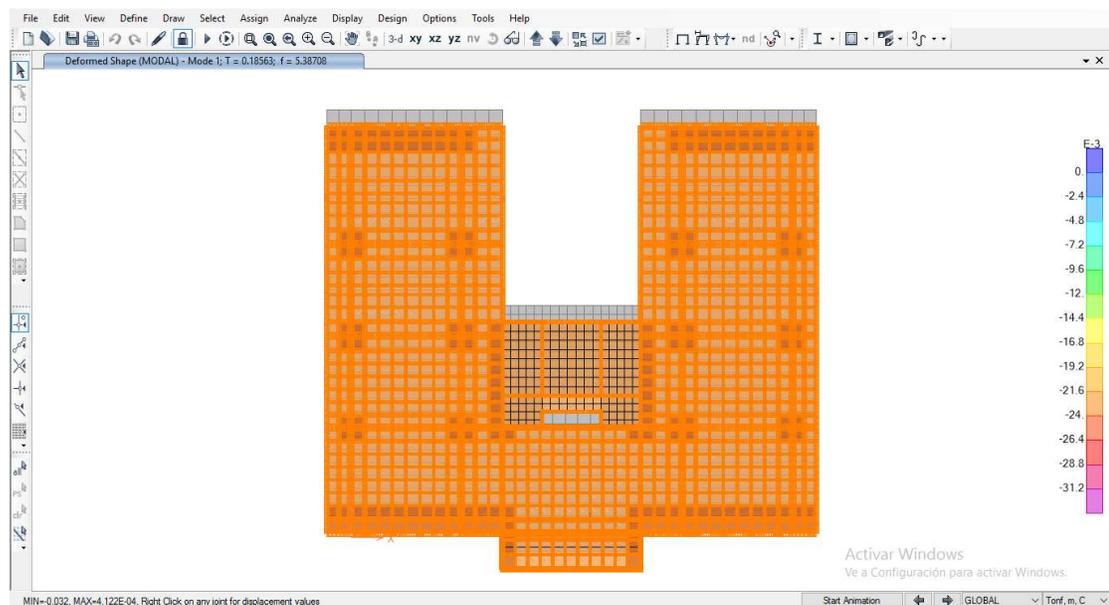


Figura 94. Deformada; Modo de vibrar #1 (resultante, vista en planta).

El segundo modo de vibrar con diferencia de 1 segundo entre sí es el número 4, el cual tiene un movimiento de traslación en dirección X con una pequeña ampliación en la parte del eje 1 del edificio debido a que su centro de rigidez se encuentra ligeramente hacia el eje 4 del mismo. Esto genera un pequeño giro sobre su eje Z.

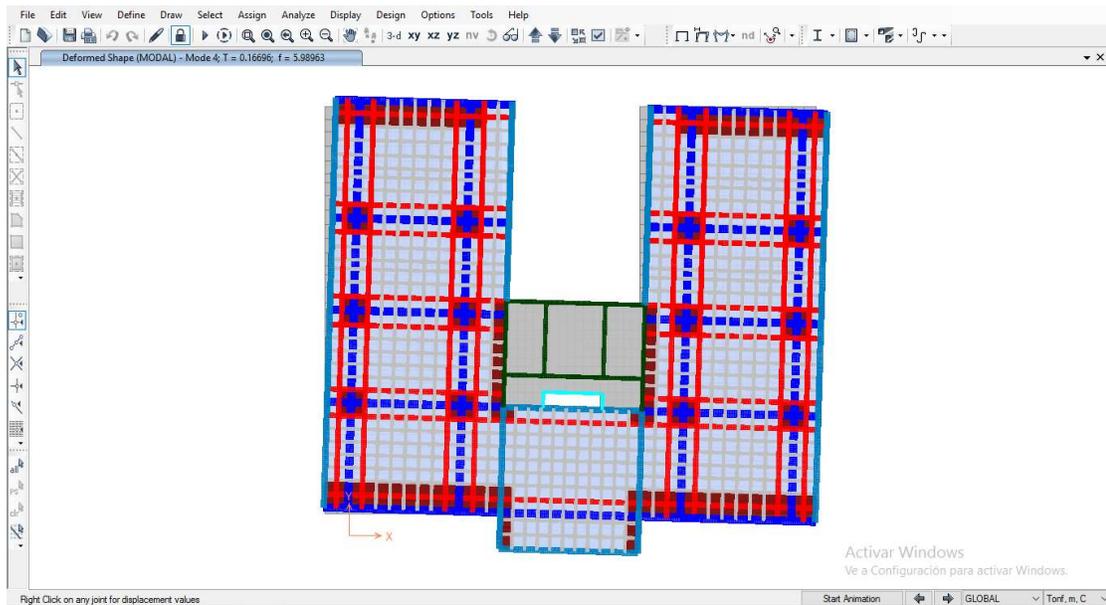


Figura 95. Deformada; Modo de vibrar #2 (vista en planta).

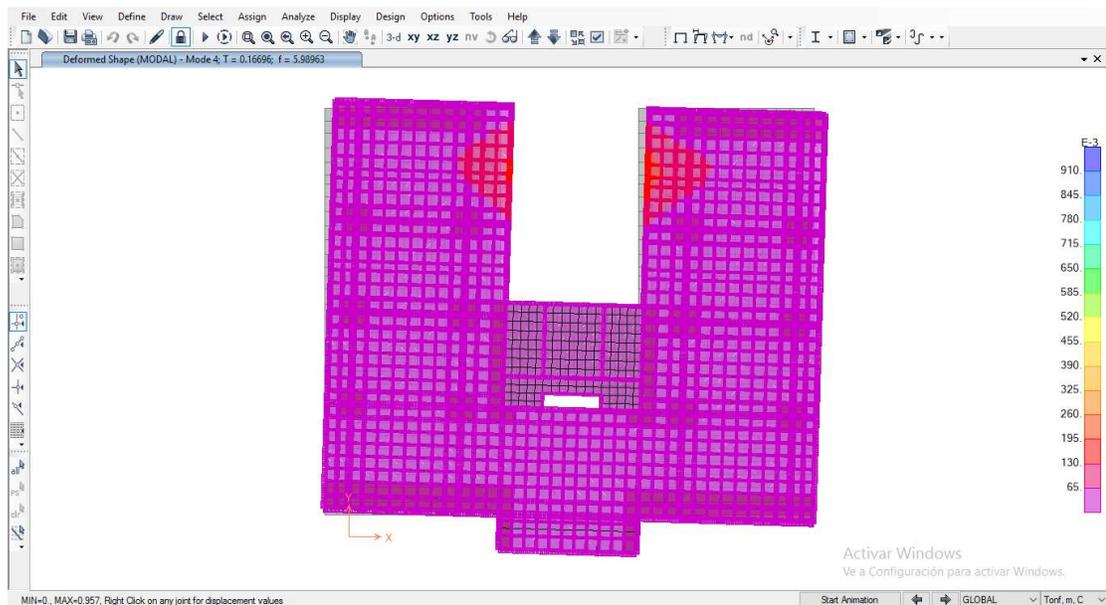


Figura 96. Deformada; Modo de vibrar #2 (resultante, vista en planta).

El tercer modo de vibrar con diferencia de 1 segundo entre sí es el número 7, el cual tiene un movimiento de traslación en dirección X con una pequeña ampliación en la parte del eje 1 del edificio generado a que su centro de rigidez se encuentra ligeramente hacia el eje 4 del mismo. Esto genera un giro sobre su eje Z el cual sigue siendo muy pequeño. Se podría decir que con ayuda de estos nuevos muros se le quitó el problema de torsión a la edificación.

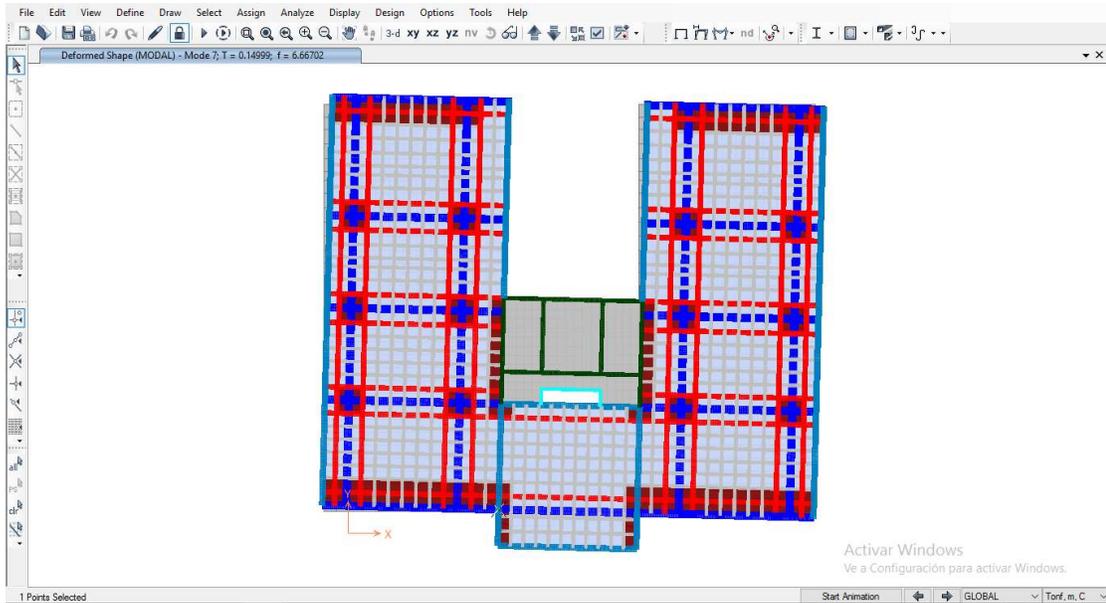


Figura 97. Deformada; Modo de vibrar #3 (vista en planta).

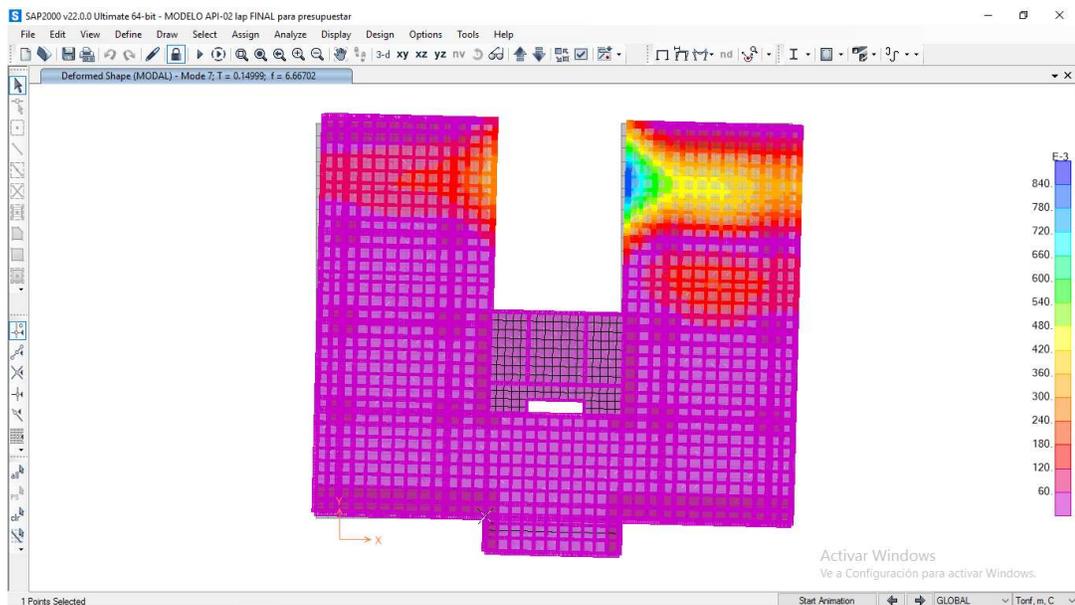


Figura 98. Deformada; Modo de vibrar #3 (resultante, vista en planta).

4.4.2. Información Modal de la Estructura

En la tabla siguiente se presenta los periodos fundamentales de vibración de la estructura, para cada una de las cuatro posiciones del centro de masas prescritas en las NTC-2004 (solo se muestran los primeros 20 modos por espacio en este trabajo).

Tabla 49. Información Modal de la Estructura.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.185629	5.387075369	33.8479928	1145.686617
MODAL	Mode	2	0.182542	5.478191679	34.42049347	1184.77037
MODAL	Mode	3	0.180602	5.5370274	34.79016921	1210.355874
MODAL	Mode	4	0.166955	5.989634245	37.63398188	1416.316592
MODAL	Mode	5	0.166637	6.001078451	37.70588795	1421.733986
MODAL	Mode	6	0.154784	6.46061653	40.59325086	1647.812015
MODAL	Mode	7	0.149992	6.667024018	41.89014735	1754.784445
MODAL	Mode	8	0.149458	6.690858967	42.03990675	1767.35376
MODAL	Mode	9	0.145755	6.860816046	43.10777858	1858.280574
MODAL	Mode	10	0.142997	6.993144617	43.93922351	1930.655363
MODAL	Mode	11	0.142027	7.040924465	44.23943315	1957.127445
MODAL	Mode	12	0.13987	7.149488028	44.92155813	2017.946385
MODAL	Mode	13	0.134821	7.41725897	46.60401258	2171.933989
MODAL	Mode	14	0.1331	7.513122189	47.20633895	2228.438437
MODAL	Mode	15	0.128871	7.759713653	48.75571881	2377.120117
MODAL	Mode	16	0.127677	7.832277224	49.21164917	2421.786414
MODAL	Mode	17	0.126248	7.920901557	49.76849228	2476.902824
MODAL	Mode	18	0.124364	8.040900744	50.52246941	2552.519916
MODAL	Mode	19	0.12286	8.139368678	51.14116168	2615.418418
MODAL	Mode	20	0.122507	8.162780933	51.28826522	2630.48615

4.4.3. Pesos Efectivos para Análisis Dinámico

En la determinación de la respuesta espectral del edificio se consideró un total de 340 modos de vibrar esto para tener más del 90% del total de la participación de la masa en las dos direcciones ortogonales.

Tabla 50. Porcentaje de masas para análisis dinámico.

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9832	97.7706
MODAL	Acceleration	UY	99.992	97.9037

4.4.4. Efectos de Torsión

El reglamento exige que se “Provoque” por decir de alguna manera, el efecto de torsión, esto se hace adicionando un momento en el eje Z de una proporción igual a la fuerza sísmica multiplicado por b/10 donde b es la dimensión transversal a la aplicación de la fuerza

horizontal accidental, lo que genera efectos de torsión. Para tomar en cuenta los efectos de torsión accidental el Reglamento nos pide adicionar un momento igual a la fuerza de sismo en el entrepiso multiplicada por $b/10$ donde b es la dimensión de la losa perpendicular a la aplicación de la fuerza.

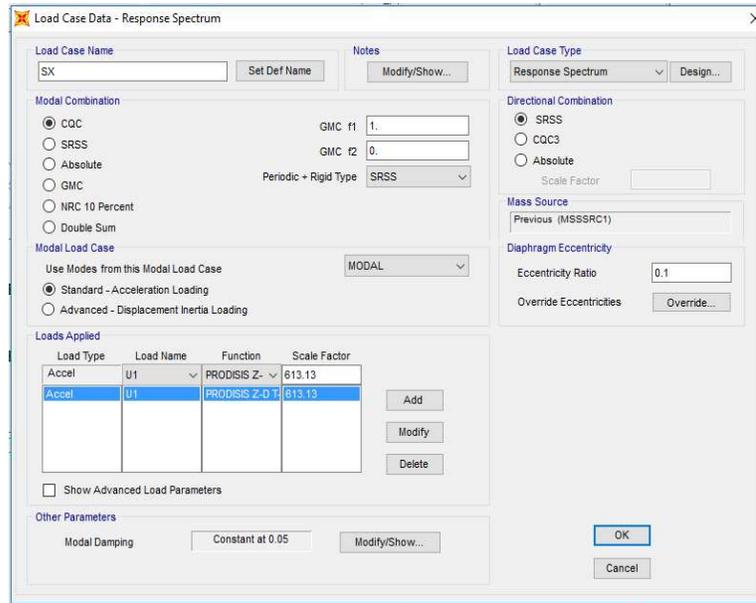


Figura 99. Efecto de Torsión.

4.4.5. Cortante Basal

Se hizo la revisión por cortante basal que marca la Norma Técnica Complementaria Diseño por Sismo donde se verifica que el análisis dinámico cumpla con ciertos parámetros para poder ser empleado en el diseño o revisión de elementos estructurales.

Se observa que el cortante dinámico cumple con ser mayor del 80% del estático.

Tabla 51. Comparación de las fuerzas cortantes dinámicas y estáticas en la base del edificio.

Cortante estático	Cortante dinámico	Cortante dinámico	Vdx/Ve	Vdy/Ve
Ve (ton)	Vdx (ton)	Vdy (ton)	%	%
748.22	605.58	616.14	80.9%	82.3%

4.4.6. Revisión De Desplazamientos Laterales (NTC-2004)

En las tablas siguientes se muestran los desplazamientos de entrepiso (derivadas) las cuales están multiplicadas por el factor de ductilidad, Q, correspondiente. Los desplazamientos resultantes son menores que lo máximo permisible por lo tanto esta estructuración es adecuada y cumple con las exigencias de la Normativa

Tabla 52. Distorsión de entrepiso Punto 1 en X.

P1	SX	DESPLAZAMIENTOS				Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
		TOTALES		RELATIVOS		SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
Q = 2		h_n	h'_n	X_n	$X'_n=V_n/R_n$	$Q X_n / h'_n \leq 0.006$	
NIVEL		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
2		7.25	3.40	0.3	0.14	0.0004	OK
1		3.85	3.85	0.16	0.16	0.0004	OK

Tabla 53. Distorsión de entrepiso Punto 1 en Y.

P1	SY	DESPLAZAMIENTOS				Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
		TOTALES		RELATIVOS		SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
Q = 2		h_n	h'_n	X_n	$X'_n=V_n/R_n$	$Q X_n / h'_n \leq 0.006$	
NIVEL		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
2		7.25	3.40	1.08	0.57	0.002	OK
1		3.85	3.85	0.51	0.51	0.001	OK

Tabla 54. Distorsión de entrepiso Punto 2 en X.

P2	SX	DESPLAZAMIENTOS				Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
		TOTALES		RELATIVOS		SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
Q = 2		h_n	h'_n	X_n	$X'_n=V_n/R_n$	$Q X_n / h'_n \leq 0.006$	
NIVEL		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
2		7.25	3.40	0.3	0.14	0.000	OK
1		3.85	3.85	0.16	0.16	0.000	OK

Tabla 55. Distorsión de entrepiso Punto 2 en Y.

P2	SY	DESPLAZAMIENTOS				Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
		TOTALES		RELATIVOS		SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
Q = 2		h_n	h'_n	X_n	$X'_n=V_n/R_n$	$Q X_n / h'_n \leq 0.006$	
NIVEL		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
2		7.25	3.40	1.08	0.57	0.002	OK
1		3.85	3.85	0.51	0.51	0.001	OK

Tabla 56. Distorsión de entrepiso Punto 3 en X.

P3	SX	DESPLAZAMIENTOS				Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
		TOTALES		RELATIVOS		SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
Q = 2		h_n	h'_n	X_n	$X'_n=V_n/R_n$	$Q X_n / h'_n \leq 0.006$	
NIVEL		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
2		7.25	3.40	0.28	0.13	0.000	OK
1		3.85	3.85	0.15	0.15	0.000	OK

Tabla 57. Distorsión de entrepiso Punto 3 en Y.

P3	SY	DESPLAZAMIENTOS				Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
		TOTALES		RELATIVOS		SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
Q = 2		h_n	h'_n	X_n	$X'_n=V_n/R_n$	$Q X_n / h'_n \leq 0.006$	
NIVEL		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
2		7.25	3.40	1.07	0.57	0.002	OK
1		3.85	3.85	0.5	0.5	0.001	OK

Tabla 58. Distorsión de entrepiso Punto 4 en X.

P4	SX	DESPLAZAMIENTOS				Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
		TOTALES		RELATIVOS		SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
Q = 2		h_n	h'_n	X_n	$X'_n=V_n/R_n$	$Q X_n / h'_n \leq 0.006$	
NIVEL		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
2		7.25	3.40	0.28	0.13	0.000	OK
1		3.85	3.85	0.15	0.15	0.000	OK

Tabla 59. Distorsión de entrepiso Punto 4 en Y.

P4	SY	DESPLAZAMIENTOS				Distorsión Permisible según Sistema Estructural	
		TOTALES		RELATIVOS		SEGURIDAD CONTRA COLAPSO	
Q = 2		h_n	h'_n	X_n	$X'_n=V_n/R_n$	$Q X_n / h'_n \leq 0.006$	
NIVEL		(m)	(m)	(cm)	(cm)		
2		7.25	3.40	1.08	0.57	0.002	OK
1		3.85	3.85	0.51	0.51	0.001	OK

4.4.7. Revisión de los Elementos Estructurales

4.4.7.1. Elementos Mecánicos de la estructuración

Se obtuvieron los elementos mecánicos en los miembros estructurales para las diferentes combinaciones de carga, revisando que no se excediera la capacidad de resistencia de dichos elementos estructurales.

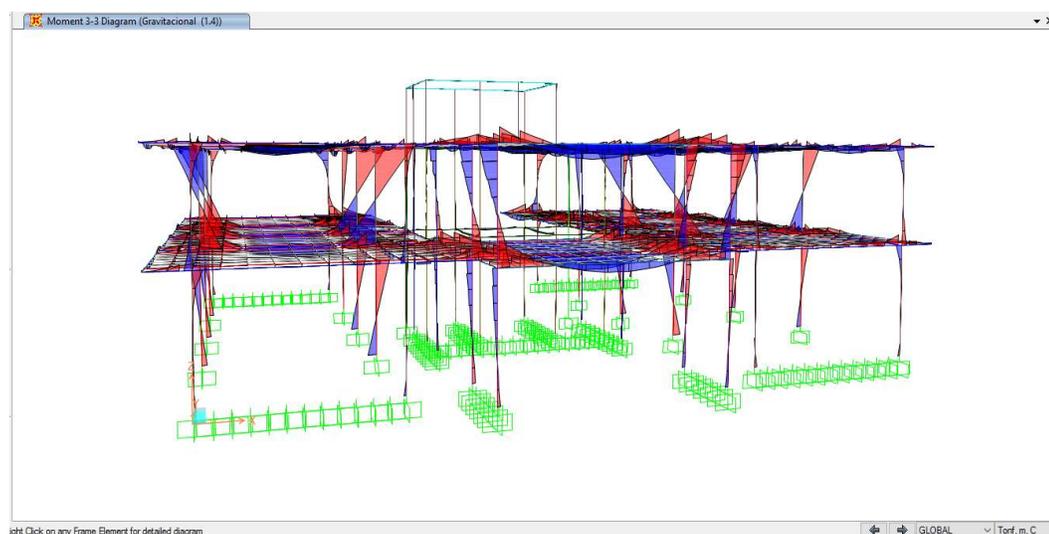


Figura 100. Elementos mecánicos (flexión) resultantes de cargas gravitacionales F.C.=1.4

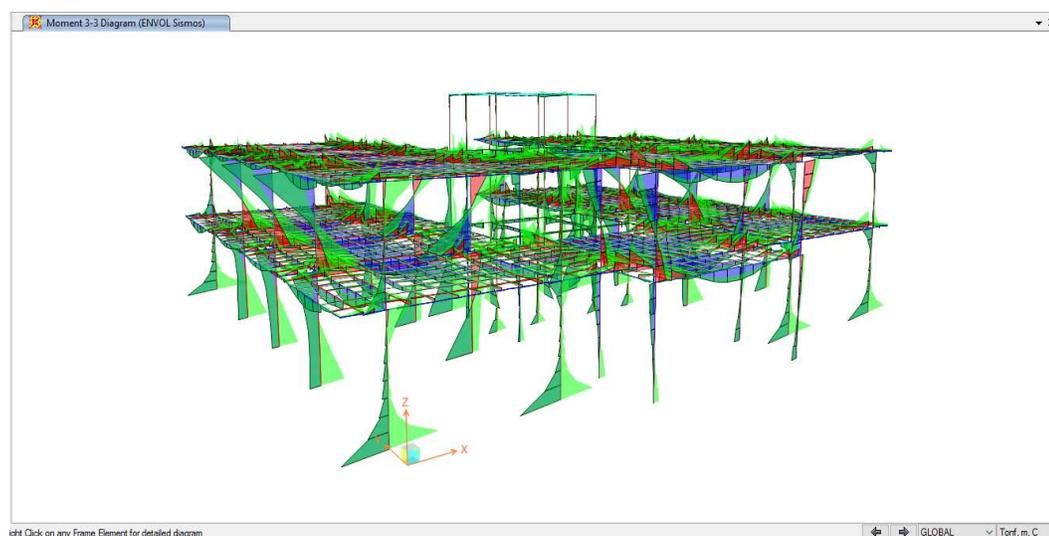


Figura 101. Elementos Mecánicos (momentos 3-3 Y) combinación Envolvente.

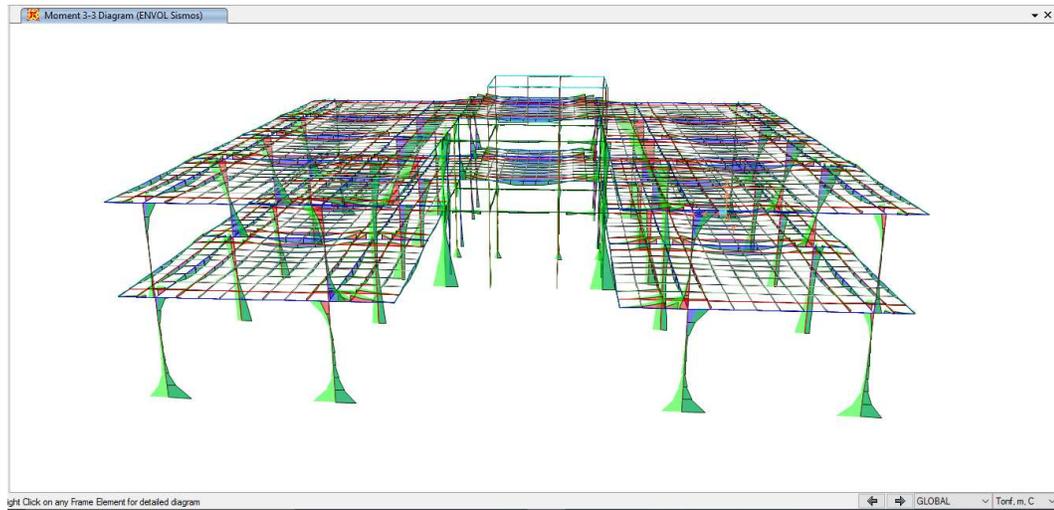


Figura 102. Elementos Mecánicos (momentos 3-3 X) combinación Envolvente.

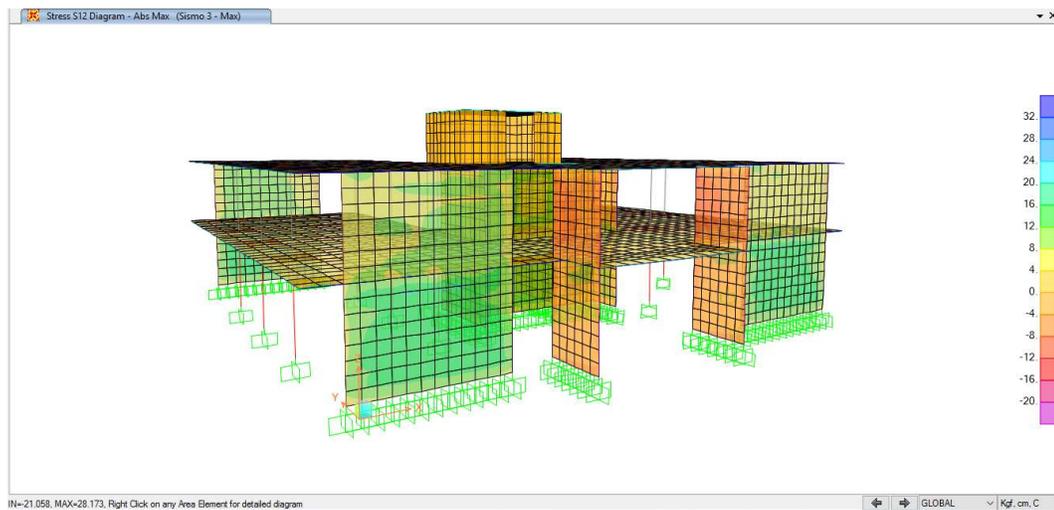


Figura 103. Esfuerzos Cortantes en muros (combinación sismo 3)

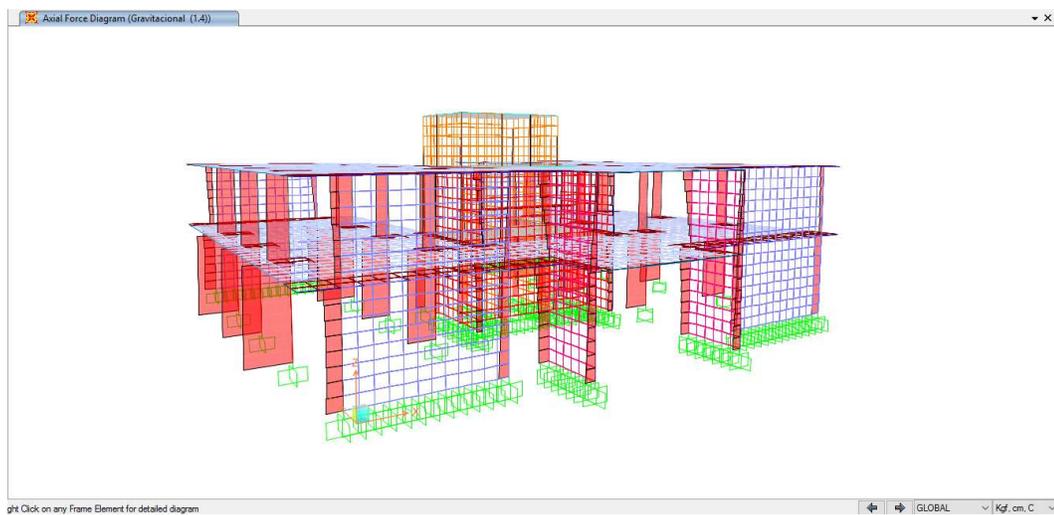


Figura 104. Elementos Mecánicos (fuerza axial) cargas gravitacionales F.C.=1.4

4.4.7.2. Revisión de Columnas

Se revisó las resistencias de diseño de las columnas empleando combinaciones de los efectos gravitacionales y sísmicos, empleando las fuerzas obtenidas del análisis dinámico. Se revisó la capacidad a flexocompresión biaxial y posteriormente, la condición límite del cortante actuante considerando la resistencia a cortante del concreto de acuerdo con el reglamento.

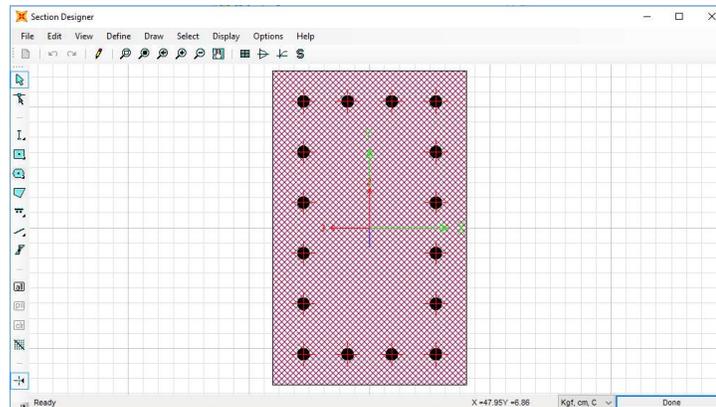


Figura 105. Columna C-1

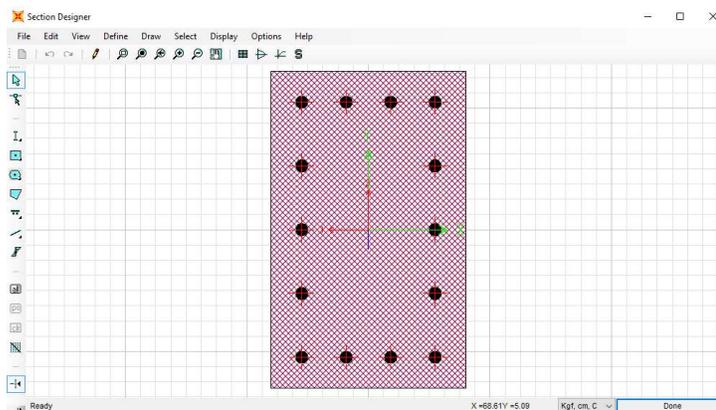


Figura 106. Columna C-2

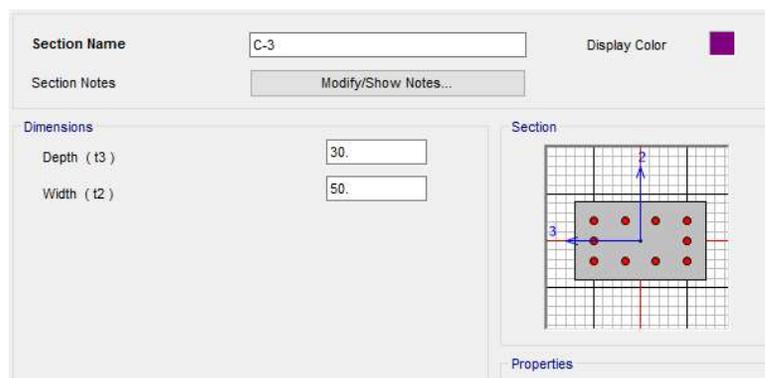


Figura 107. Columna C-3

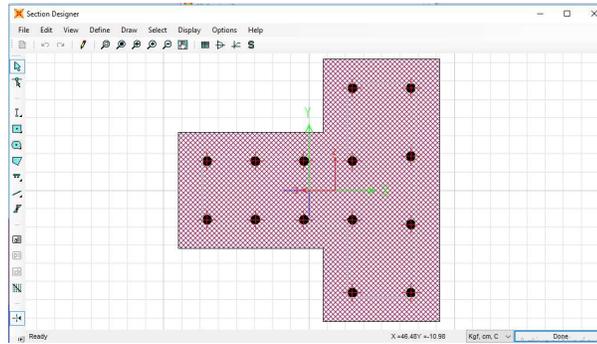


Figura 108. Columna C-4.

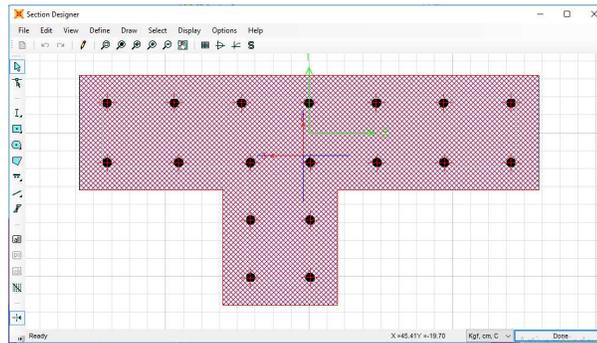


Figura 109. Columna C-5.

En la figura siguiente se puede observar la relación de fuerzas actuantes y resistencia en las columnas, lo cual nos indica en escala de color y la relación de estas, que en la mayoría de las columnas esta alrededor del 0.3 a 0.4 (aproximadamente) lo cual indica que está actuando del 30% al 40% de su resistencia ultima.

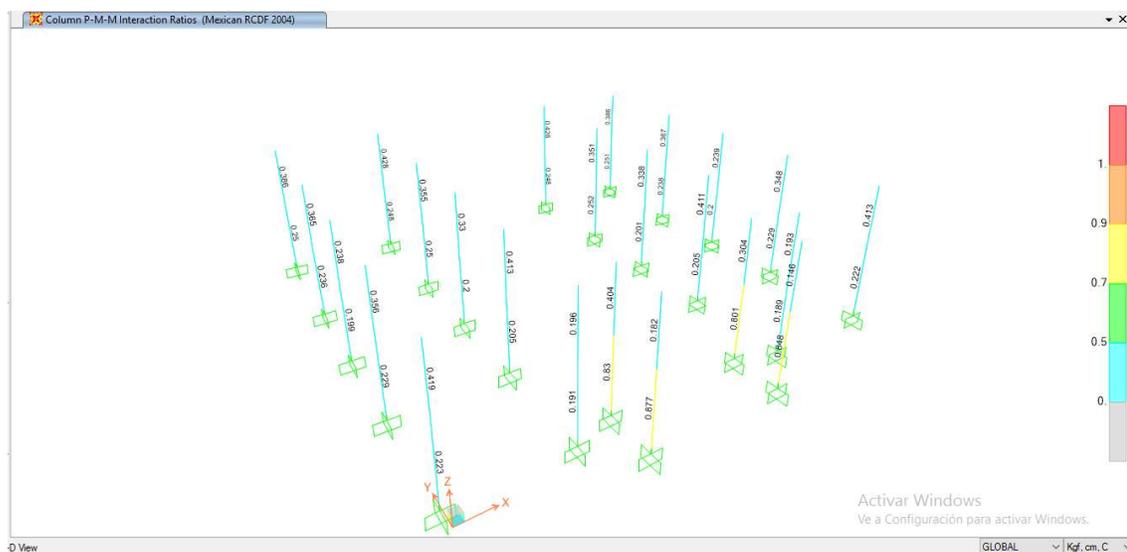


Figura 110. Relación de lo actuante y la capacidad a flexocompresión biaxial.

4.4.7.3. Esfuerzo Cortante en Muros de Mampostería

Por otro lado, los principales parámetros que se revisaron fueron el esfuerzo cortante en los muros de mampostería y la distorsión máxima de entrepiso.

Como puede apreciarse en la escala de esfuerzos de la imagen siguiente, existen esfuerzos cortantes inferiores al valor máximo de diseño de la mampostería (confinada), $v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ indicado por la Norma. Prácticamente todos los muros de mampostería cumplen ya que para este diseño sísmico su valor al esfuerzo cortante no supera los $v_m^* = 2.5 \text{ kg/cm}^2$.

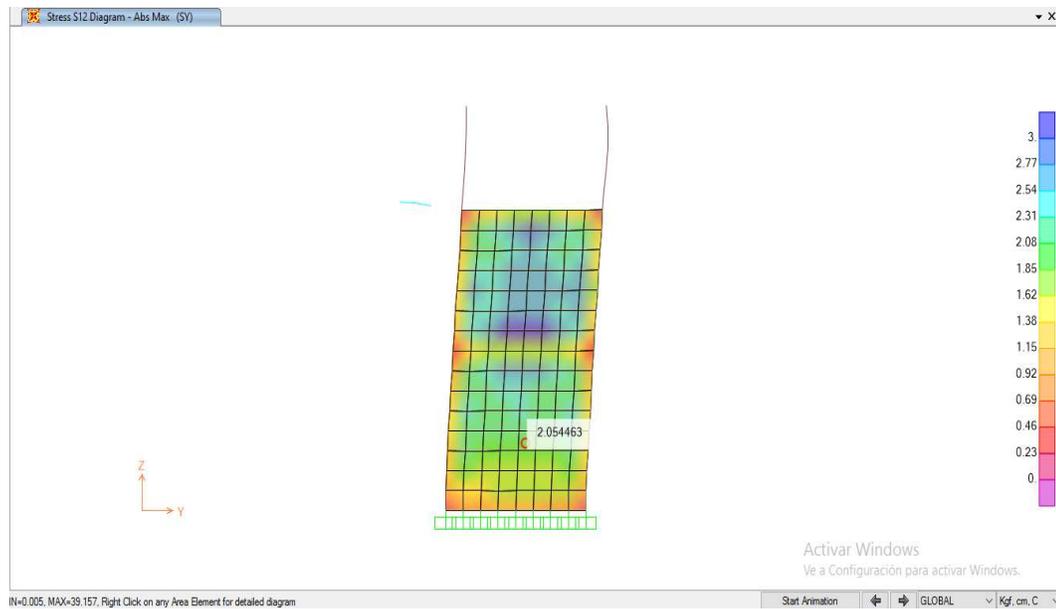


Figura 111. Esfuerzo cortante en muro de mampostería del eje C' y C''.

Tabla 60. Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Ultima del muro del eje C' y C''.

MURO	TIPO	t (cm)	L (cm)	Vu (ton)	Pu (ton)	VmR	REVISIÓN Vu < VR
MURO EJE C' Y C''; P.B.	M	20	300	6.21	5.50	8.51	RESISTE
MURO EJE C' Y C''; P.A.	M	20	300	4.30	1.80	7.73	RESISTE

4.4.7.4. Esfuerzo Cortante en Muros de Concreto

De la misma manera se revisó el esfuerzo cortante en los muros de concreto. Con ayuda del software se calcularon los elementos mecánicos actuantes de los muros de concreto reforzado y se procedió a hacer el diseño de acero de refuerzo.

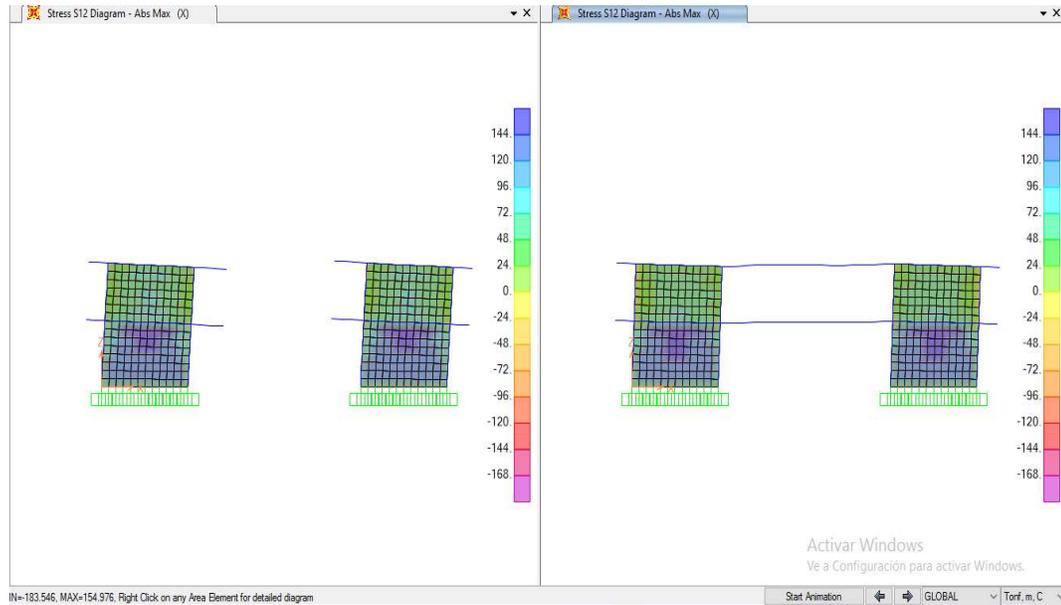


Figura 112. Esfuerzo cortante en muro de Concreto EJE “5 y 1”.

Tabla 61. Fuerza Cortante Resistente vs. Fuerza Cortante Último del muro Eje 5 y 1.

MURO	Vu	Pu	Mu	H	L	t	tmin ≥	Vumax	Vu < Vumax	t ≥ tmin	L/t	L/t < 40
	(ton)	(ton)	(ton-m)	(cm)	(cm)	(cm)		(ton)				
MC-EJE 5; P.B.	130	110	657	385	665	20	20	329.67	OK	OK	33	OK
MC-EJE 5; P.A.	67	48	194	340	665	20	20	329.67	OK	OK	33	OK
MC-EJE 1; P.B.	127	140	696	385	665	20	20	329.67	OK	OK	33	OK
MC-EJE 1; P.A.	72	61	216	340	665	20	20	329.67	OK	OK	33	OK

4.4.7.5. Cimentación

La cimentación se resolvió a base de zapatas corridas con contratrabes, diseñadas con capacidad de suelo de $Q_{adm} = 8.0 \text{ ton}/m^2$ a 2 metros de desplante según los estudios de Mecánica de suelos.

En la figura siguiente se muestra con escala de colores el esfuerzo al que se encuentra sometido el suelo de desplante el cual no supera los $7.5 \text{ ton}/m^2$ tomando en cuenta las cargas gravitacionales factorizadas (F.C.= 1.4)

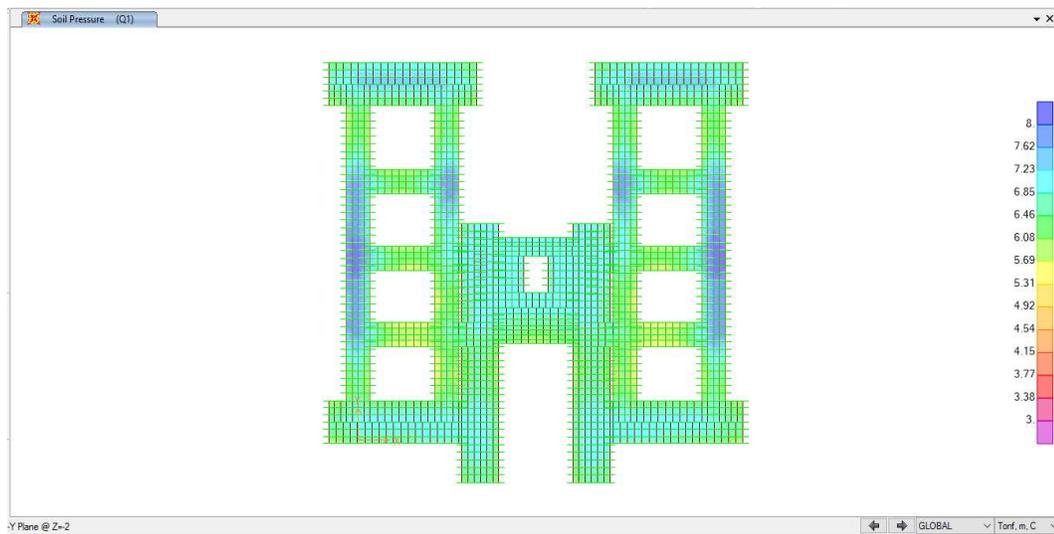


Figura 113. Esfuerzo en el suelo debido a cargas gravitacionales factorizadas.

En la siguiente figura se muestra el esfuerzo al que se encuentra sometido el suelo ante sollicitaciones sísmicas (del orden de $10 \text{ ton}/m^2$). Cabe aclarar que para efectos sísmicos se puede considerar un 35% más de resistencia al suelo (cargas de corta duración) quedando de la siguiente forma $Q_{adm} = 10.8 \text{ ton}/m^2$. Los esfuerzos actuantes son menores a los resistentes por lo tanto es adecuada la estructuración.

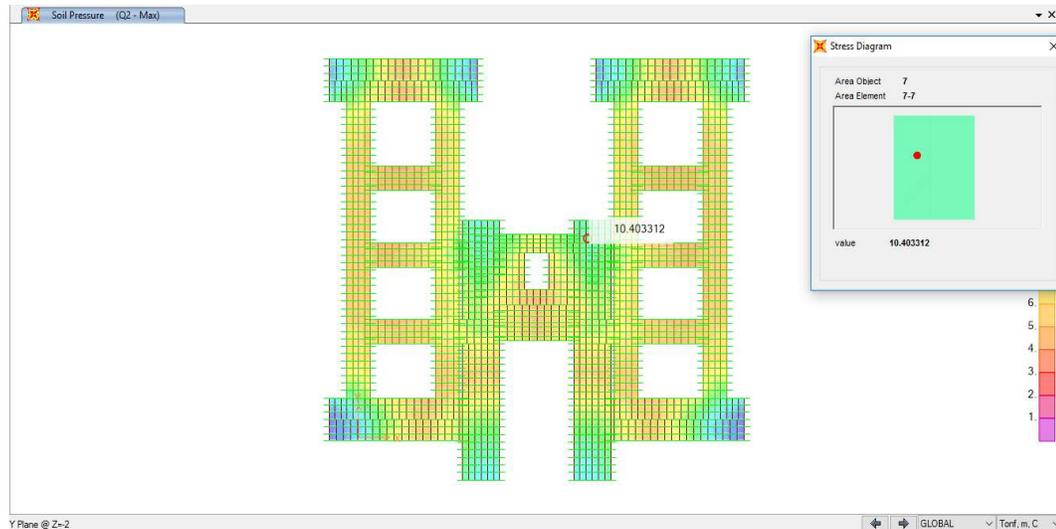


Figura 114. Esfuerzo en el suelo debido a cargas gravitacionales más dinámicas factorizadas.

4.5. RESULTADOS: SECCIONES Y ARMADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se hizo el diseño de concreto reforzado para cada uno de los elementos estructurales de dicha edificación tales como: columnas, vigas, nervaduras, capiteles, muros de concreto, zapatas corridas, contratrabes, etc.

Se pudo verificar que ni aun añadiéndole muros de cortante a la edificación actual logramos hacer que las columnas cumplan con el estado límite de resistencia con el armado, el tipo de concreto y la distribución actual de acero longitudinal que estas tienen, ya que de acuerdo al análisis desarrollado estas requieren un porcentaje mas elevado de acero longitudinal y transversal, así como una nueva distribución del acero longitudinal.

Se verifico que la estructura idealizada cumpliera con los estados límites de servicio y los estados límites de resistencia, aunque cabe señalar que solo se hizo a nivel de proyecto. Por espacios de este trabajo solo se muestran algunos de los armados definitivos de dichos elementos.

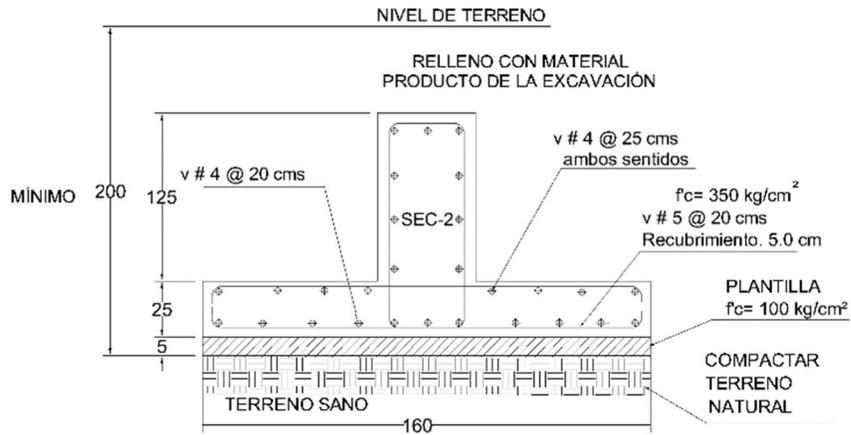


Figura 115. Detalle de Zapata Corrida ZC-1.

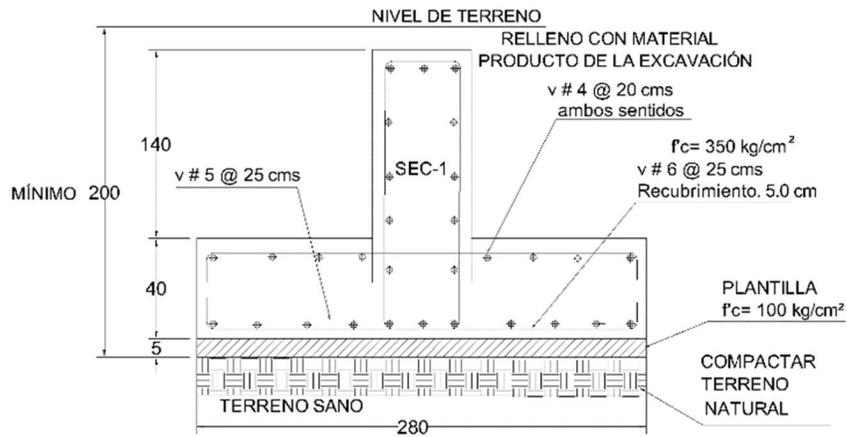


Figura 116. Detalle de Zapata Corrida ZC-2.

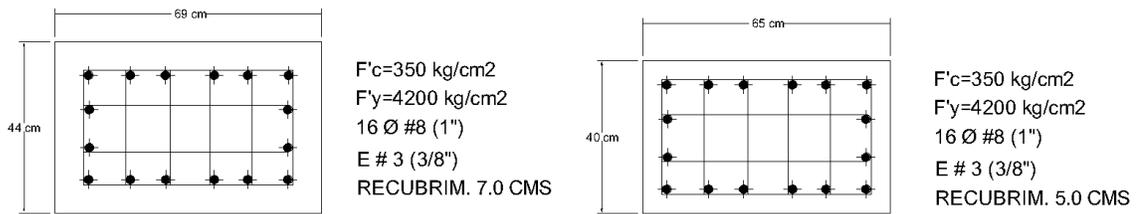


Figura 117. Detalle de Columna C-1 (Cimentación-P.B. y P.B.- Azotea)

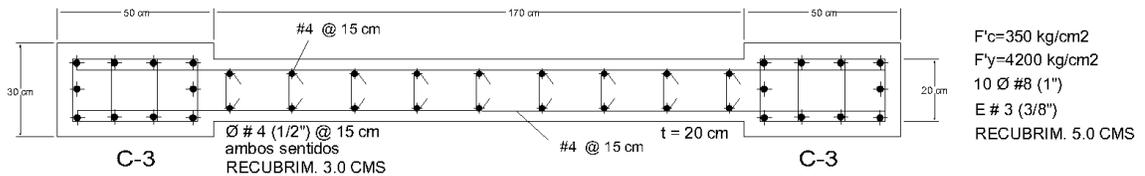


Figura 118. Detalle de Muro M-1.

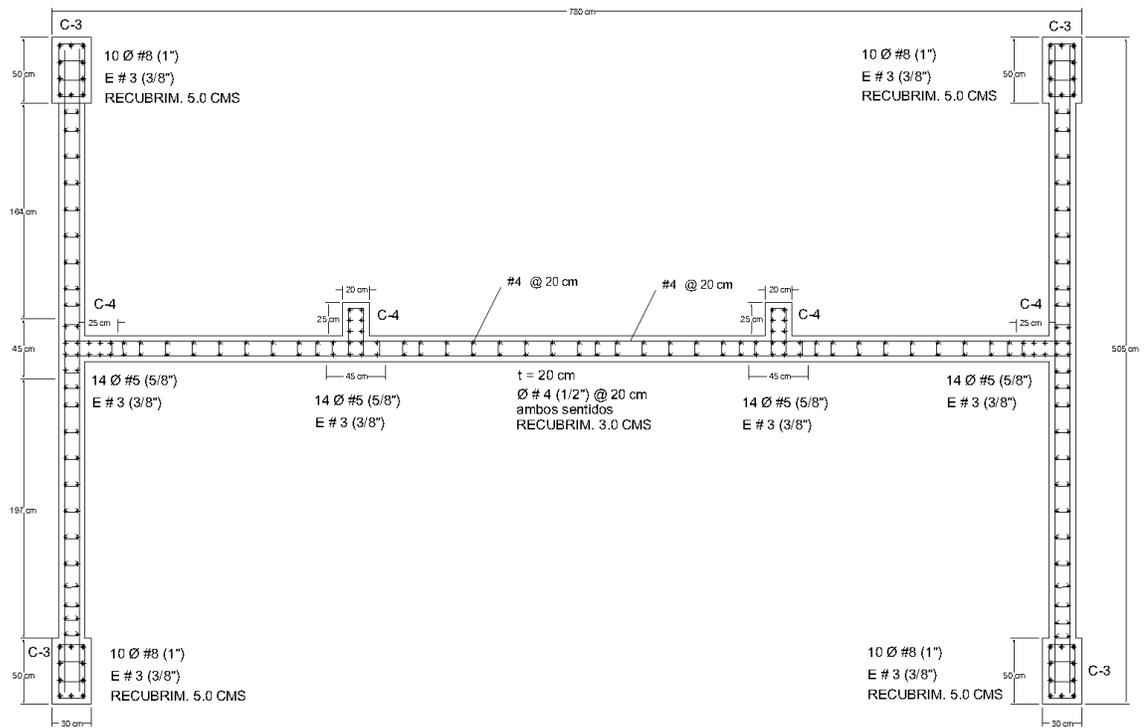


Figura 119. Detalle Muro M-3.

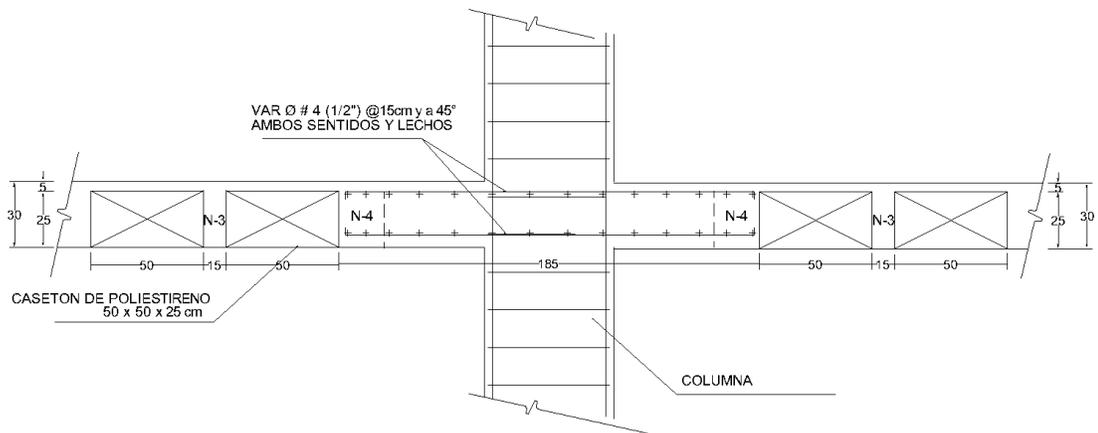
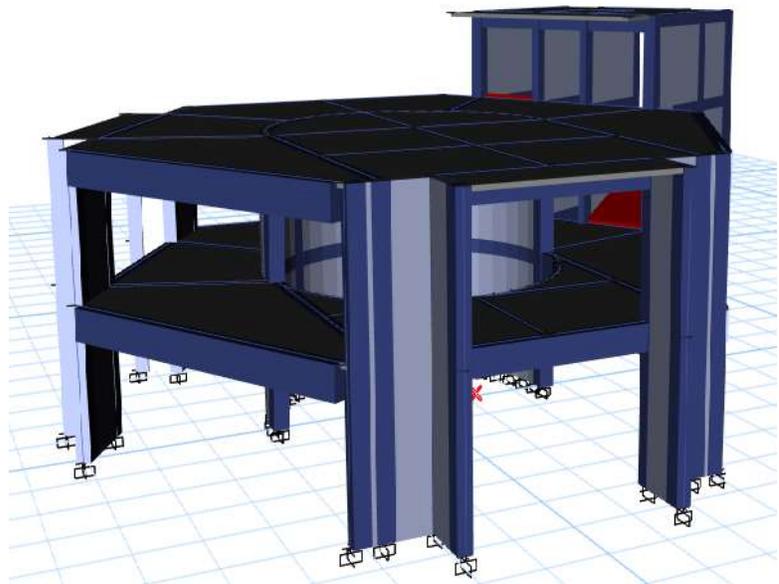
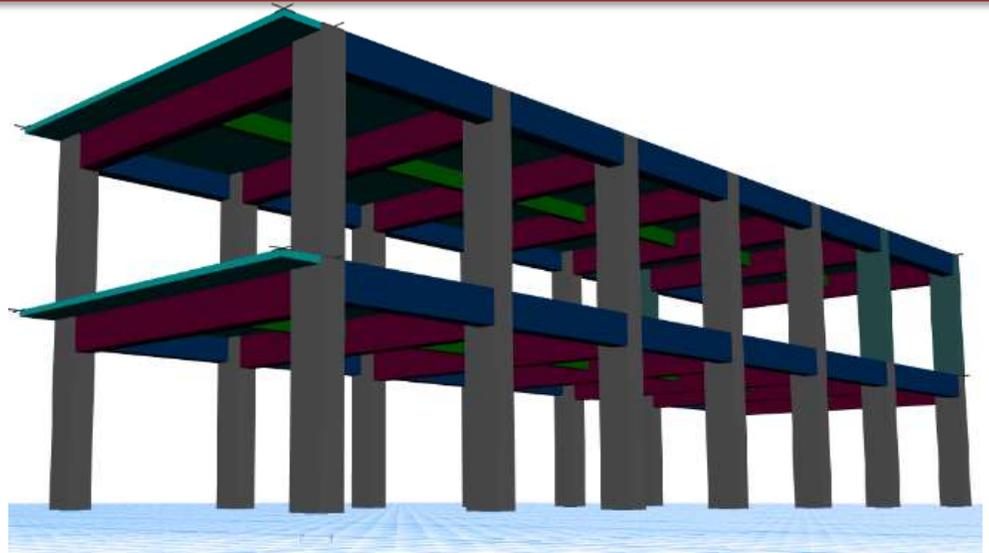


Figura 120. Detalle de Capiteles Centrales.

CAPÍTULO V

PROYECTO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL (API)



CAPÍTULO V

PROYECTO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL (API)

5.1. ANTECEDENTES PARTICULARES

Una vez que la aseguradora hizo el pago de la suma asegurada a la Administración Portuaria Integral de Tapachula Chiapas (API), los encargados procedieron a contratar un despacho de Arquitectos para la elaboración del Proyecto Ejecutivo para el nuevo edificio de la Administración Portuaria Integral de Tapachula Chiapas (API). El encargado del Proyecto Ejecutivo fue el Despacho de Arquitectos “MAYCO CHANG BRAVO” quien a su vez subcontrato a diversos despachos de especialidades para la elaboración total del proyecto (especialistas en instalaciones eléctricas, sanitarias, de voz y datos, instalaciones hidráulicas, de aire acondicionado, expertos en mecánica de suelos, y expertos en Ingeniería Estructural) donde nuevamente fue contratada la empresa LRG INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCIÓN S.A DE C.V. quien me invitó y contrató para ser parte del equipo encargado en el diseño de la nueva edificación.

A continuación, se describen todas las acciones y consideraciones para el análisis, diseño y calculo estructural del edificio Proyectado por el Despacho de Arquitectos “MAYCO CHANG BRAVO”.

A diferencia de lo anterior para estas fechas ya se encontraba en vigencia las nuevas Normas Técnicas NTC-20017 así como también ya contábamos con la nueva versión del Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC-2015) con los cuales procedimos a analizar y diseñar.

5.2. ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA

La arquitectura global del edificio tiene una forma geométrica similar a la de un trébol (3 hojas). Es de 2 niveles (planta baja, planta alta y azotea), los claros son totalmente libres. En la parte central el edificio tiene una forma de hexágono con todo el claro libre apoyado en la parte central únicamente sobre un muro curvo que se desplanta desde la planta baja a la azotea. Se muestran algunas imágenes de la arquitectura final del edificio.



Figura 121. Vista Fachada Principal.



Figura 122. Vista Fachada Posterior.



Figura 123. Vista en Planta.

Para una mejor comprensión de la arquitectura global del edificio se muestran los planos arquitectónicos de Planta Baja, Planta Alta y Azotea respectivamente.

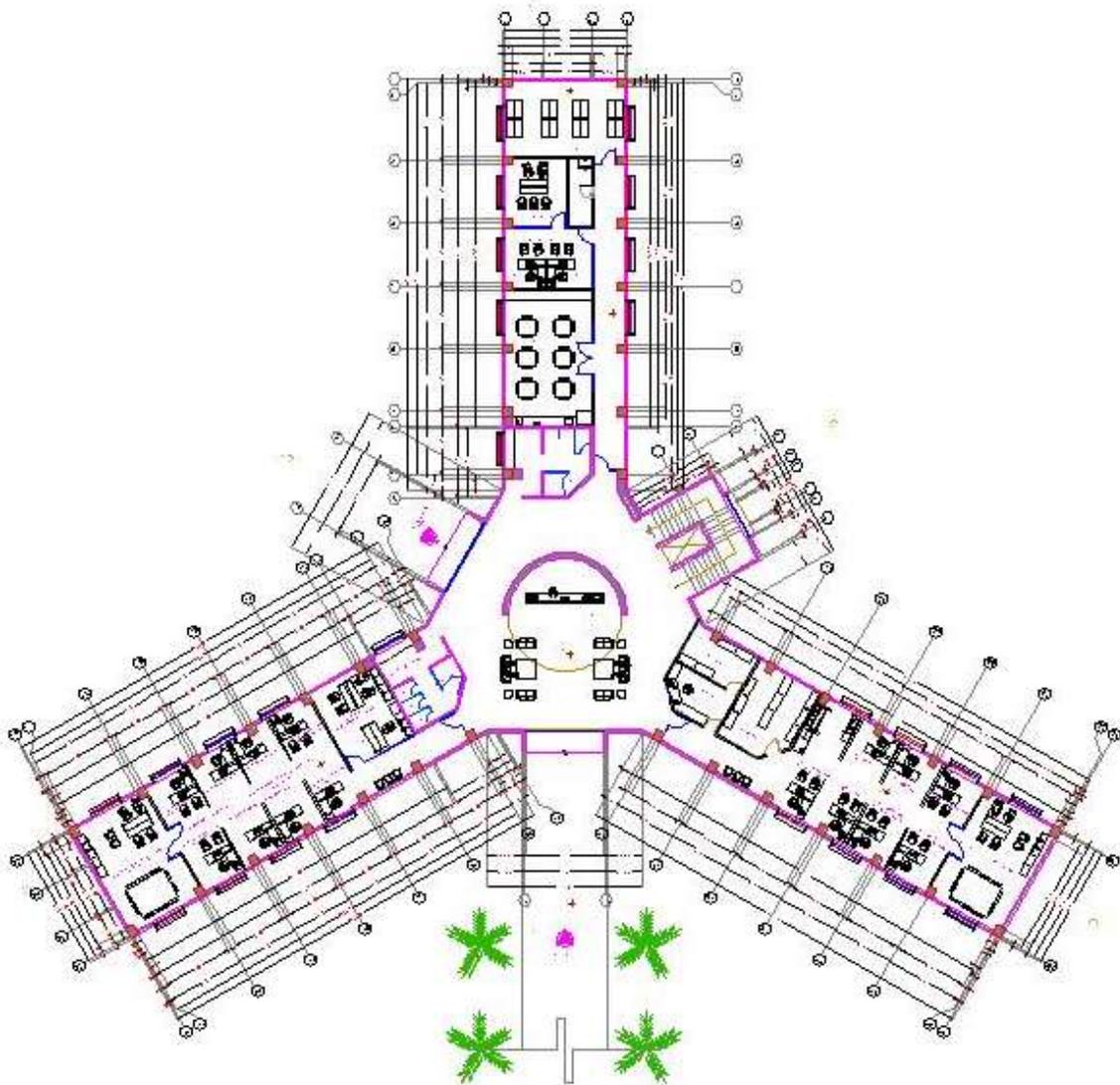


Figura 124. Planta Baja Arquitectónica.

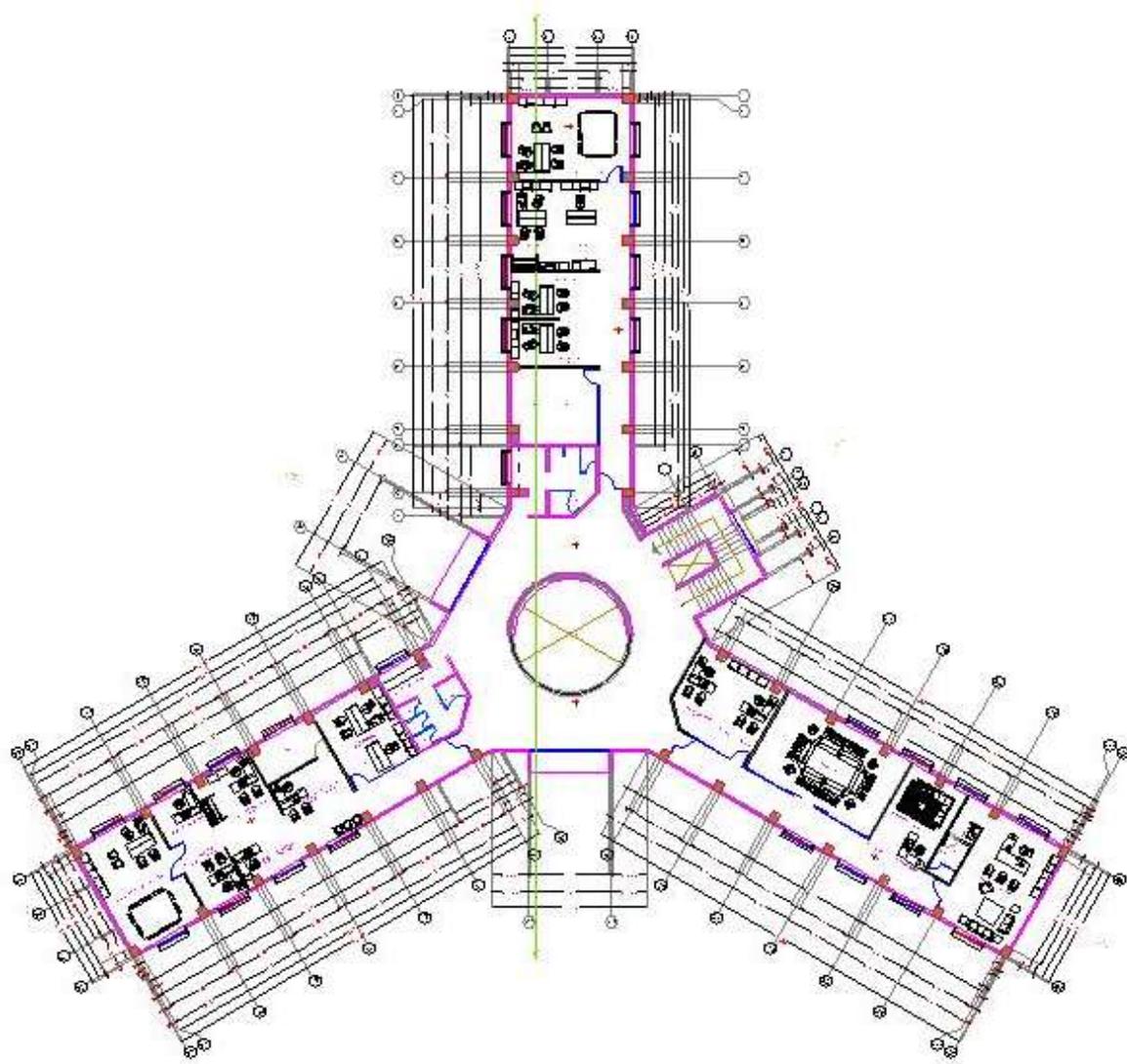


Figura 125. Planta Alta Arquitectónica.

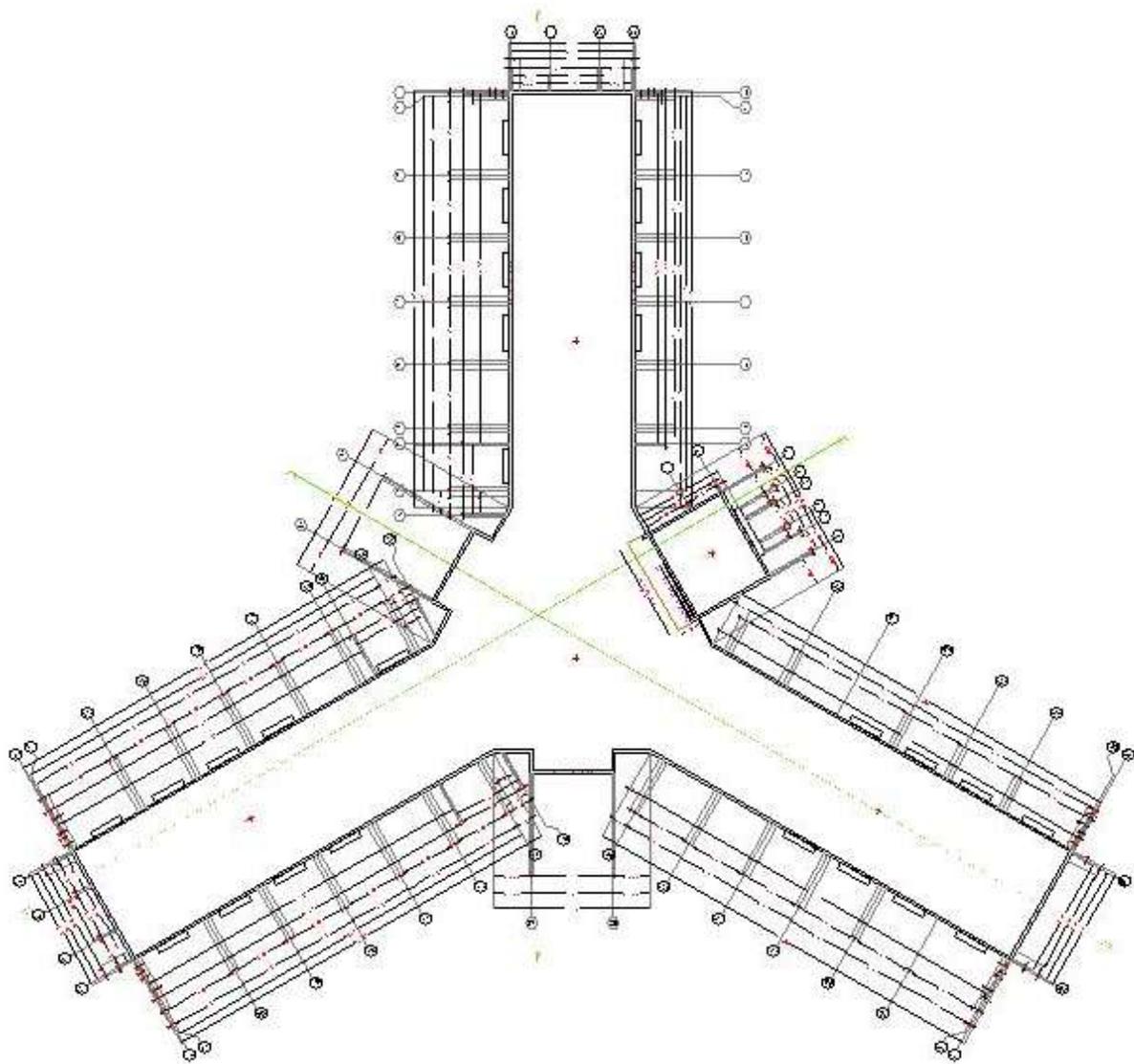


Figura 126. Planta de Azotea.

5.3. ESTRUCTURACIÓN PROPUESTA

El edificio fue resuelto en 4 bloques haciendo estructuras individuales (3 alas y 1 bloque central). En algunos bloques se han utilizado marcos rígidos de concreto reforzado y en otros la estructuración ha sido a base de muros de carga y cortante.

Resumiendo, por bloques, los sistemas estructurales son:

- Bloque A: Es un sistema a base de marcos rígidos de concreto reforzados.
- Bloque B: Es un sistema a base de marcos rígidos de concreto reforzados.
- Bloque C: Es un sistema a base de marcos rígidos de concreto reforzados.
- Bloque D: Es un sistema a base de muros de cortante y de albañilería.

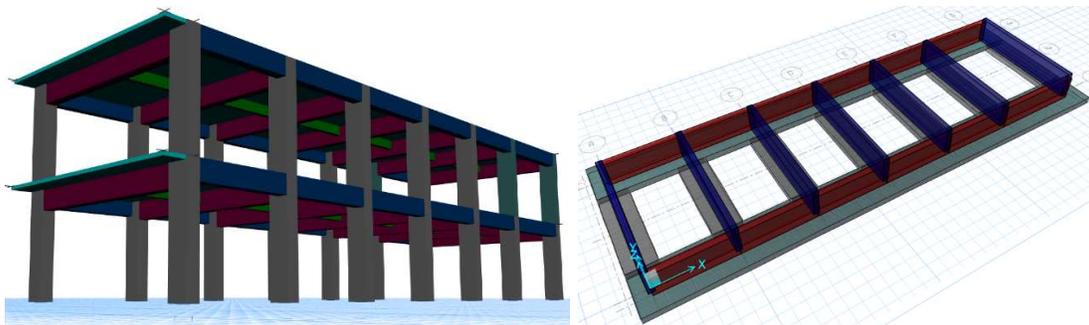


Figura 127. Estructuración Bloques A, B y C.

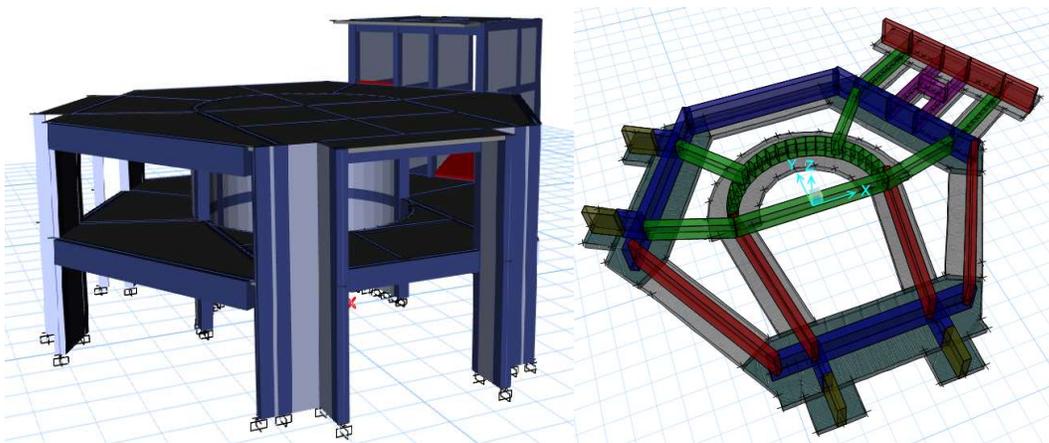


Figura 128. Estructuración Bloque D.

5.4. TIPO DE SUELO Y ZONIFICACIÓN SÍSMICA CONSIDERADA

5.4.1. Tipo de Suelo

La estructura estará desplantada sobre suelo Tipo **II**; “Transición, Arena limosa arcillosa de color café claro” de acuerdo al estudio de mecánica de suelos y con capacidad de carga $Q_{adm} = 8.0 \text{ ton/m}^2$ a 2.0 m de desplante del nivel del suelo.

5.4.2. Zonificación Sísmica considerada

Para la determinación de los parámetros sísmicos, se empleó la zonificación sísmica de acuerdo al MDOC-2015 donde la estructura se localiza en Zona D (vea figura siguiente), zona donde se han registrado los sismos más intensos históricamente, la ocurrencia de los sismos es muy frecuente además que sus aceleraciones del suelo suelen sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

Tabla 62. Regionalización Sísmica (MDOC-2015).

Aceleración máxima en roca, a_0^r (cm/s^2), correspondiente al nivel de referencia ER	Zona	Intensidad sísmica
$a_0^r \geq 200$	D	Muy Alta
$100 \leq a_0^r < 200$	C	Alta
$50 \leq a_0^r < 100$	B	Moderada
$a_0^r < 50$	A	Baja

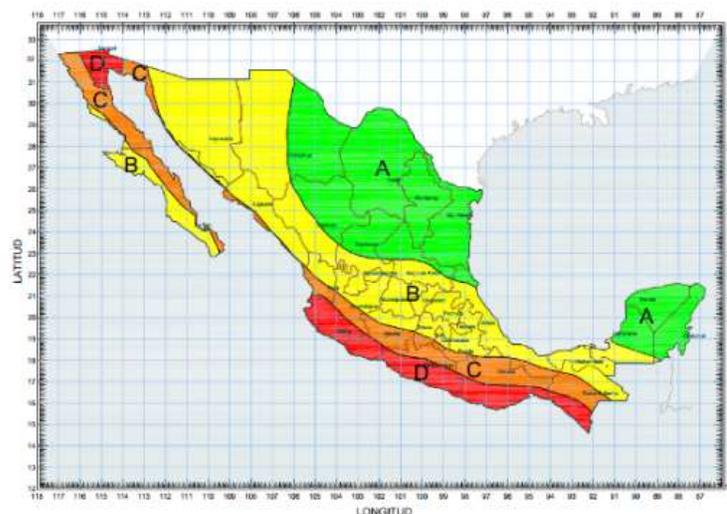


Figura 129. Zonificación Sísmica de la República Mexicana (MDOC-2015).

En relación a la zonificación sísmica, la comisión Federal de Electricidad, en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, establece los espectros de diseño para estructuras del grupo “B”, los cuales se describen a continuación.

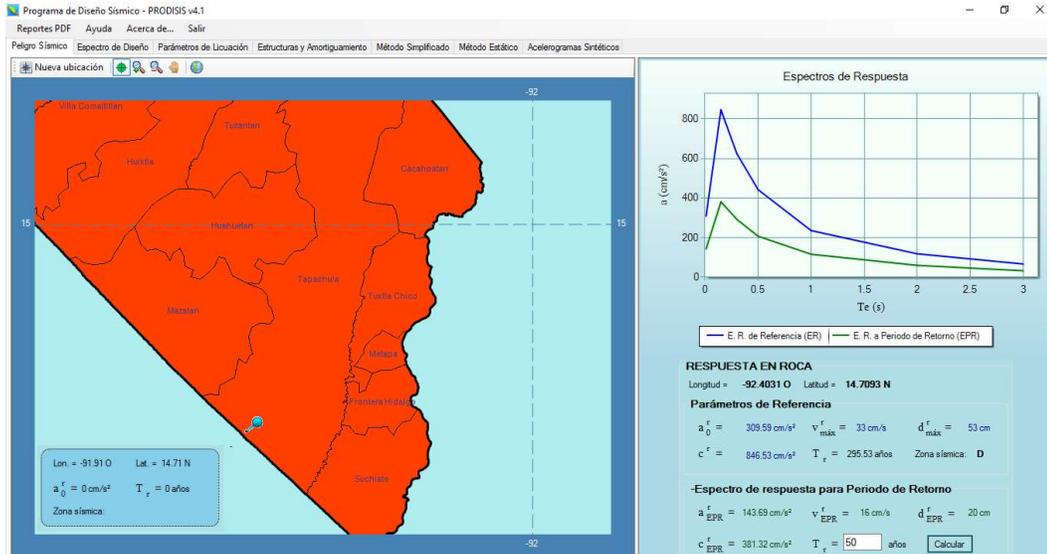


Figura 130. Datos de la Aceleración del Suelo, PRODISIS (MDOC-2015).

Los parámetros sísmicos empleados en este análisis, correspondientes a las Normas para Diseño por Sismo (MDOC-2015) fueron los siguientes:

Tabla 63. Características del Sitio para Diseño Sísmico.

CARACTERÍSTICAS DEL SITIO (ESPECTRO DE DISEÑO REGIONAL)										
ZONA	INTENSIDAD SÍSMICA	TIPO DE TERRENO	ESTRUCTURA DEL GRUPO	a_0^r (cm/s ²)	Ta (s)	Tb (s)	Tc (s)	k	r	C (cm/s ²)
D	MUY ALTA	II	B1	309.51	0.1	1.4	2.0	1	2/3	845.6

Los parámetros sísmicos empleados en este análisis, correspondientes a las Normas de diseño por Sismo, fueron los siguientes: Estructura Grupo B, Tipo Suelo II, Ordenada espectral inicial 0.31, Coeficiente sísmico 0.86, Límites inferior y superior del espectro: 0.1 y 1.4 segundo.

Para fines de diseño sísmico se creó el Espectro de Diseño Sísmico de Colapso y el Espectro de Servicio los cuales luego fueron factorizados por los factores que el Manual de Diseño por sismo nos dicta tal como el Factor de Comportamiento Sísmico “Q”, de irregularidad α entre otros.

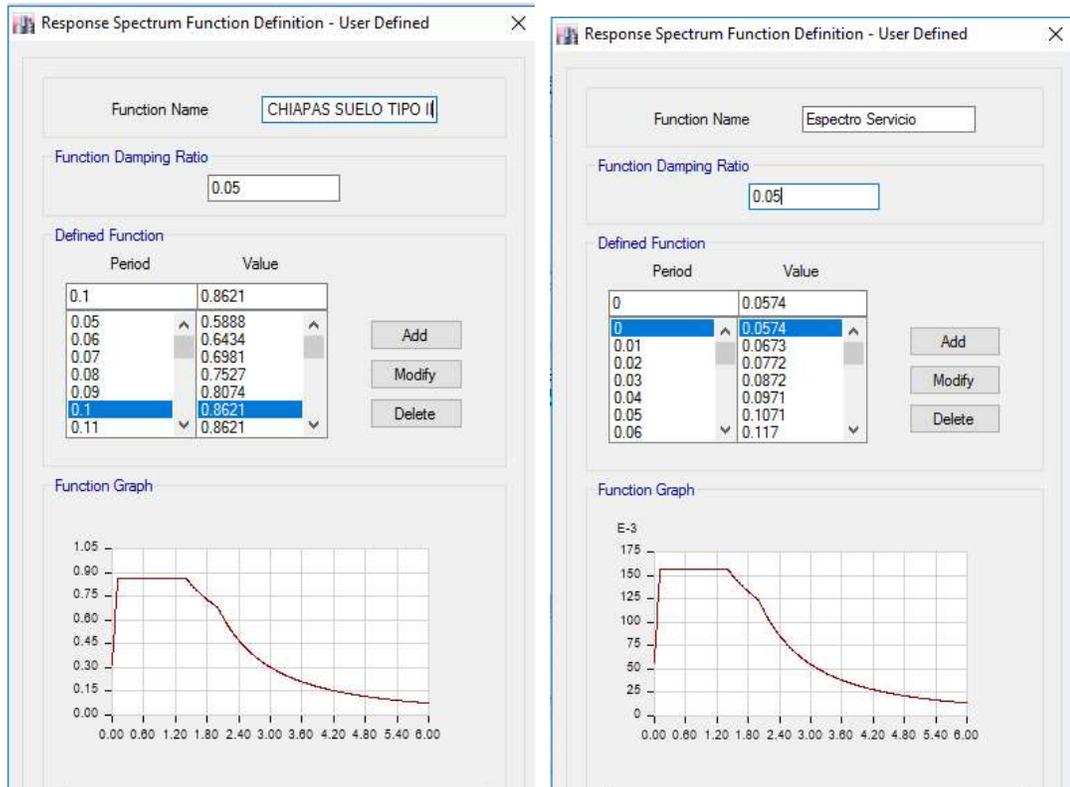


Figura 131. Espectros de Diseño Sísmico de Colapso y de Servicio.

5.5. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

5.5.1. Concreto

Se determino el usar concreto premezclado (CPC-R), clase 1, con resistencia a la compresión $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ que cumple con la norma NMX-C-155 para todos los elementos de concreto (zapatas corridas, trabe de liga, contratraves, losas, muros, columnas) con resistencia normal a los 28 días, tamaño máximo del agregado $\frac{3}{4}$ " (2.0 cm) y revenimiento de 14 cm.

El proceso de vibrado y colocación es mecánico para cuidar la calidad y resistencia del producto, se recomienda hacer prueba del mismo cada determinado número de batidas conforme a las normas técnicas mexicanas NMX-109-1997 ONNCCE, NMX-C-160 y NMX-C-83.

El módulo de elasticidad del concreto se obtuvo con la siguiente ecuación de acuerdo a las Normas de Concreto:

$$14,000\sqrt{f'_c} = 14,000\sqrt{350} = 261,916 \text{ kg/cm}^2$$

A si mismo se recomienda usar concreta clase 2 con resistencia a la compresión de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ castillos, dalas y pisos (firmes).

$$8,000\sqrt{f'_c} = 8,000\sqrt{200} = 113,137 \text{ kg/cm}^2$$

5.5.2. Acero

Se usará acero corrugado de alta resistencia $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o 412 MPa tipo HYLSA o similar grado 42, para todos los elementos estructurales con diámetros desde 3/8” hasta 1 ½”. Las varillas corrugadas deben de cumplir con los requisitos que establecen las normas: NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 y/o NMX-B-290. También se permitirá usar acero liso (#2 alambón) para estribos en castillos según lo indiquen los planos estructurales. Así mismo se recomienda usar acero de alta resistencia tipo malla electro-soldada en el piso (firme) del edificio.

5.5.3. Mampostería

La mampostería será a base de piezas de barro rojo recocido ó piezas de concreto, siempre y cuando sean piezas solidas estructurales. De acuerdo a las Normas de Mampostería sus características estructurales son las siguientes:

Resistencia a compresión $f'_m = 15 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad $E_m = 600 f'_m = (600)(15) = 9,000 \text{ kg/cm}^2$ (Cargas de corta duración)

Resistencia a Compresión diagonal $v'_m = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

5.6. ANÁLISIS DE CARGAS

5.6.1. Cargas de Servicio Gravitacional

Se presenta el resumen del análisis de cargas de servicio gravitacional.

Tabla 64. Cargas en Losas de Entrepiso.

LOSA DE ENTREPISO		
CARGA MUERTA		
MATERIAL	Peso (kg/m ²)	
Loseta Ceramica	40	
Firme pega azulejo	45	
Losa de concreto reforzado (12 cm)	288	
Instalaciones	30	
Plafón	40	
Muros divisorios y canceleria	60	
Reglamento (NTCyCA 2017)	40	
CM : (Carga Muerta Total) =	543	kg/m²
CARGA VIVA		
CV máx (Carga viva máxima) =	250	kg/m²
CV inst (CV instantánea) =	180	kg/m²
CARGA MUERTA + CARGA VIVA		
CM + CV máx =	543 + 250 =	793 kg/m²
CM + CV inst =	543 + 180 =	723 kg/m²

Tabla 65. Cargas en Losas de Azotea.

LOSA DE AZOTEA		
CARGA MUERTA		
MATERIAL	Peso (kg/m ²)	
Inpermeabilizante	5	
Relleno para pendientes en losas	140	
Losa de concreto reforzado (12 cm)	288	
Instalaciones	30	
Plafón	40	
Reglamento (NTCyCA 2017)	40	
CM : (Carga Muerta Total) =	543	kg/m²
CARGA VIVA		
CV máx (Carga viva máxima) =	100	kg/m²
CV inst (CV instantánea) =	70	kg/m²
CARGA MUERTA + CARGA VIVA		
CM + CV máx =	543 + 100 =	643 kg/m²
CM + CV inst =	543 + 70 =	613 kg/m²

Tabla 66. Cargas Muertas Adicionales.

CARGA DE MUROS 15 CM DE TABIQUE			
CM =	300	kg/m ²	
NOTA: La carga será uniformemente distribuida sobre los tableros que tengan muros divisorios o sobre el elemento estructural resistente que las contenga.			
CARGA DE MUROS 20 CM DE TABIQUE			
CM =	400	kg/m ²	
NOTA: La carga será uniformemente distribuida sobre los tableros que tengan muros divisorios o sobre el elemento estructural resistente que las contenga.			
CARGA DE MUROS 30 CM DE TABIQUE			
CM =	600	kg/m ²	
NOTA: La carga será uniformemente distribuida sobre los tableros que tengan muros divisorios o sobre el elemento estructural resistente que las contenga.			
CARGA DE MUROS 40 CM DE TABIQUE			
CM =	800	kg/m ²	
NOTA: La carga será uniformemente distribuida sobre los tableros que tengan muros divisorios o sobre el elemento estructural resistente que las contenga.			
CARGA DE ROTOPLAS			
MATERIAL	Cantidad (pzas)	Peso (kg)	Peso (kg)
Tinaco de 1100 Lts (agua)	5	1100	5500
Tinacos sin agua	5	50	250
40% Adicional de base			2300
CM =		8050	kg
NOTA: La carga será uniformemente distribuida sobre los tableros que tengan las cargas o sobre el elemento estructural resistente que las contenga.			
CARGA LINEAL EN BALCONES			
CM (NTCyCA 2017)=	100	kg/m	
NOTA: La carga será uniformemente distribuida sobre los tableros que tengan las cargas o sobre el elemento estructural resistente que las contenga.			

Tabla 67. Cargas Muertas de Equipos Especiales.

EQUIPO DE CLIMATIZACION (UMA)			
MATERIAL	Cantidad (pzas)	Peso (kg)	Peso (kg)
EQUIPOS UMA	2	4500	9000
BASE DE SOPORTE (2.5m*4m*0.20m)	2	4400	8800
CM =		17800	kg
NOTA: La carga será uniformemente distribuida sobre el área de soporte.			

Tabla 68. Cargas en Escaleras.

LOSA DE ESCALERAS		
CARGA MUERTA		
MATERIAL	Peso (kg/m ²)	
Losa de concreto reforzado (15 cm)	360	
Aplanado	40	
Piso	42	
Escalones	190	
Reglamento (NTCyCA 2017)	40	
CM : (Carga Muerta Total) =	672	kg/m²
CARGA VIVA		
CV máx (Carga viva máxima) =	350	kg/m²
CV inst (CV instantánea) =	150	kg/m²
CARGA MUERTA + CARGA VIVA		
CM + CV máx =	672 + 350 =	1022 kg/m²
CM + CV inst =	672 + 150 =	822 kg/m²

5.6.2. Factorización de las Cargas Según NTC-2017

Las acciones mencionadas en el inciso anterior, con el fin de prever situaciones de esfuerzo no planeadas en los elementos de las estructuras, se multiplican por factores de carga que permiten mantener un margen de seguridad en el diseño de edificios. Dichos factores de carga son números, mayores a uno, con los cuales se afectan las acciones máximas ejercidas sobre la estructura en condiciones de servicio para obtener las cargas últimas de diseño, en la tabla siguiente se pueden observar dichos factores de cargas y las combinaciones que marca la Normativa Vigente.

Tabla 69. Combinaciones de Cargas.

COMBINACIÓN	CM	CMad	Cvmax	Cvinst	SISMO D X	SISMO D Y	SISMO E X	SISMO E Y
Gravitacional	1.0	1.0	1.0	0	0	0	0	0
Gravitacional F.C.	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0	0
SISMO DIN-1	1.1	1.1	0	1.1	1.10	0.33	0	0
SISMO DIN-2	1.1	1.1	0	1.1	1.10	-0.33	0	0
SISMO DIN-3	1.1	1.1	0	1.1	-1.10	0.33	0	0
SISMO DIN-4	1.1	1.1	0	1.1	-1.10	-0.33	0	0
SISMO DIN-5	1.1	1.1	0	1.1	0.33	1.10	0	0
SISMO DIN-6	1.1	1.1	0	1.1	0.33	-1.10	0	0
SISMO DIN-7	1.1	1.1	0	1.1	-0.33	1.10	0	0
SISMO DIN-8	1.1	1.1	0	1.1	-0.33	-1.10	0	0
SISMO E-1	1.1	1.1	0	1.1	0	0	1.10	0.33
SISMO E-2	1.1	1.1	0	1.1	0	0	1.10	-0.33
SISMO E-3	1.1	1.1	0	1.1	0	0	-1.10	0.33
SISMO E-4	1.1	1.1	0	1.1	0	0	-1.10	-0.33
SISMO E-5	1.1	1.1	0	1.1	0	0	0.33	1.10
SISMO E-6	1.1	1.1	0	1.1	0	0	0.33	-1.10
SISMO E-7	1.1	1.1	0	1.1	0	0	-0.33	1.10
SISMO E-8	1.1	1.1	0	1.1	0	0	-0.33	-1.10
SISMO SERVICIO 1	1.1	1.1	0	1.1	1.1	0.33	0	0
SISMO SERVICIO 2	1.1	1.1	0	1.1	0.33	1.1	0	0

Las cargas de tinacos, escaleras y muros no estructurales fueron aplicadas directamente a los elementos resistentes que los soportan. Los muros que no fueron tomados en cuenta en el diseño estructural se consideran como muros no estructurales, desligados de la estructura.

El software ETABS calcula automáticamente el peso de los elementos estructurales, por tal motivo y por la amplia variación de secciones de columnas, trabes entre otros solo le agregamos las cargas adicionales correspondientes dejándole al software la libertad de calcular los pesos y masas correspondientes.

5.7. TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL EMPLEADO

El método de análisis usado fue de tipo lineal, siendo este el método de Análisis Dinámico Modal Espectral con base en las Normas Técnicas Complementarias 2017 y el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC-2015). Así mismo y tal como lo marca la Norma en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomó en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de los elementos se calculan con los momentos de inercia de la tabla siguiente:

Tabla 70. Factores de Modificación de Momentos de Inercia.

ELEMENTO	FACTOR DE MOMENTO DE INERCIA
Vigas y Muros agrietados	0.5 0
Columnas Agrietadas	0.70
Columnas y Muros no agrietados	1.0

Cabe mencionar que los resultados del análisis dinámico fueron comparados contra los de los análisis estáticos revisando que se cumplieran los lineamientos que marca la Norma para poder usar los métodos dinámicos.

5.8. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL EDIFICIO CORRESPONDIENTE AL BLOQUE A

La estructura es a base marcos rígidos de concreto reforzado y para el análisis se construyó un modelo matemático mediante el programa ETABS, que tomara en cuenta la rigidez de todo elemento estructural que sea significativo, sus conexiones y las diferentes cargas actuantes aplicando el método de Análisis Dinámico Modal Espectral con base en las Normas Técnicas Complementarias 2017 y el Manual de Diseño de Obras Civiles 2015. Así mismo en el diseño de la cimentación se elaboró un modelo matemático con el programa SAFE, donde se exportaron las cargas resultantes de la superestructura para el diseño de las contratrabes y zapatas.

Se determinaron los desplazamientos horizontales que se presentan en cada nivel, producidos por las cargas laterales, y se compararon con los máximos desplazamientos relativos de entrepiso permisibles. También se obtuvieron los elementos mecánicos en los miembros estructurales para las diferentes combinaciones de carga, revisando que no se excediera la capacidad de resistencia de dichos miembros.

5.8.1. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q” Y CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Para el caso particular de este edificio, de acuerdo a su estructuración y lineamientos marcados por las Normas correspondientes, se utilizó un factor de comportamiento sísmico en ambas direcciones ortogonales $Q_x = Q_y = 2.0$.

En lo referente al factor de corrección por irregularidad (α) este se tomó igual a 0.9 por no cumplir con una de las especificaciones para considerarse Regular de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la C.F.E. 2015.

Tabla 71. Características de la Estructura para Diseño Sísmico (Bloque A).

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA					Ta =	Tb =	k =	r =		
DIRECCION DE ANÁLISIS	Q	Te (s)	β	α	Ro	R	Q'	ρ	$\frac{\alpha \beta A_{v,d}}{Q R \rho \alpha}$	Cdiseño
X	2.0	0.320	1.0	0.9	2.0	2.0	1.229	1.0	382.3688	0.3898
Y	2.0	0.309					1.221	0.8	481.0374	0.4904
Z	Tv =	0.117	$a_v = 1.4 F_d a' \left[\frac{0.05}{T_v} \right]^{2/3}$			Fd =	1	av =	303.7152	0.3096

5.8.2. MODELO MATEMÁTICO

Se presenta el resumen del modelo matemático generado para el análisis y diseño estructural.

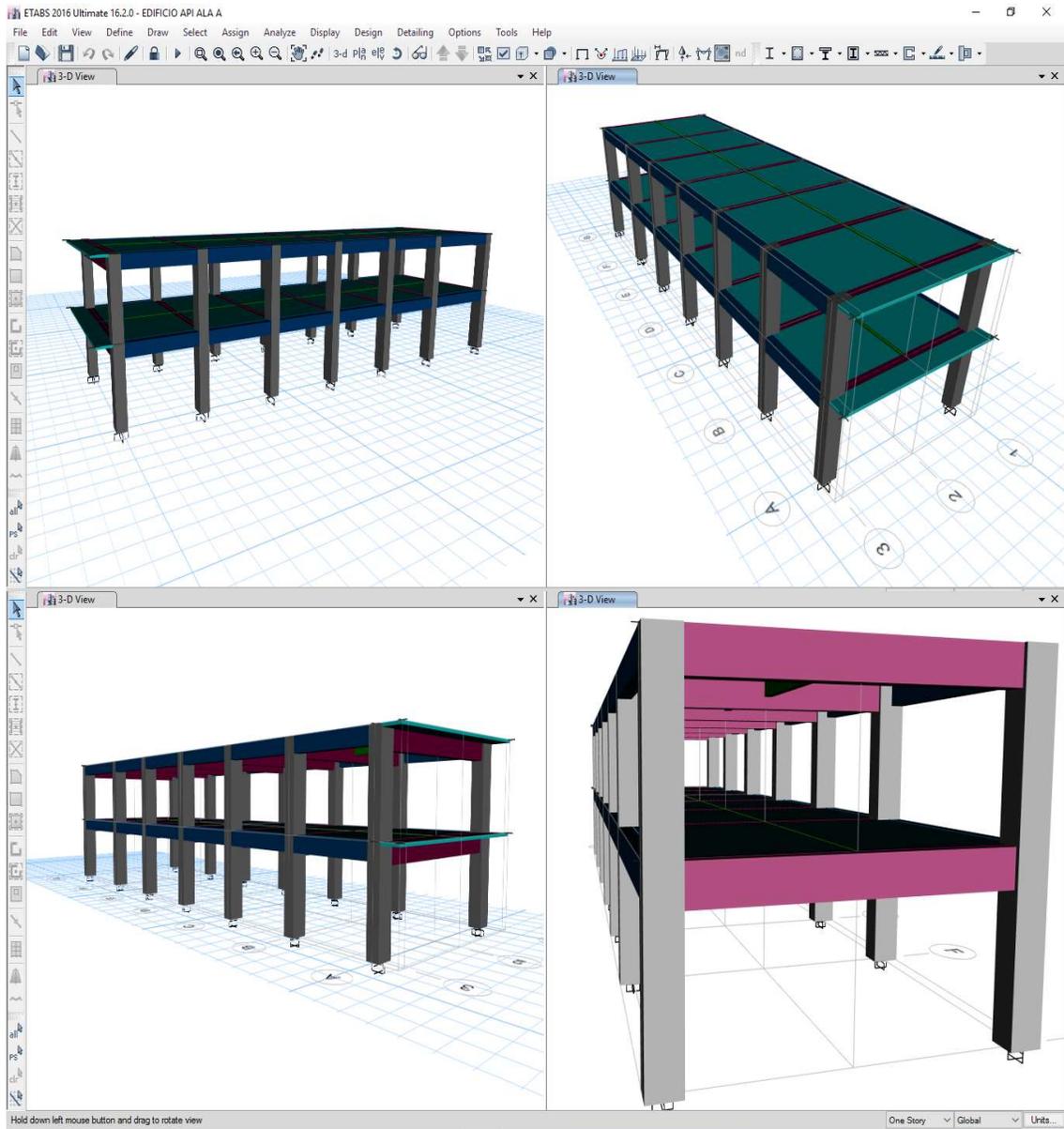


Figura 132. Modelo Matemático Tridimensional (Bloque A).

5.8.3. CARGAS EN LA ESTRUCTURA

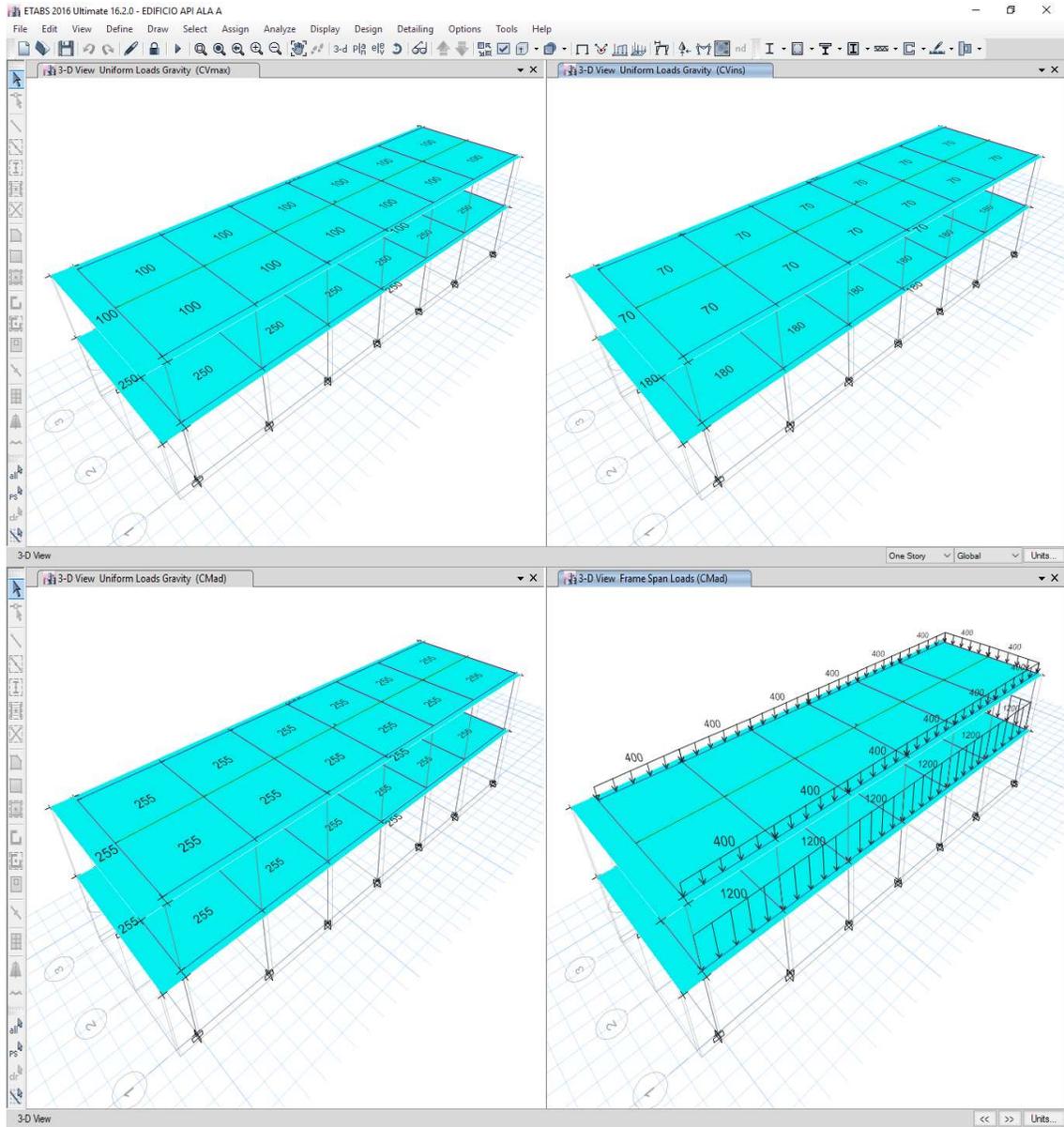


Figura 133. Cargas Aplicadas en el Modelo (Bloque A).

5.8.4. RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

5.8.4.1. Deformadas

A continuación, se muestra el comportamiento paramétrico de la estructura de acuerdo a un análisis matricial (método de rigideces) y de elementos finitos realizado en el modelo tridimensional, tal como las deformadas, los modos de virar, su comportamiento modal, entre otros.

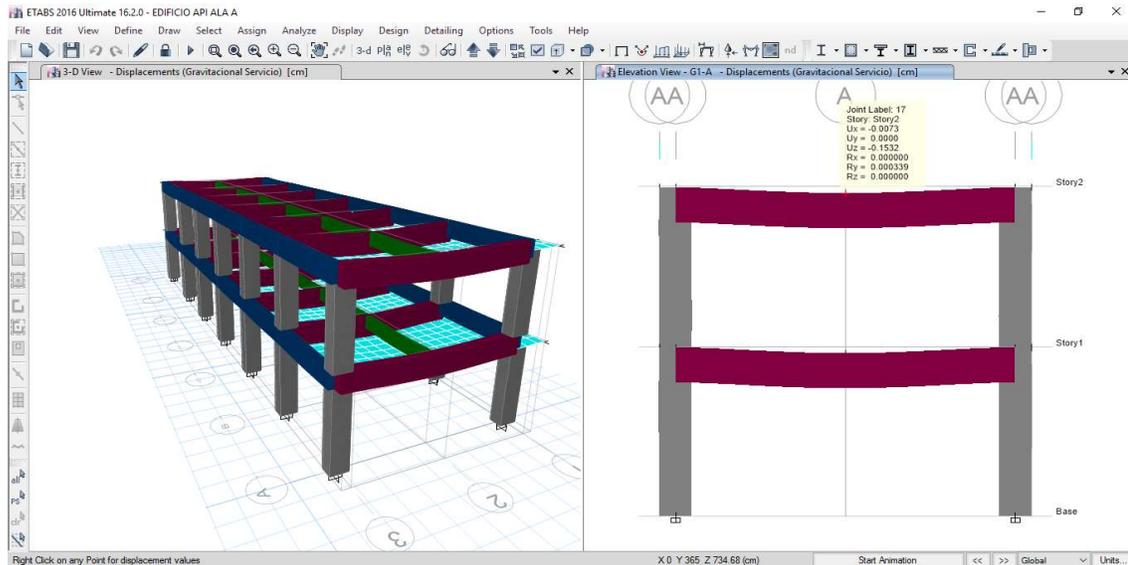


Figura 134. Deformada Cargas Combinación Gravitacional (Bloque A).

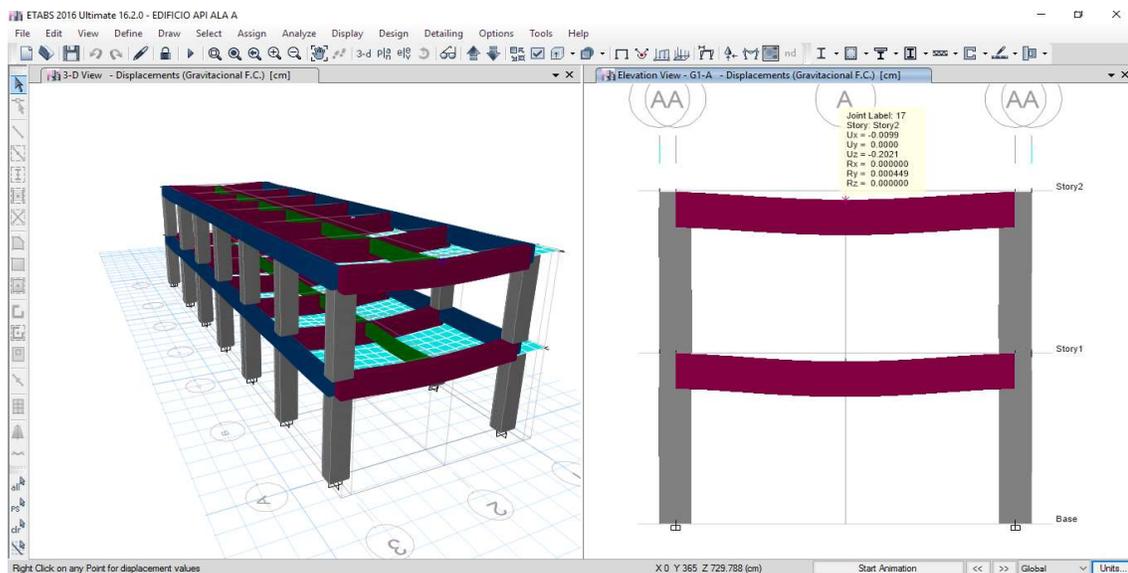


Figura 135. Deformada Cargas Combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).

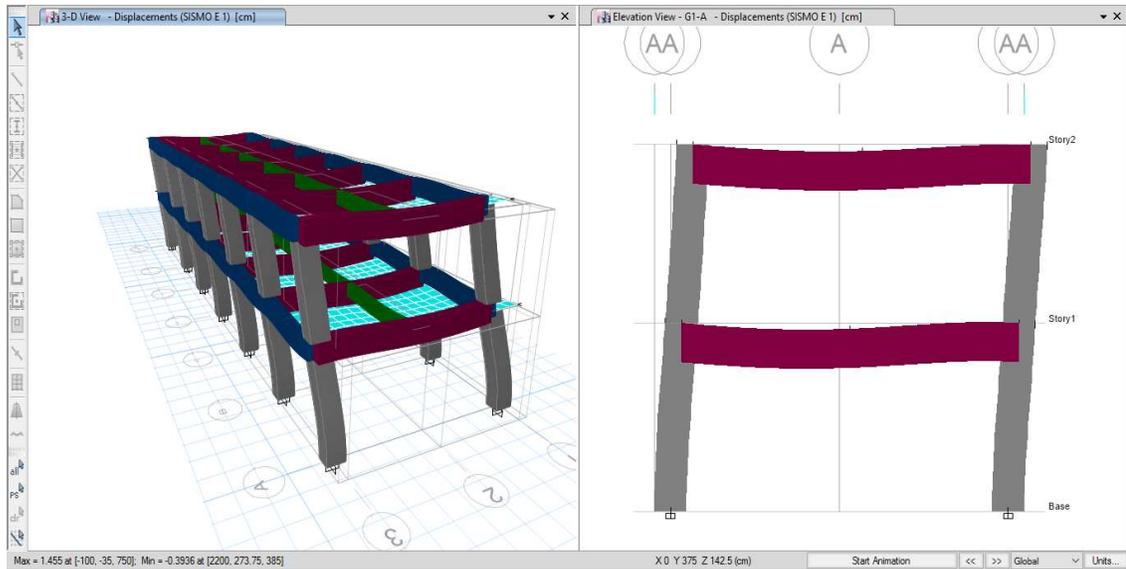


Figura 136. Deformada Cargas Combinación SISMO E-1 (Bloque A).

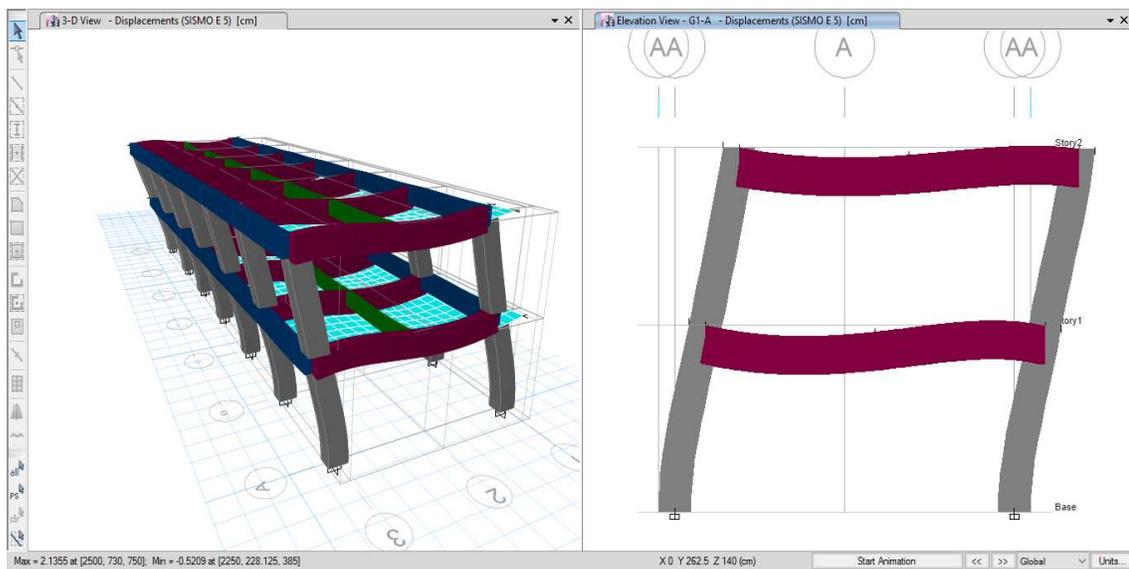


Figura 137. Deformada Cargas Combinación SISMO E-5 (Bloque A).

En el primer modo de vibrar se puede observar que el edificio tiene una traslación en dirección X.

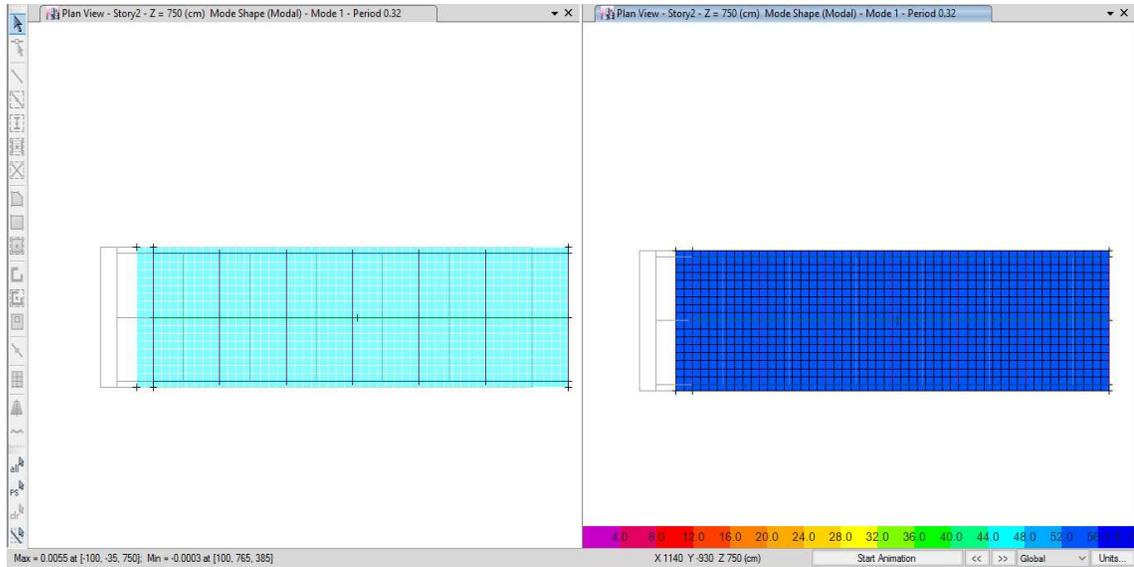


Figura 138. Deformada Modo de Vibrar 1 y Resultante (Bloque A).

En el segundo modo de vibrar se puede observar que el edificio tiene una traslación en dirección Y.

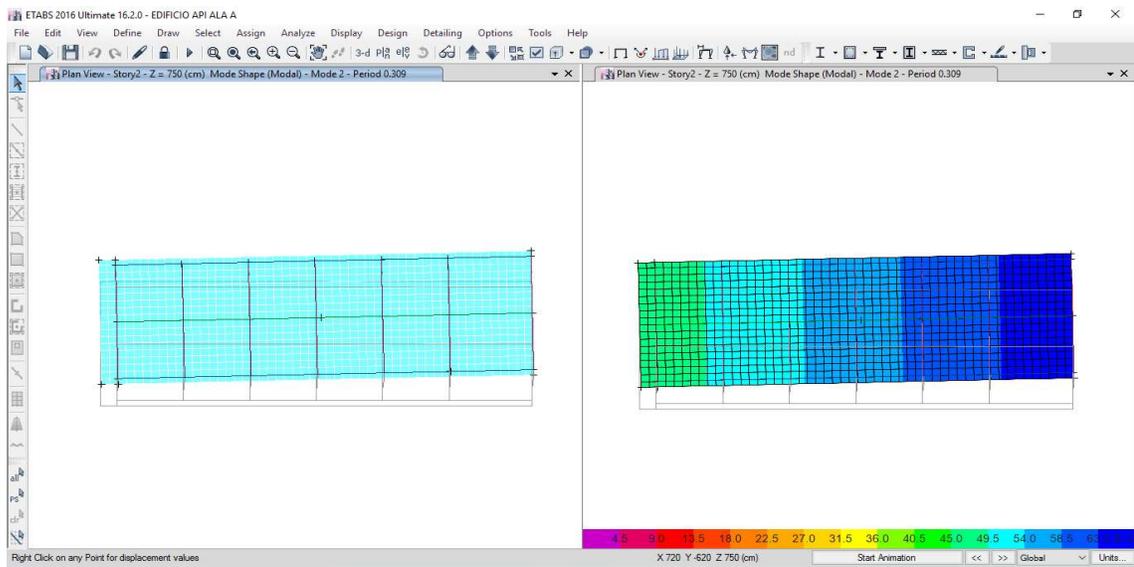


Figura 139. Deformada Modo de Vibrar 2 y Resultante (Bloque A).

En el tercer modo el edificio tiene una rotación sobre su eje Z (torsión) lo cual es un desplazamiento se presentan por medio de giros en las plantas.

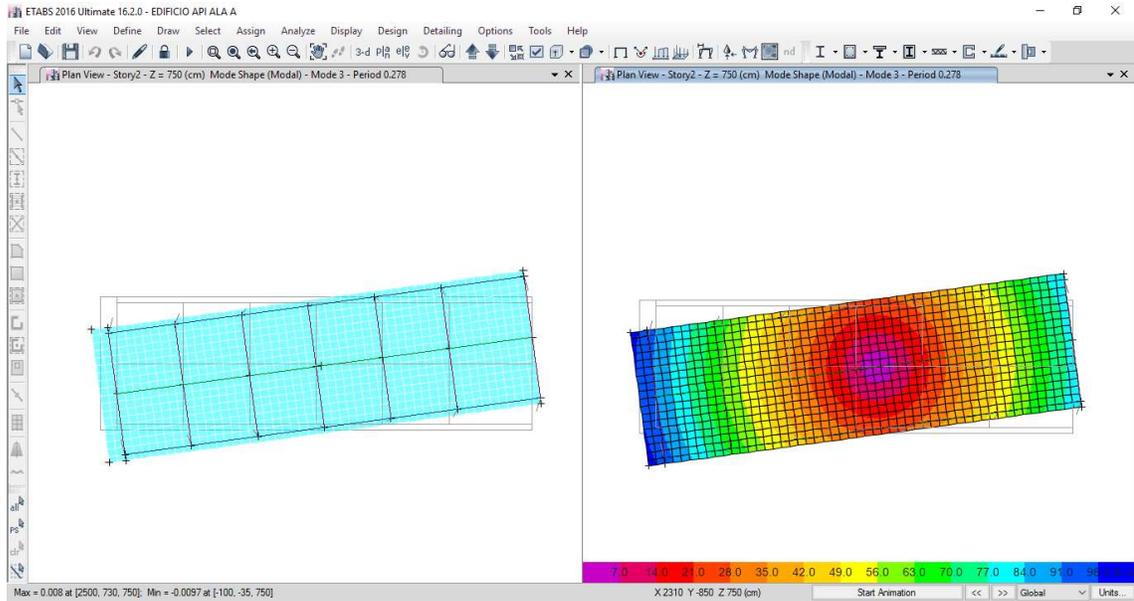


Figura 140. Deformada Modo de Vibrar 3 y Resultante (Bloque A).

En su cuarto modo el edificio presenta un desplazamiento vertical en Z debido a la flexibilidad de la losa.

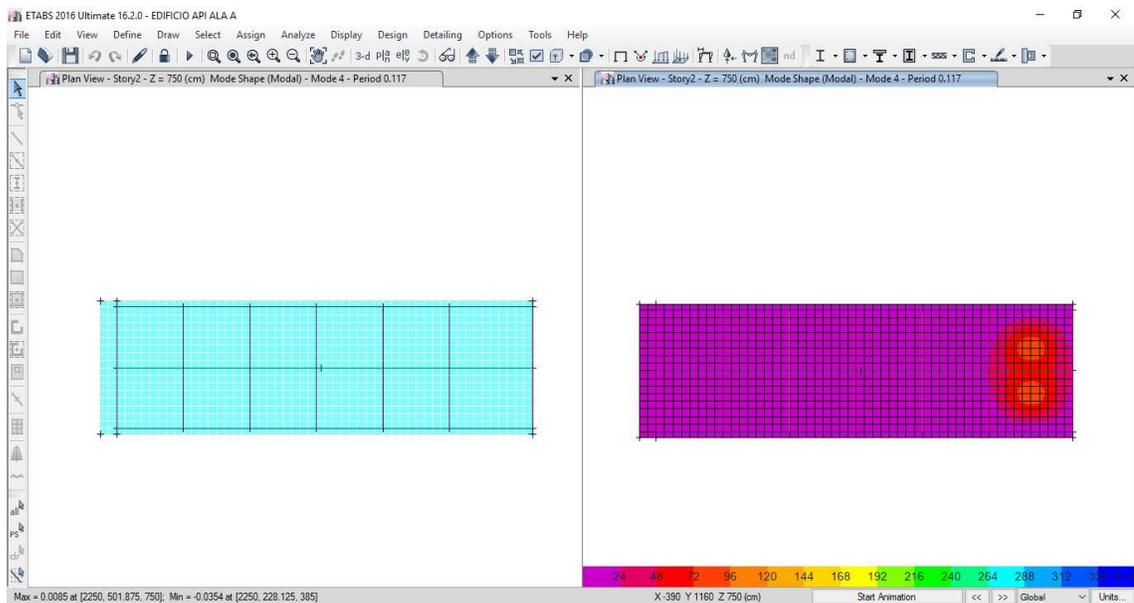


Figura 141. Deformada Modo de Vibrar 4 y Resultante (Bloque A).

5.8.4.2. Información Modal de la Estructura

En la tabla siguiente se presenta los primeros 10 periodos fundamentales de vibración de la estructura, para cada una de las cuatro posiciones del centro de masas prescritas en las NTC (el total de modos de vibración tomados en cuenta fue de 230 modos, esto para garantizar por lo menos el 90% de pesos efectivos para el Análisis Dinámico Modal Espectral tal como lo marca la Normativa vigente).

Tabla 72. Periodos y Frecuencias Modales (Bloque A).

Case	Mode	Period (sec)	Frequency (cyc/sec)	Circular Frequency (rad/sec)	Eigenvalue (rad ² /sec ²)
Modal	1	0.32	3.13	19.6644	386.6885
Modal	2	0.309	3.238	20.3459	413.9550
Modal	3	0.278	3.599	22.6138	511.3858
Modal	4	0.117	8.545	53.6904	2882.6588
Modal	5	0.11	9.079	57.0428	3253.8816
Modal	6	0.106	9.431	59.2547	3511.1202
Modal	7	0.098	10.16	63.8363	4075.0762
Modal	8	0.098	10.254	64.4271	4150.8489
Modal	9	0.097	10.329	64.8973	4211.6566
Modal	10	0.094	10.605	66.6341	4440.1039

5.8.4.3. Pesos Efectivos para Análisis Dinámico

En el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal también se menciona lo siguiente acerca del análisis modal: cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotaciones con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos de vibración con un periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis. Si en el análisis se reconoce el acoplamiento deberá incluirse el efecto de los modos naturales necesarios para que la suma de pesos efectivos en cada dirección sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura (NTC-2017).

Tabla 73. Porcentajes de Cargas de Participación Modal (Bloque A).

Case	Item Type	Item	Static (%)	Dynamic (%)
Modal	Acceleration	UX	100	99.99
Modal	Acceleration	UY	100	99.96

Tabla 74. Porcentajes de Direcciones Modales (Bloque A).

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0.320	1	0	0	0
Modal	2	0.309	0	0.988	0	0.012
Modal	3	0.278	0	0.013	0	0.987
Modal	4	0.117	0.012	0	0.988	0
Modal	5	0.110	0.215	0	0.785	0
Modal	6	0.106	0.996	0	0.004	0
Modal	7	0.098	0.001	0	0.999	0
Modal	8	0.098	0	0.570	0	0.430
Modal	9	0.097	0.174	0	0.826	0
Modal	10	0.094	0.014	0	0.986	0

5.8.4.4. Efecto de la Torsión

El reglamento exige que se “Provoque” por decir de alguna manera, el efecto de torsión, esto se hace adicionando un momento en el eje Z de una proporción igual a la fuerza sísmica multiplicado la Excentricidad Torsional de Diseño (e_n diseño) lo que genera efectos de torsión.

En un Análisis Dinámico Tridimensional el efecto de torsión por efecto dinámico viene implícitamente en la estructuración, pero la Normativa en Diseño Sismo Resistente nos marca que debemos considerar $0.05b_n$ por las incertidumbres de las ondas sísmicas y sus direcciones.

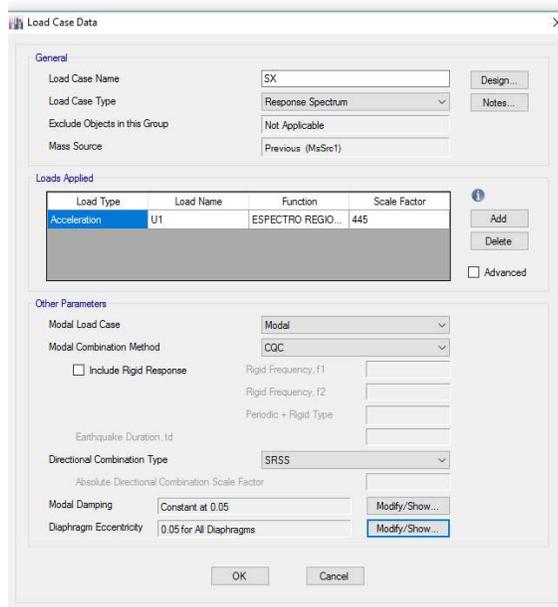


Figura 142. Efecto de Torsión (Bloque A).

En el caso del método de análisis estático se debe de calcular la excentricidad torsional estática para determinar la excentricidad torsional de diseño y así aplicar las cargas estáticas con la excentricidad calculada.

Tabla 75. Excentricidad Torsional de Diseño (Bloque A).

EXCENTRICIDAD TORSIONAL DE DISEÑO									
NIVEL	bXn	bYn	Excentricidad torsional calculada estáticamente		Excentricidad de diseño (para método estático)	e _{nx} diseño	e _{ny} diseño	Excentricidad mayor	
	cm	cm	e _{xn}	e _{yn}		cm	cm	e _{nx} diseño	e _{ny} diseño
2	2600	800	0.0	16.7	$e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n$	130	65	5%	8%
					$e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n$	130	32		
1	2600	800	0.0	36.8	$e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n$	130	95	5%	12%
					$e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n$	130	22		

5.8.4.5. Revisión por Cortante Basal

Tabla 76. Parámetros Estructurales (Bloque A).

$a_o^r =$	309.5	$T_a =$	0.1	$T_b =$	1.4	$k =$	1	$r =$	2/3
Q	$T_e = 0$ (s)	β	α	R_o	R	Q'	ρ	$\frac{\alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha}$	
2.0	0	1.00	0.9	2.0	3.0	1.000	0.80	143.2917	

Tabla 77. Revisión por Cortante Basal (Bloque A).

REVISIÓN POR CORTANTE BASAL			W_T (TON)	V_{DX} / V_{EX} %	V_{DY} / V_{EY} %	$\frac{V_0}{W_T} > \frac{0.7 \alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha}$	Para $T_e = 0$ $\frac{\alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha} \cdot W_T < V_0$		
Cortante Dinámico	V_{DX} (TON)	201.49	579.47	92.6%	87.6%	0.348	0.273	84.6	CORRECTO
	V_{DY} (TON)	239.87				0.414			CORRECTO
Cortante Estático	V_{EX} (TON)	217.55	CORRECTO		CORRECTO		CORRECTO		
	V_{EY} (TON)	273.68	CORRECTO		CORRECTO		CORRECTO		

Se observa que el cortante dinámico cumple con las condiciones para poder usarlo en el diseño de elementos estructurales.

Tabla 78. Fuerzas Cortantes de Entrepiso (Bloque A).

Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiffness X tonf/cm	Shear Y tonf	Drift Y cm	Stiffness Y tonf/cm
Story2	SX	114.7228	0.5488	209.0286	0.00001172	0.0191	0
Story1	SX	201.492	0.6992	288.1924	0.000003821	0.0182	0
Story2	SY	0.000001336	0.0415	0	145.1584	0.8786	165.2114
Story1	SY	0.000003477	0.0731	0	239.8746	0.8048	298.057
Story2	X	126.9516	0.6009	211.2543	0	0.0209	0
Story1	X	217.5546	0.7492	290.3767	0	0.0198	0
Story2	Y	0	0.0179	0	159.7049	0.8534	187.1415
Story1	Y	0	0.0346	0	273.6833	0.7898	346.5156
Story2	SSX	45.9695	0.2176	211.2384	0.000004695	8.776E-09	0
Story1	SSX	80.738	0.2761	292.4752	0.000001531	2.999E-09	0
Story2	SSY	0	0.0059	0	46.3036	0.2447	189.2296
Story1	SSY	0.000001109	0.0105	0	76.5164	0.223	343.094

5.8.4.6. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos

Tabla 79. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos (Bloque A).

CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ																
UBICACIÓN	MASAS		C. GRAVEDAD		ACUMULADO		C. CORTANTE		C. DETORSION		e _{max} = 0.00	e _{min} / b _{min} = 0.0%				
	Diagrafma	Mass X kgf·s ² /cm	Mass Y kgf·s ² /cm	XCM cm	YCM cm	Cumulative X kgf·s ² /cm	YCCM cm	XCR cm	YCR cm	e _X =Y _{cc} -Y _{cr} cm			e _Y =X _{cc} -X _{cr} cm			
Story2	D2	237.55	237.55	1231	365	237.55	1231	365	1214	365	2600	800	0.00	16.73	0.0%	2.1%
Story1	D1	330.26	330.26	1251	365	330.26	1251	365	1214	365	2600	800	0.00	36.84	0.0%	4.6%
											Máxima dimensión en planta por entrespo perp. A la dirección del mox. Da lateral		Excentricidad torsional			
											e _{max} = 36.843		e _{min} / b _{min} = 4.6%			
											Mínimo :		800			

NIVEL	h _n (m)	DESPLAZAMIENTOS				FUERZA CORTANTE DE ENTRESPO V _n (ton)	PESO A SOBRE ENTRESPO W _n (ton)	ESTADO LÍMITE AL NIVEL DE SERVICIO Limitación de daños a elementos no estructurales 0.002 h' _n	ESTADO LÍMITE B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO Distorsión Permissible según Sistema Estructural 0.015	EFECTO DE 2o. ORDEN	SEPARACIÓN CON ESTRUCTURAS ADYACENTES (cm)		
		A). NIVEL DE SERVICIO	B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO	TOTALES	RELATIVOS								
4	0.00	X _n	X' _n =V _n /R _n	X _n	X' _n =V _n /R _n			X _n	X' _n · Q · R · ρ / h _n ≤ 0.015	Amplificar	6		
3	0.00												
2	3.65	0.494	0.2176	1.35	0.6009	126.95	254.42	0.218	0.7300	OK	0.007	0.039919	NO
1	3.85	0.276	0.276	0.75	0.75	217.55	579.47	0.276	0.7700	OK	0.008	0.030035	NO

NIVEL	h _n (m)	DESPLAZAMIENTOS				FUERZA CORTANTE DE ENTRESPO V _n (ton)	PESO A SOBRE ENTRESPO W _n (ton)	ESTADO LÍMITE AL NIVEL DE SERVICIO Limitación de daños a elementos no estructurales 0.002 h' _n	ESTADO LÍMITE B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO Distorsión Permissible según Sistema Estructural 0.015	EFECTO DE 2o. ORDEN	SEPARACIÓN CON ESTRUCTURAS ADYACENTES (cm)		
		A). NIVEL DE SERVICIO	B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO	TOTALES	RELATIVOS								
4	0.00	X _n	X' _n =V _n /R _n	X _n	X' _n =V _n /R _n			X _n	X' _n · Q · R · ρ / h _n ≤ 0.015	Amplificar	7		
3	0.00												
2	3.65	0.468	0.2447	1.64	0.8534	159.7049	254.42	0.245	0.7300	OK	0.009	0.050218	NO
1	3.85	0.223	0.223	0.79	0.7898	273.6833	579.47	0.223	0.7700	OK	0.008	0.037784	NO

Se puede observar de las tablas anteriores que los desplazamientos máximos obtenidos del análisis sísmico no superan los máximos permisibles, lo que nos demuestra que la estructura es lo suficientemente rígida y adecuada ante cargas sísmicas y gravitacionales además que no tiene problemas de torsión lo que la hace una estructura muy segura.

5.8.4.7. Revisión de los Elementos Mecánicos del Modelo Estructural

Se presenta las siguientes figuras que indican los elementos mecánicos actuantes en la edificación.

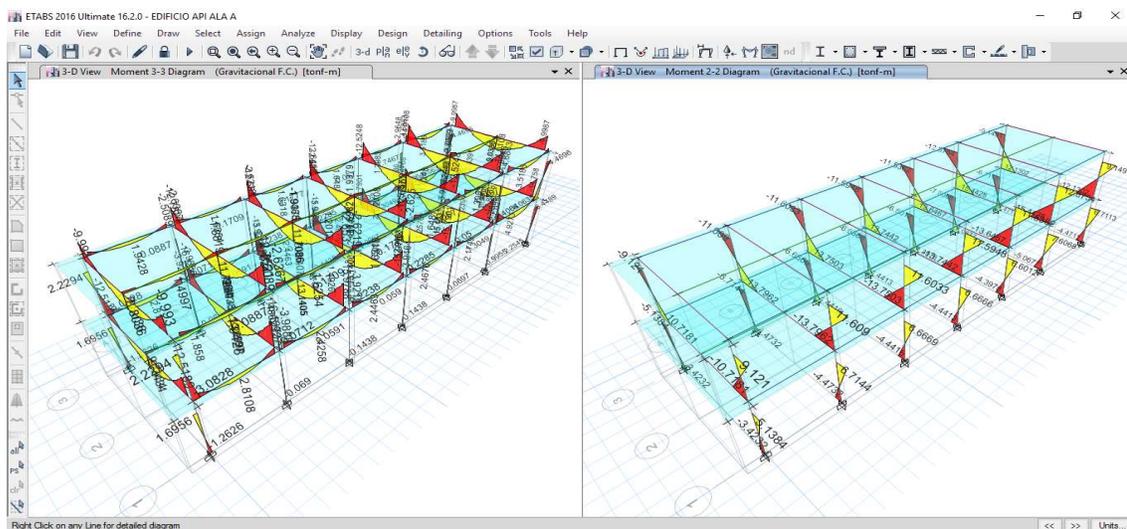


Figura 143. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).

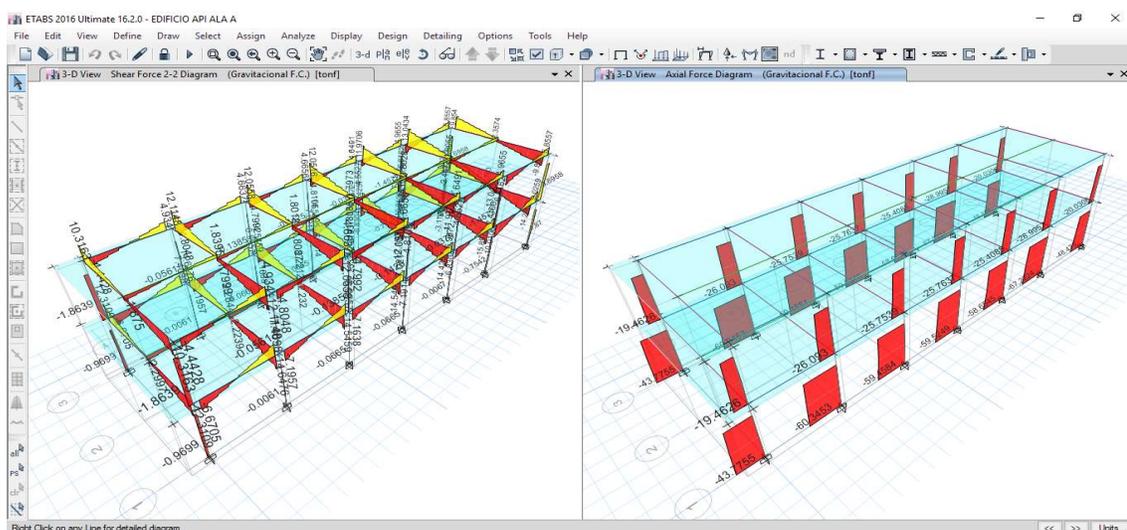


Figura 144. Cortante 2-2 y Fuerza Axial Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).

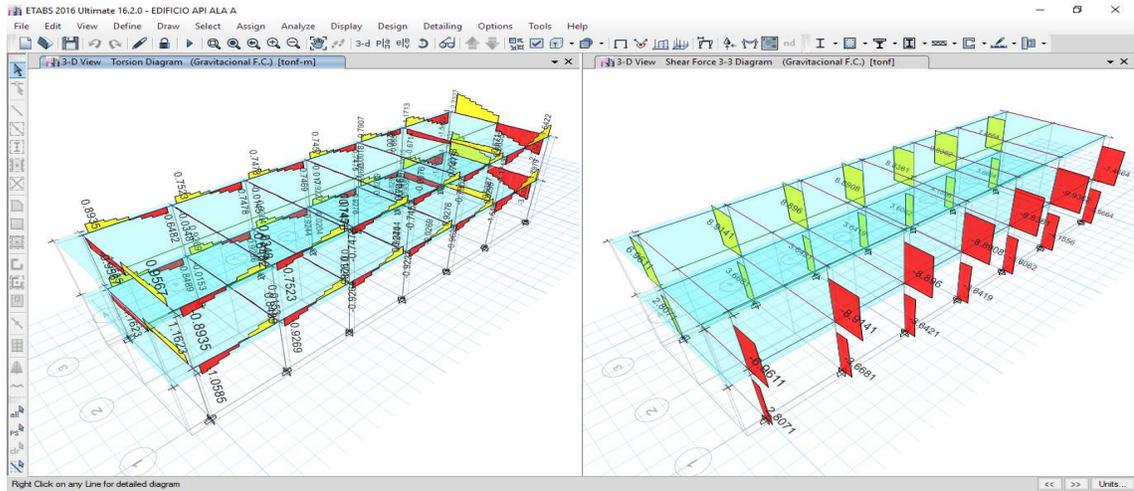


Figura 145. Torsión y Cortante 3-3 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).

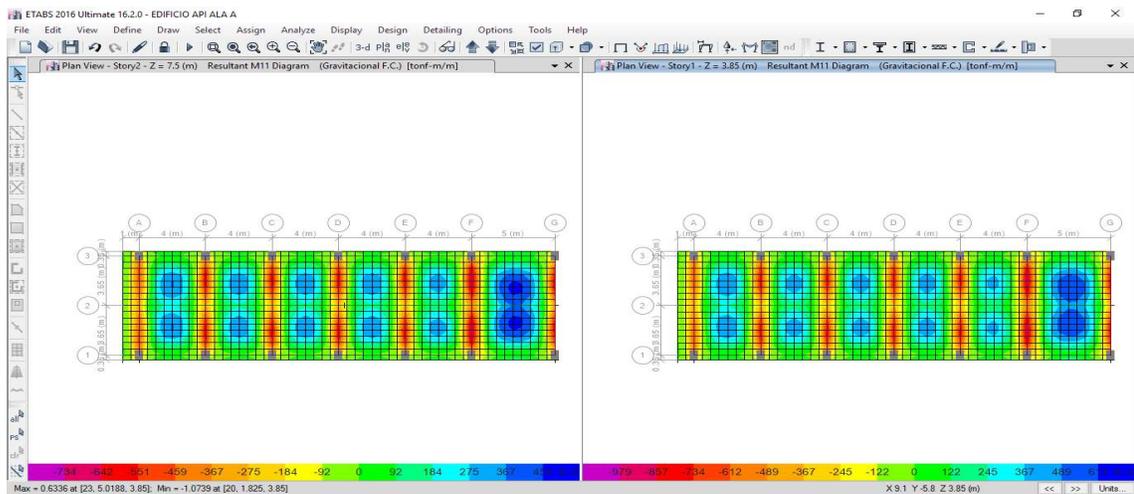


Figura 146. Momento M11 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).

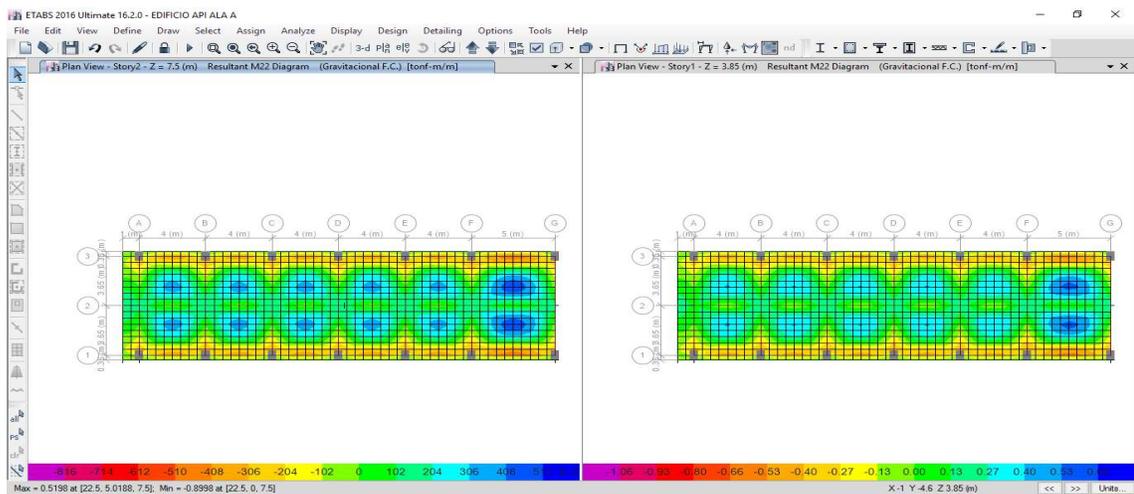


Figura 147. Momento M22 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque A).

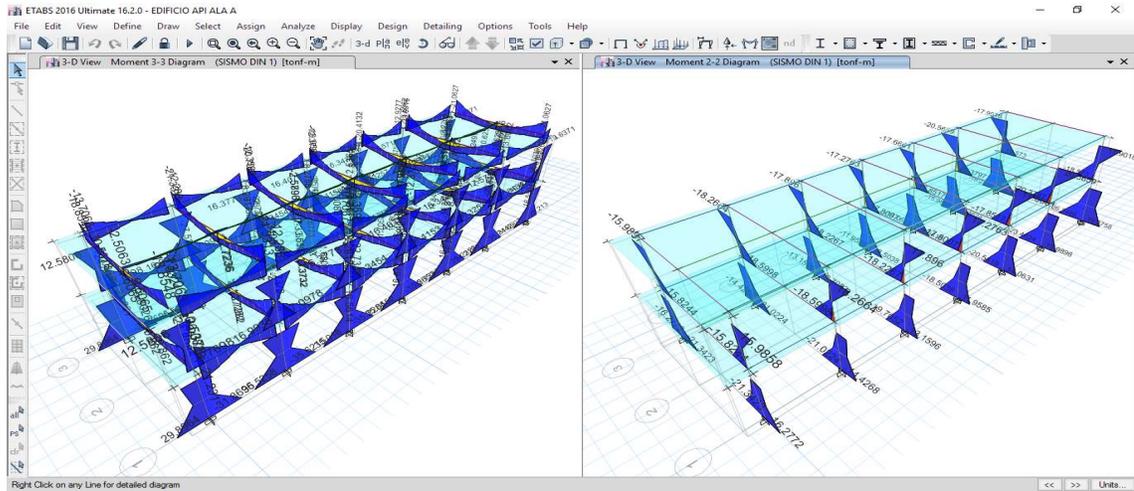


Figura 148. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-1 (Bloque A).

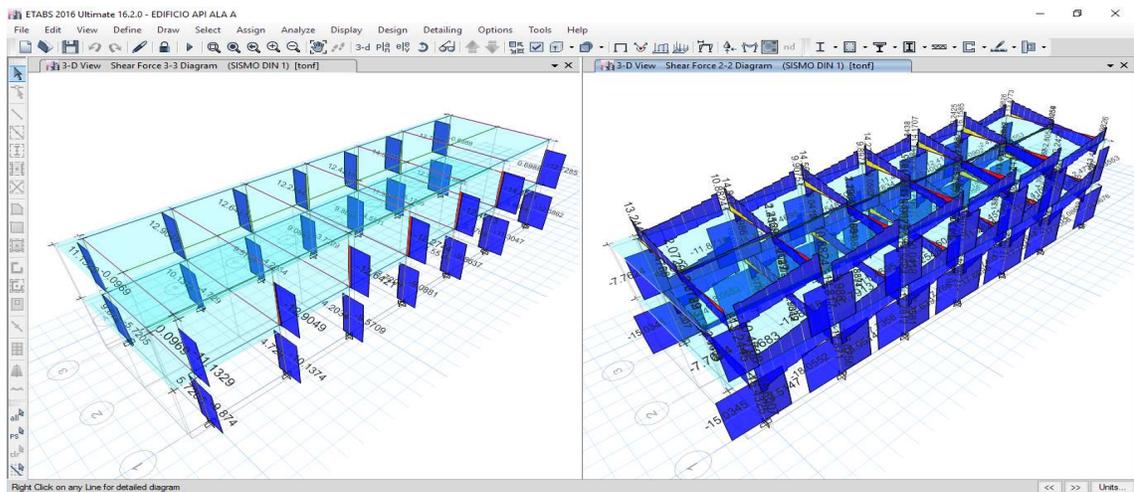


Figura 149. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-1 (Bloque A).

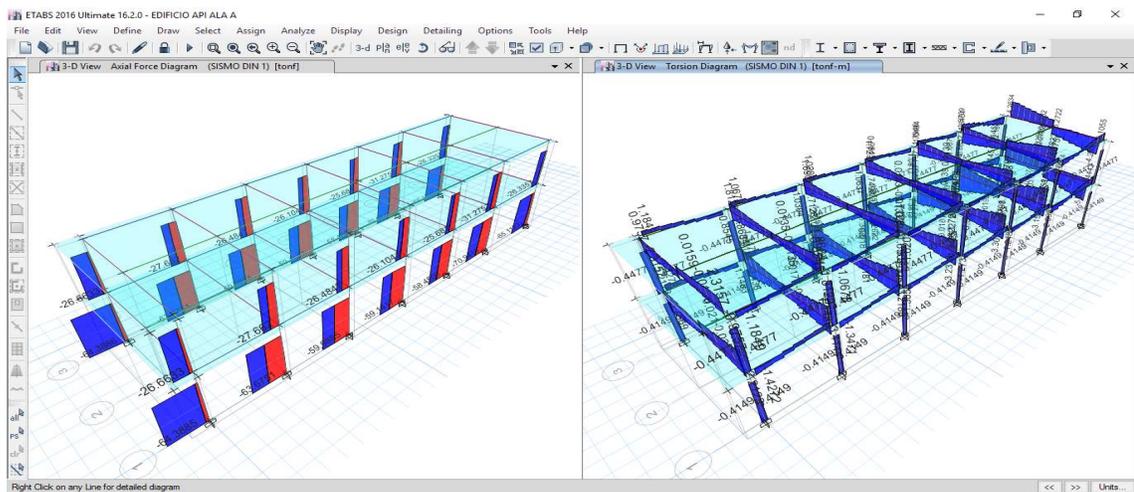


Figura 150. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-1 (Bloque A).

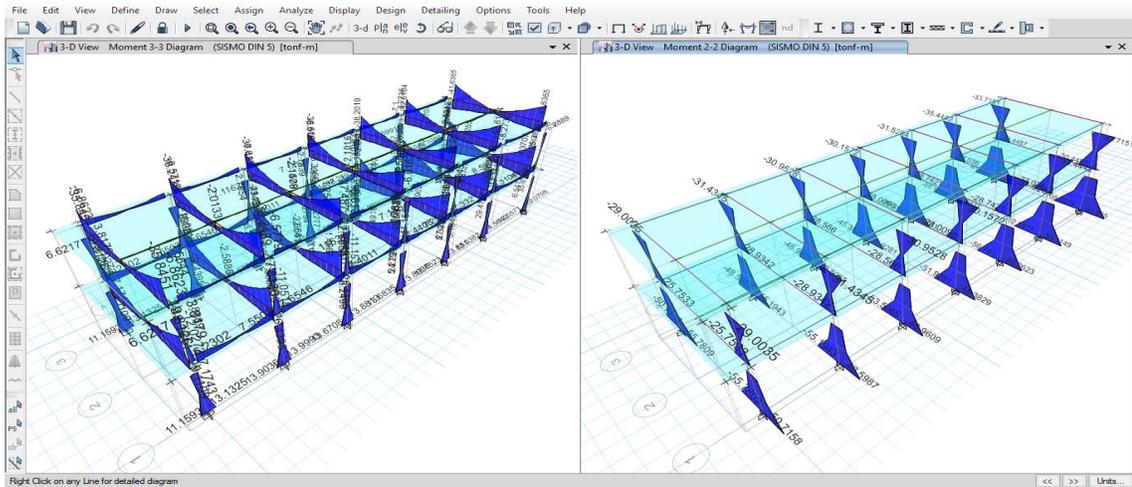


Figura 151. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-5 (Bloque A).

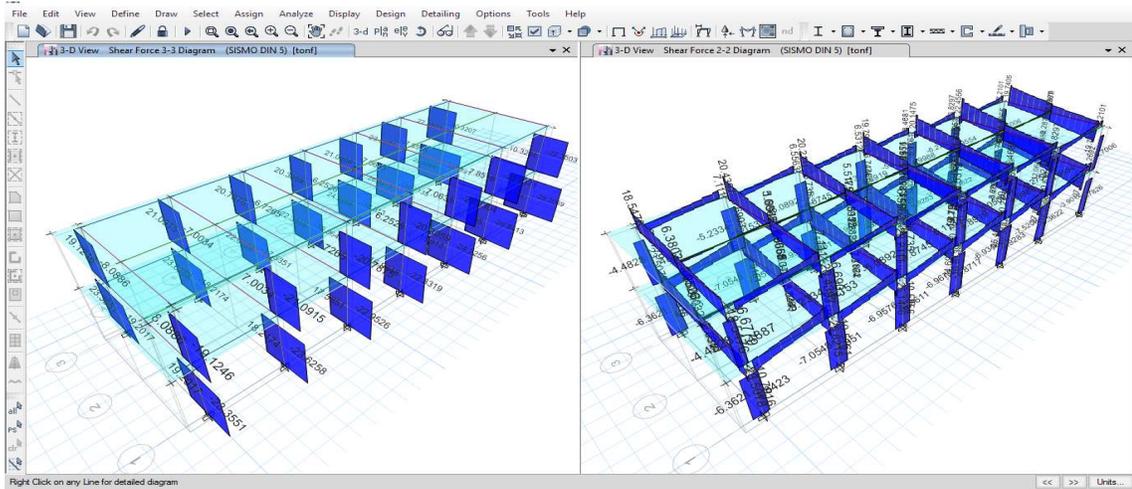


Figura 152. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-5 (Bloque A).

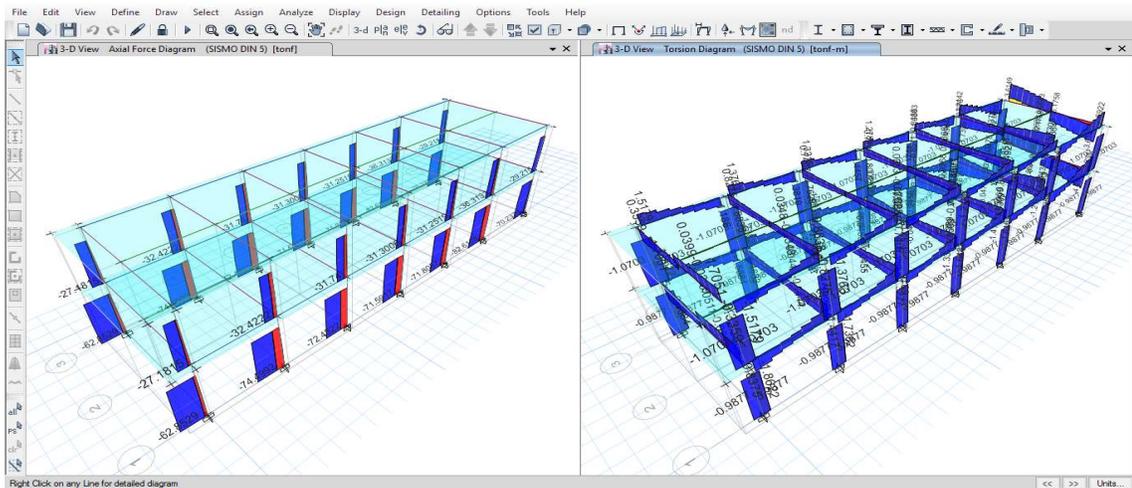


Figura 153. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-5 (Bloque A).

5.8.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO

5.8.5.1. Diseño de Columnas

La revisión de los elementos estructurales se centró principalmente en la revisión de las columnas seguido de las traveses y vigas. Las columnas primero por ser estos elementos de vital importancia para la estabilidad de la estructura. Además, el desplazamiento ante cargas laterales depende en gran medida de la rigidez de las mismas. Se revisó las resistencias de diseño de las columnas. Se emplearon combinaciones de los efectos gravitacionales y sísmicos, empleando para este último caso las fuerzas obtenidas del análisis dinámico. Con esta revisión se calculó el acero longitudinal y transversal de columnas y traveses.

Una vez obteniendo el acero calculado se unificaron los armados de columnas distribuyendo el acero de refuerzo de tal manera que fuera práctico en la construcción. Con estos armados definitivos se procedió a revisar la capacidad a flexocompresión biaxial y posteriormente, la condición límite del cortante actuante considerando la resistencia a cortante del concreto de acuerdo con el reglamento.

Se presenta únicamente el ejemplo de una columna por motivos de espacio en este trabajo.

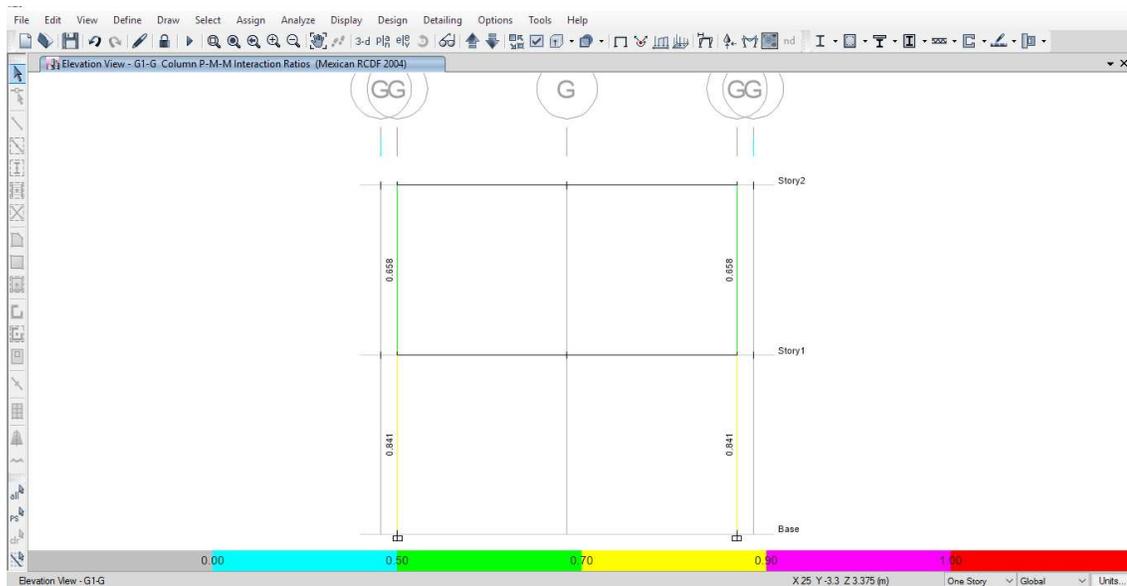


Figura 154. Capacidad a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque A).

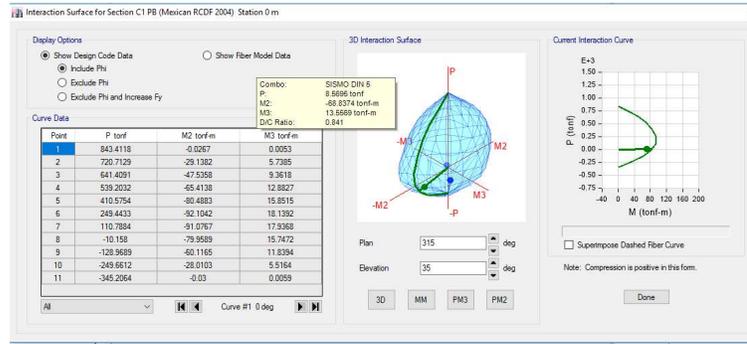


Figura 155. Diagrama de Interacción a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque A).

En la figura anterior se presentan las curvas de interacción biaxiales obtenidas con el programa ETABS. La curva de color verde es la que corresponde a la relación de excentricidades actuantes en la columna, la línea verde con punto indica la excentricidad de la carga y el punto al final de la misma corresponde a la sollicitación de carga axial y momento debida a una cierta condición de carga sobre la columna.

Tabla 80. Diseño Automatizado de Columna a Flexocompresión Biaxial (Bloque A).

Longitudinal Check for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction			
Column End	Rebar Area m^2	Rebar %	D/C Ratio
Top	0.010274	2.94	0.277
Bottom	0.010274	2.94	0.841

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction					
Column End	Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Station Loc m	Controlling Combo
Top	10.8718	11.6043	-13.9903	3.05	SISMO DIN 4
Bottom	8.5695	-68.8374	13.5569	0	SISMO DIN 8

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}				
Column End	Rebar A_v / s m^2/m	Design V_{u2} tonf	Station Loc m	Controlling Combo
Top	0.00112	14.9676	3.05	SISMO DIN 4
Bottom	0.00112	14.9676	0	SISMO DIN 4

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}				
Column End	Rebar A_v / s m^2/m	Design V_{u3} tonf	Station Loc m	Controlling Combo
Top	0.00148	29.2068	3.05	SISMO DIN 8
Bottom	0.00148	29.2068	0	SISMO DIN 8

Joint Shear Check/Design					
	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ tonf	Shear V_c tonf	Joint Area m^2	Controlling Combo
Major(V_{u2})	0.682	55.3617	81.1623	0.21875	SISMO DIN 1
Minor(V_{u3})	0.682	103.961	87.6553	0.23625	SISMO DIN 1

Beam/Column Capacity Ratios					
	1.5(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments tonf-m	SumColCap Moments tonf-m	Controlling Combo
Major33	0.323	4.644	27.7938	129.0696	SISMO DIN 5
Minor22	0.525	2.858	65.6123	187.5507	SISMO DIN 5

Tabla 81. Diseño Automatizado de Columna a Cortante (Bloque A).

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}							
	Rebar A_v /s m ² /m	Design V_u tonf	Design P_u tonf	Design M_u tonf-m	V_{cR} tonf	V_{sR} tonf	V_{nR} tonf
Major Shear(V2)	0.00082	6.7826	70.2327	-10.0793	18.2301	10.8217	29.0518
Minor Shear(V3)	0.00148	29.2068	8.5695	-68.8374	0	29.2068	29.2068

Design Forces				
	Factored V_u tonf	Factored P_u tonf	Factored M_u tonf-m	Capacity V_p tonf
Major Shear(V2)	6.7826	8.5695	13.5569	0
Minor Shear(V3)	29.2068	8.5695	61.8646	0

Capacity Shear (Part 1 of 2)				
	Shear V_p tonf	Long.Rebar $A_{s(Bot)}$ %	Long.Rebar $A_{s(Top)}$ %	Cap.Moment M_{posBot} tonf-m
Major Shear(V2)	0	2.94	2.94	100.0781
Minor Shear(V3)	0	2.94	2.94	136.6497

Capacity Shear (Part 2 of 2)		
Cap.Moment M_{negTop} tonf-m	Cap.Moment M_{negBot} tonf-m	Cap.Moment M_{posTop} tonf-m
100.0906	100.0906	100.0781
136.6497	136.6497	136.6497

Design Basis			
Shr Reduc Factor Unitless	Strength F_{yv} tonf/m ²	Strength F_{cv} tonf/m ²	Area A_g m ²
1	42000	3000	0.35

Concrete Shear Capacity			
	Design V_u tonf	Conc.Area A_{cu} m ²	Tensn.Rein A_{st} m ²
Major Shear(V2)	6.7826	0.2917	0.005137
Minor Shear(V3)	29.2068	0.2917	0.005137

Shear Rebar Design				
	Stress v tonf/m ²	Conc.Cpcty V_c tonf/m ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/m ²	RebarArea A_v /s m ² /m
Major Shear(V2)	23.25	62.5	222.62	0.00082
Minor Shear(V3)	100.14	55.86	222.62	0.00148

5.8.5.2. Diseño de Traves y Vigas

Las traves y vigas se diseñaron a flexión y cortante. También se revisaron las fechas máximas actuantes contra las máximas permisibles. El diseño de una se muestra a continuación.

Tabla 82. Diseño Automatizado de Vigas a Flexión. (Bloque A).

Beam Element Details (Summary)							
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Story1	B14	70	TB-1 (35*80)	SISMO DIN 8	35	365	1
Section Properties							
b (cm)	h (cm)	b _r (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)		
35	80	35	0	7.5	7.5		
Design Code Parameters							
FR _T	FR _C Tied	FR _C Spiral	FR _B	FR _V			
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75			
Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M _{u3}							
	Design -Moment tonf-cm	Design +Moment tonf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²	
Top (+2 Axis)	-5905.103		23.86	0	7.35	23.86	
Bottom (-2 Axis)		3561.848	0	13.77	7.35	13.77	
Flexural Reinforcement for Moment, M _{u3}							
	Required Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	-Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²			
Top (+2 Axis)	23.86	0	23.86	7.35			
Bottom (-2 Axis)	13.77	13.77	0	7.35			
Design Moments, M _{u3}							
Design +Moment tonf-cm	Design -Moment tonf-cm	Factored +Moment tonf-cm	Factored -Moment tonf-cm	Special +Moment tonf-cm	Special -Moment tonf-cm		
3561.848	-5905.103	3561.848	-5905.103	3561.848	-5905.103		

Tabla 83. Diseño Automatizado de Vigas a Cortante (Bloque A).

Shear Design for V_{u2}			
Rbar A_{vs} cm ² /cm	Design V_{u2} tonf	Design M_{u3} tonf-cm	Design P_u tonf
0.1581	35.5729	3561.848	0

Design Forces			
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-cm	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
27.6973	3561.848	24.1874	-11.3856

Capacity Moment				
	Long.Rebar A_s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A_s (Top) cm ²	Capacity Moment M_{pos} tonf-cm	Capacity Moment M_{neg} tonf-cm
Left	13.77	23.86	4873.859	7981.832
Right	7.35	7.35	2693.873	2693.873

Design Basis						
Design V_{u2} tonf	Conc.Area A_c cm ²	Area A_g cm ²	Tensn.Reinf A_{st} cm ²	Strength F_{yv} tonf/cm ²	Strength F_{cv} tonf/cm ²	LtWt.Reduc Factor Unitless
35.5729	2537.5	2800	13.77	4.2	0.3	1

Shear Rebar Design						
Stress V tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear V_{cR} tonf	Shear V_{sR} tonf	Shear V_{nR} tonf
0.014	0.003	0.018	0.1581	6.6919	28.8811	35.5729

Flexural Design Moment, M_{u3}						
	End-I Design M_u tonf-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M_u tonf-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M_u tonf-cm	End-J Station Loc cm
Top (+2 Axis)	-5905.103	35	-3291.126	136.875	0	365
Combo	SISMO DIN 8		SISMO DIN 8		SISMO DIN 8	
Bot (-2 Axis)	3561.848	35	2974.536	136.875	1300.53	365
Combo	SISMO DIN 8		SISMO DIN 8		SISMO DIN 8	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}			
End-I Rebar A_v/s cm ² /cm	Middle Rebar A_v/s cm ² /cm	End-J Rebar A_v/s cm ² /cm	
0.1581	0.1416	0.1151	

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}					
End-I Design V_u tonf	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u tonf	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u tonf	End-J Station Loc cm
35.5729	35	3.216	136.875	26.6159	319.375
SISMO DIN 8		SISMO DIN 8		SISMO DIN 8	

5.8.5.3. Diseño de Losas

Se presenta el diseño automatizado de acero a flexión de losas y la verificación de separaciones de acero, espesores, recubrimientos, revisión a cortante, entre otros.

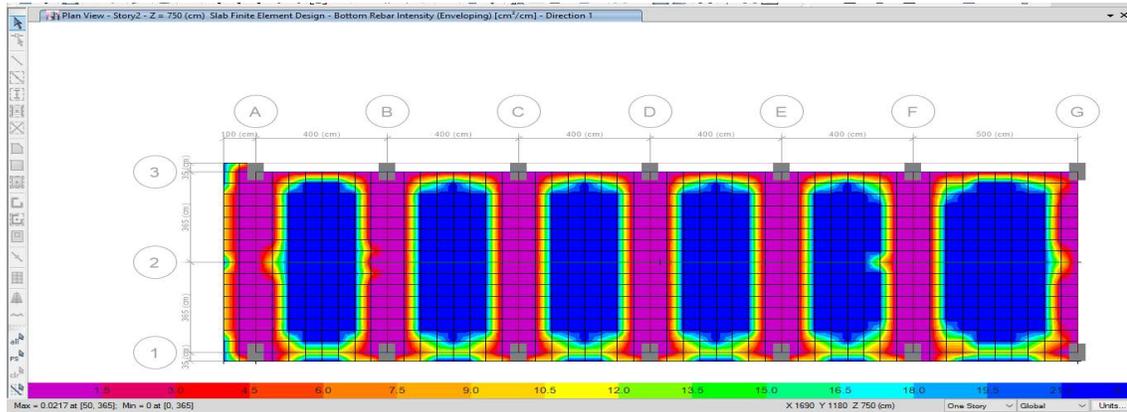


Figura 156. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).

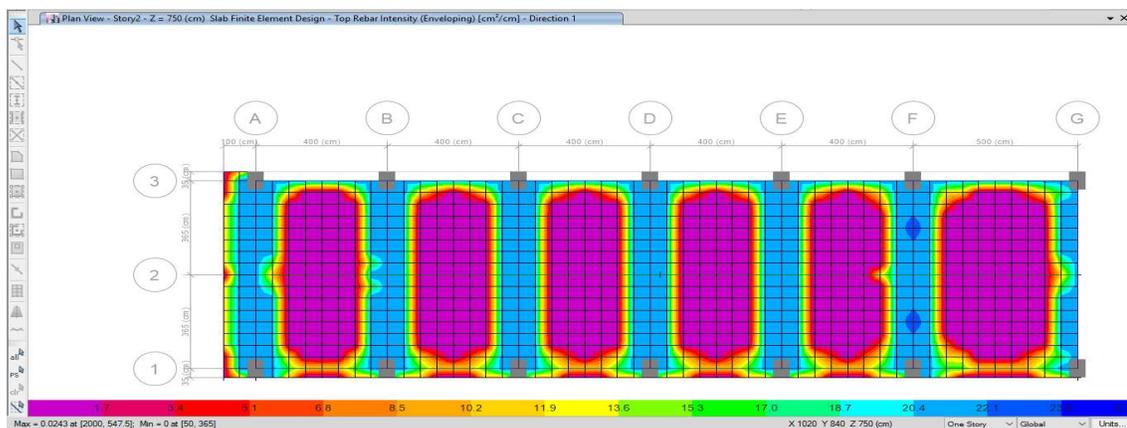


Figura 157. Diseño de Losa (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).

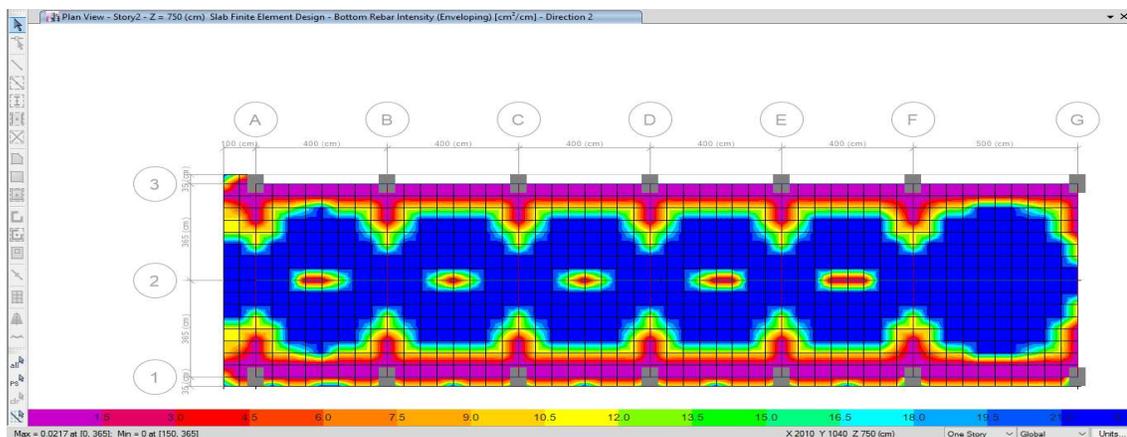


Figura 158. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).

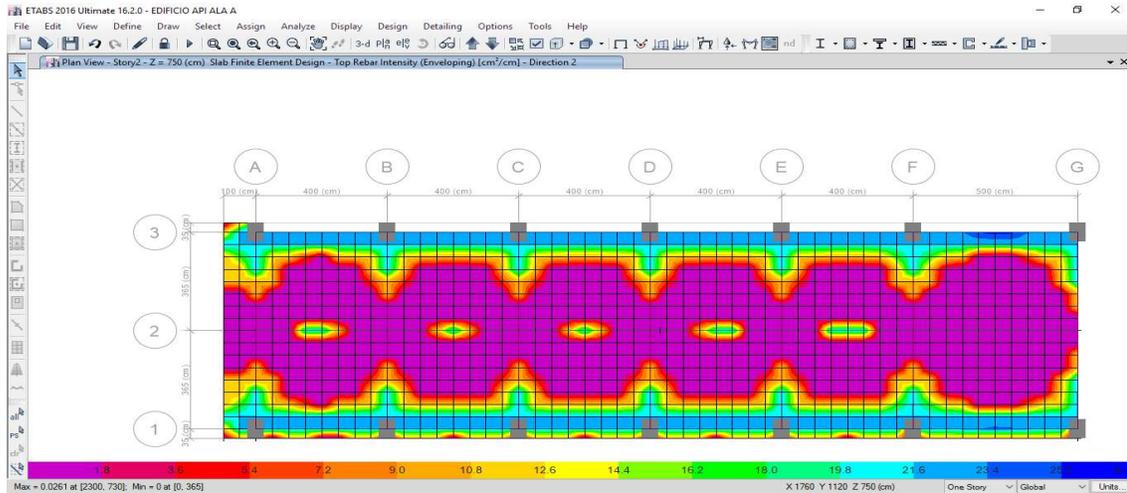


Figura 159. Diseño de Losa (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque A).

Tabla 84. Diseño Estructural de Losa de Concreto Reforzado (Bloque A).

DATOS			CONSTANTES DE DISEÑO			ÁREA DE ACERO MÍNIMO							
f'c =	300	kg/cm ²	f'c =	240	kg/cm ²	A _{sinenc}	2.00	(cm ² /m)					
f _y =	4200	kg/cm ²	B1 =	0.850	----	A _{temp}	1.50	(cm ² /m)					
a (menor) =	4	m	f'' c =	204	kg/cm ²	VARILLA #							
b (mayor) =	5	m	b diseño =	100	cm	3	0.71						
a/b =	0.8		Armado =	PARRILLA SIMPLE		4	1.27						
d =	10	cm	e _{min form} =	0.0029	%	5	1.98						
FC =	1.4	----	e _{min porp} =	0.0020	%	6	2.85						
Exposición =	NO	INTEMPERIE	a _{s1 temp} =	0.0150	cm ² /cm	8	5.07						
a/b =	0.8	----	eb =	0.0243	%	12	11.40						
MONOLITICA =	I	I=SI II=NO	e _{max} =	0.0182	%	ACERO =							
TABLERO TIPO =	4	----	q _{max} =	0.3750	----	#	cm ²						
W _{losa} =	0.793	ton/m ²	MR _{max} =	5.59	ton-m	3	0.71						
			W _a ² =	12.688	ton								
Tablero	SECCIÓN	C	M = (C x W _a ² x 10 ⁻⁴) (ton-m/m)	M _u (ton-m)	MR _{max} (ton-m)	Q	q	A _s calculada (cm ² /m)	A _s min (cm ²)	A _s (a usar) (cm ²)	S _{max} (cm)	Scal (cm)	S _{prop} (cm)
De esquina: dos lados adyacentes discontinuos	N.B.I-CC	419	0.53	0.74	5.59	0.0405	0.0414	2.01	2.00	2.01	50	35	24
	N.B.I-CL	394	0.50	0.70	5.59	0.0381	0.0389	1.89	2.00	2.00	50	36	24
	N.B.D-CC	250	0.32	0.44	5.59	0.0242	0.0245	1.19	2.00	2.00	50	36	24
	N.B.D-CL	222	0.28	0.39	5.59	0.0215	0.0217	1.05	2.00	2.00	50	36	24
	P-CC	216	0.27	0.38	5.59	0.0209	0.0211	1.03	2.00	2.00	50	36	24
	P-CL	140	0.18	0.25	5.59	0.0135	0.0136	0.66	2.00	2.00	50	36	24

Revisión por Cortante	
$V = \left(\frac{\alpha_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \right) w$	
V dis =	0.83 ton
V incre =	0.95 ton
Vu =	1.33 ton
VR =	6.20 ton
VR > Vu	Cumple

5.8.5.4. Análisis y Diseño de Cimentación

La cimentación se resolvió a base de zapatas corridas con contratrabes, diseñadas con capacidad de suelo $Q_{adm} = 8.0 \text{ ton}/\text{m}^2$ el cual puede incrementarse un 30% para los casos de carga con acciones de sismo $Q_{admsismo} = 10.40 \text{ ton}/\text{m}^2$ Se puede observar que las presiones del suelo no superan las $8.0 \text{ ton}/\text{m}^2$ y $10.40 \text{ ton}/\text{m}^2$ (para cargas gravitacionales y accidentales respectivamente) por lo que esta es adecuada para resistir las presiones actuantes.

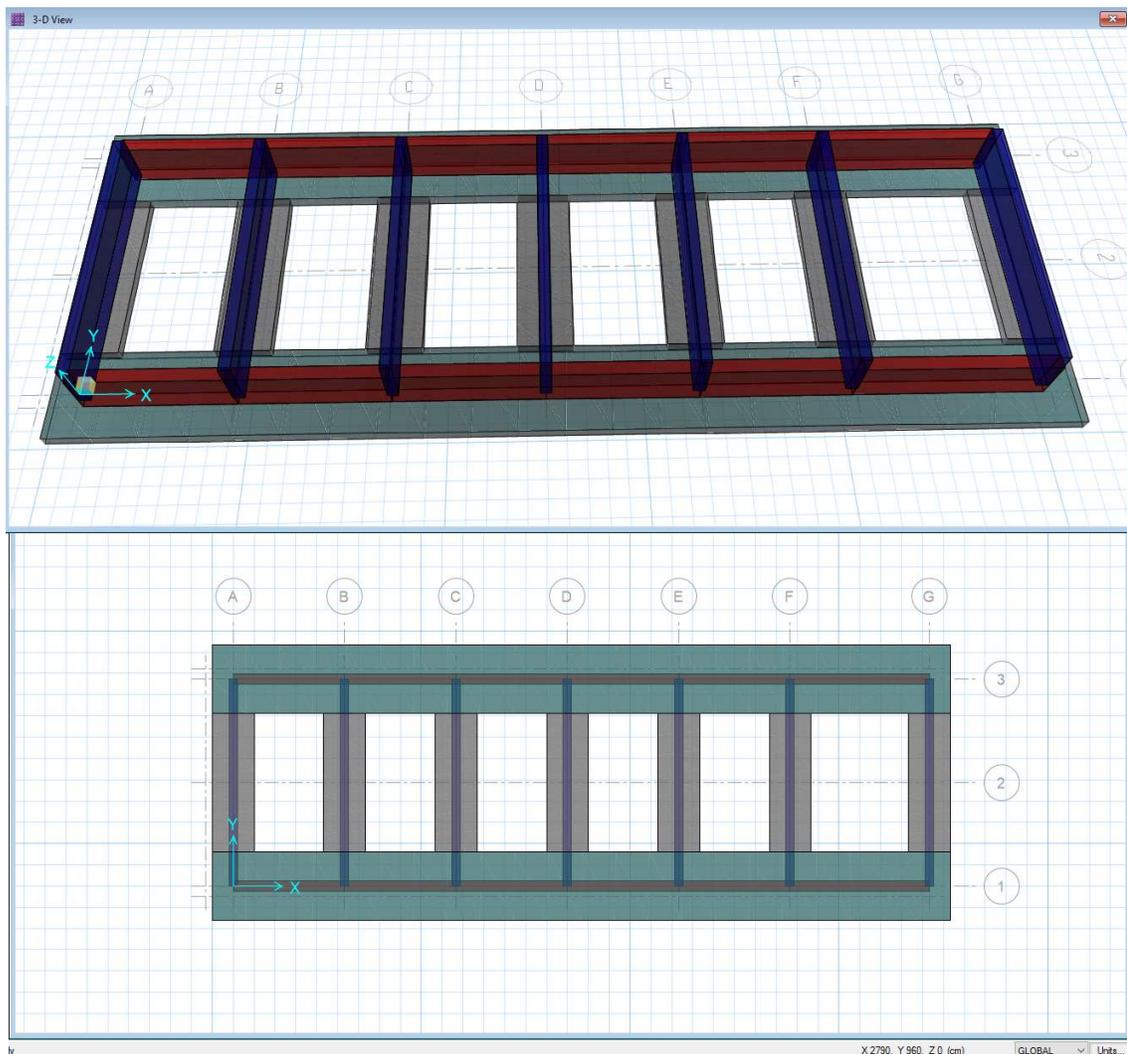


Figura 160. Modelo Estructural de Cimentación (Bloque A).

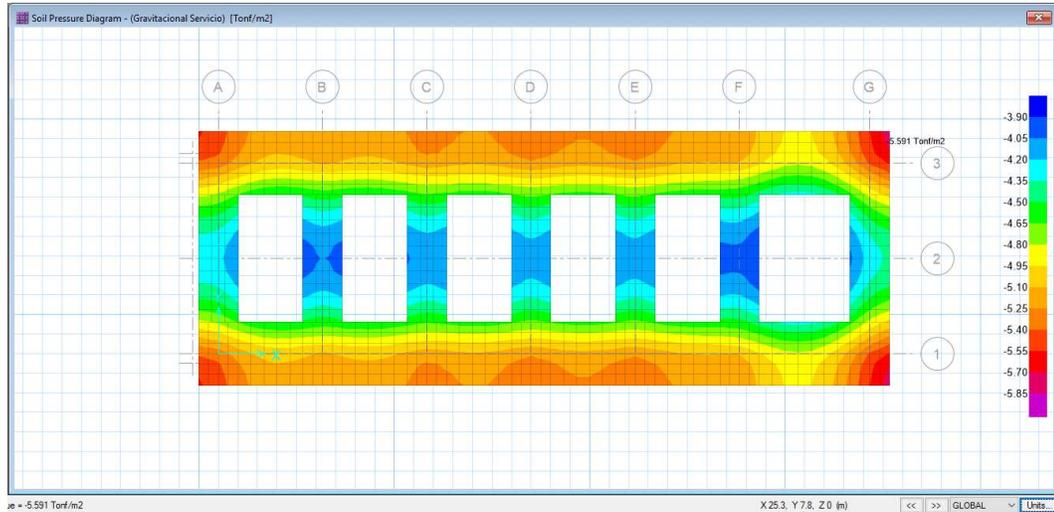


Figura 161. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Servicio (Bloque A).

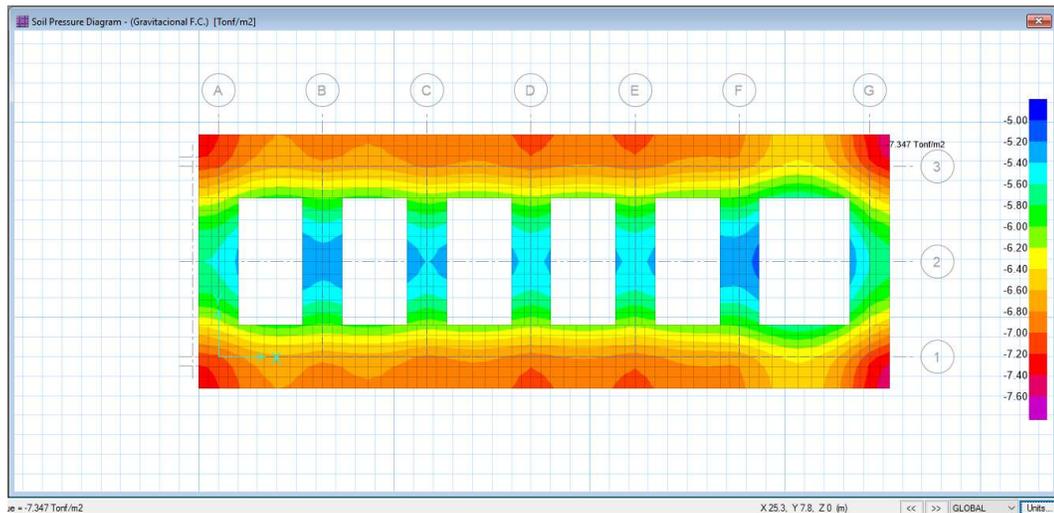


Figura 162. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Diseño (Bloque A).

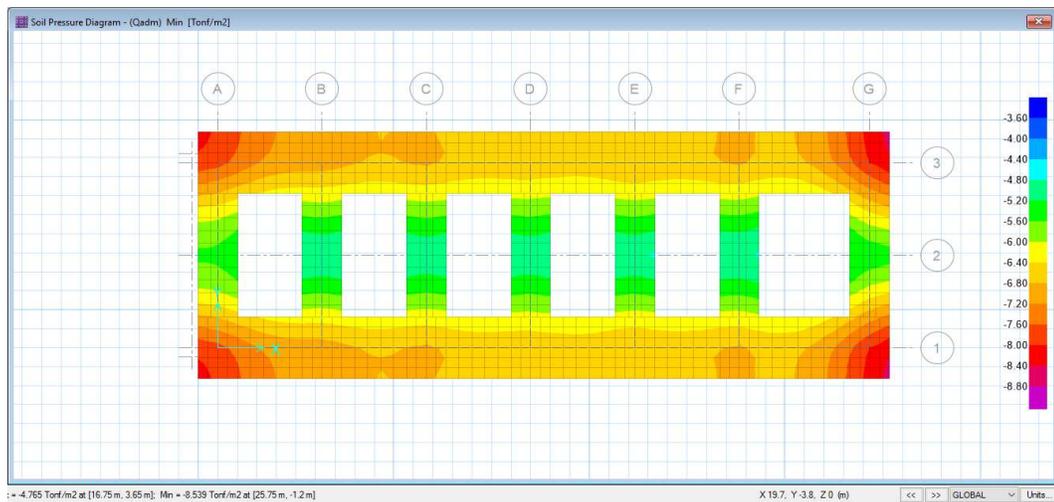


Figura 163. Esfuerzo en el Suelo por Carga Sísmica (Bloque A).

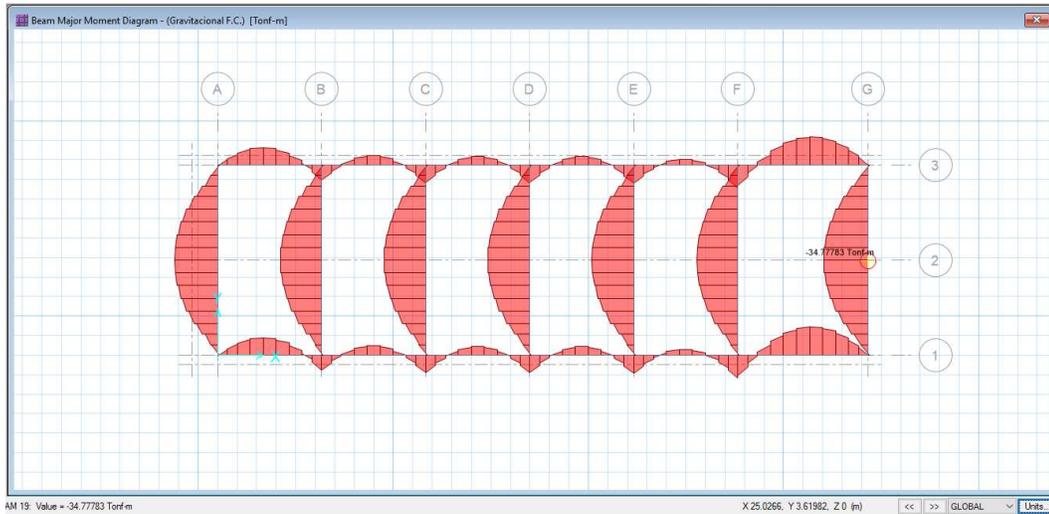


Figura 164. Momentos Principales por Carga Gravitacional F.C.=1.4 (Bloque A).

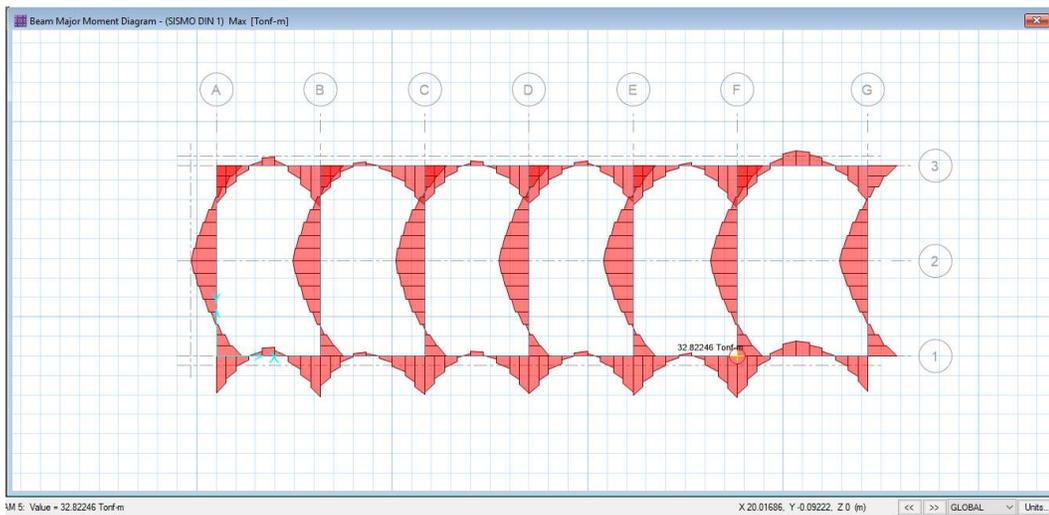


Figura 165. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 1 (Bloque A).

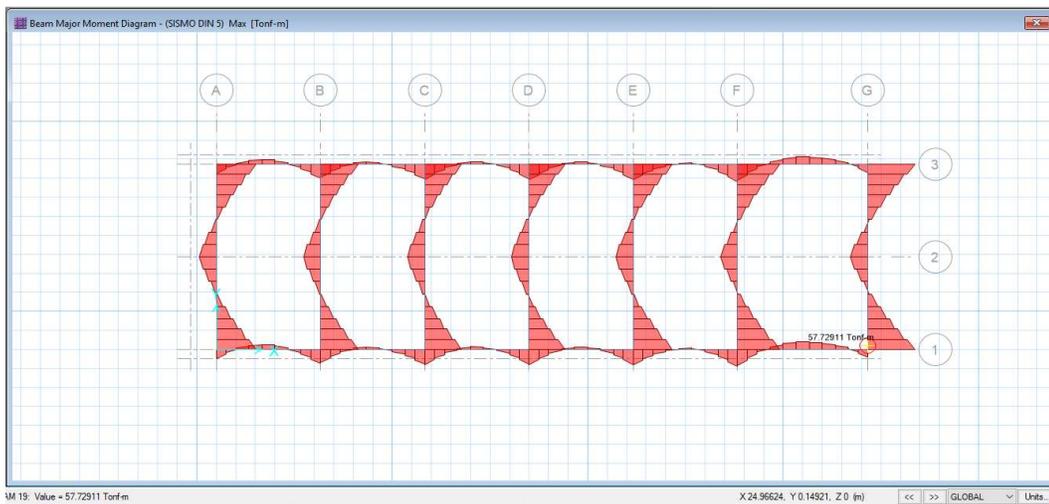


Figura 166. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 5 (Bloque A).

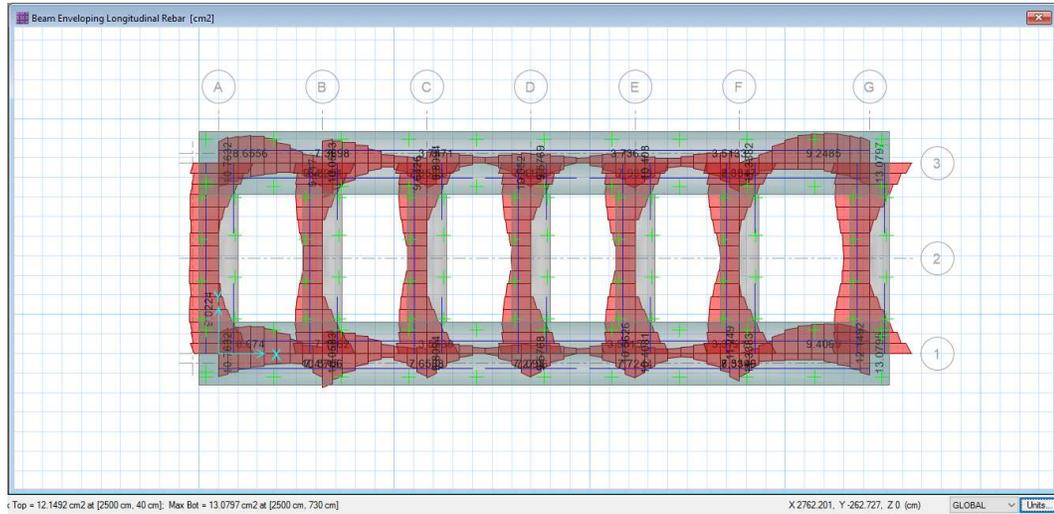


Figura 167. Acero longitudinal a Flexión en Contratraves (Bloque A).

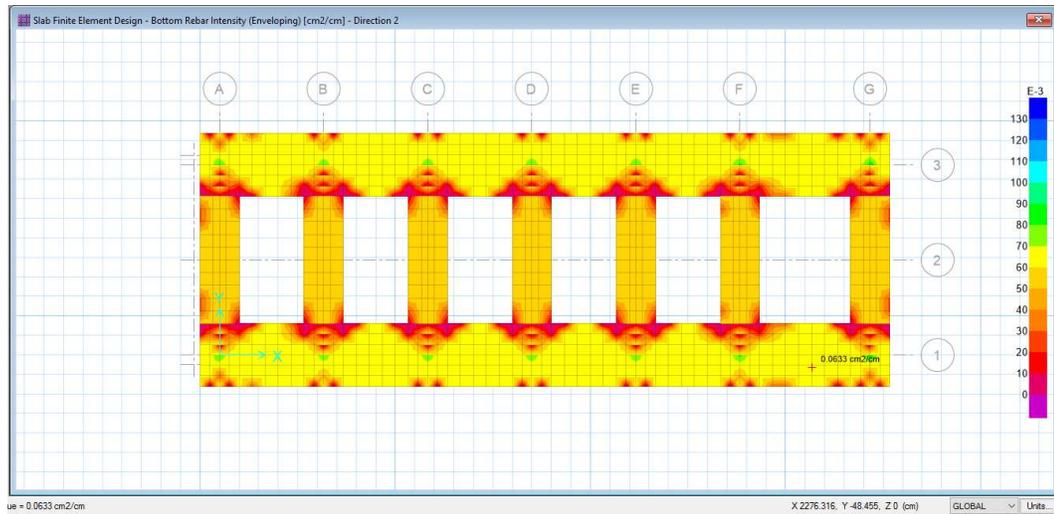


Figura 168. Acero longitudinal a Flexión en Zapatas (Bloque A).

5.8.6. ARMADOS DEFINITIVOS

Todos los elementos fueron revisados por estados límite de falla y estados límite de servicio. Para fines de este trabajo se muestran algunas secciones de los armados definitivos tal como columnas, contratrabes, zapatas, entre otros.

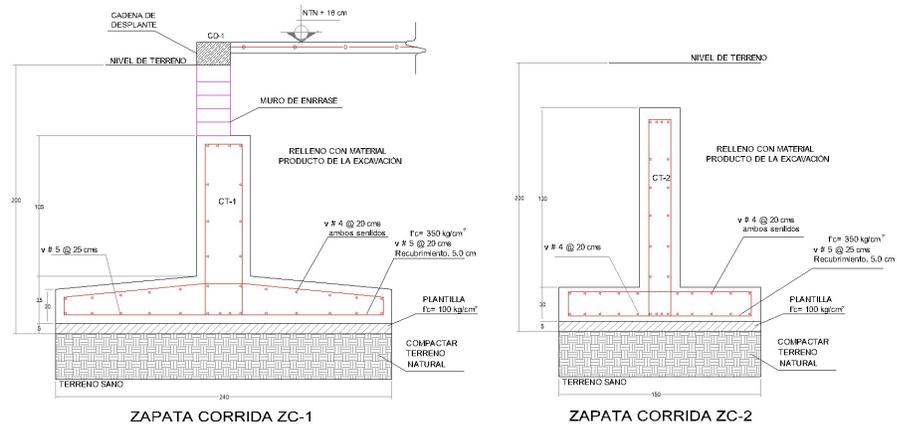


Figura 169. Armados de Zapatas Corridas (Bloque A).

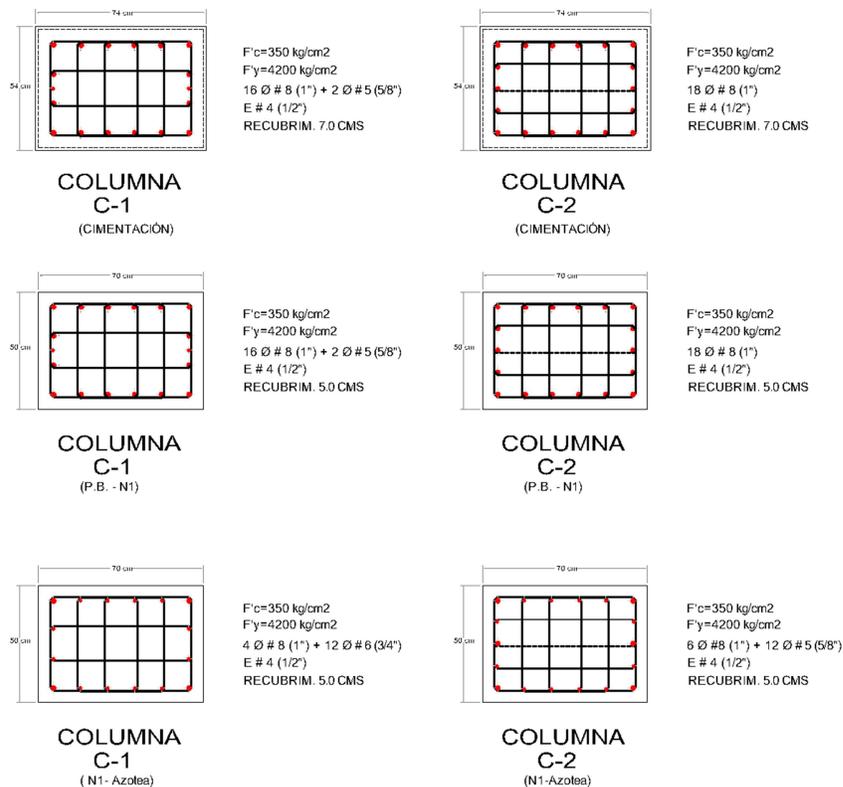


Figura 170. Armado de Columnas (Bloque A).

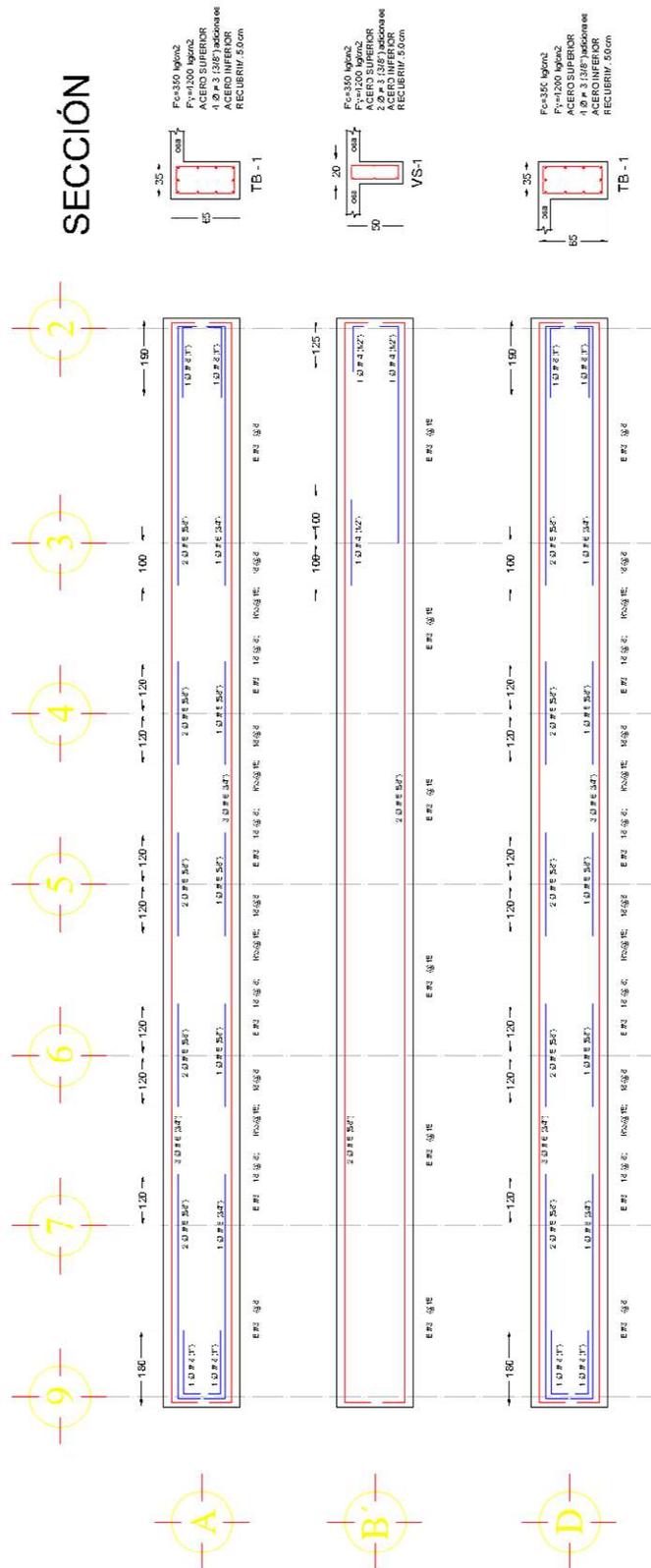


Figura 171. Armado de Vigas Longitudinales Primer Nivel (Bloque A).

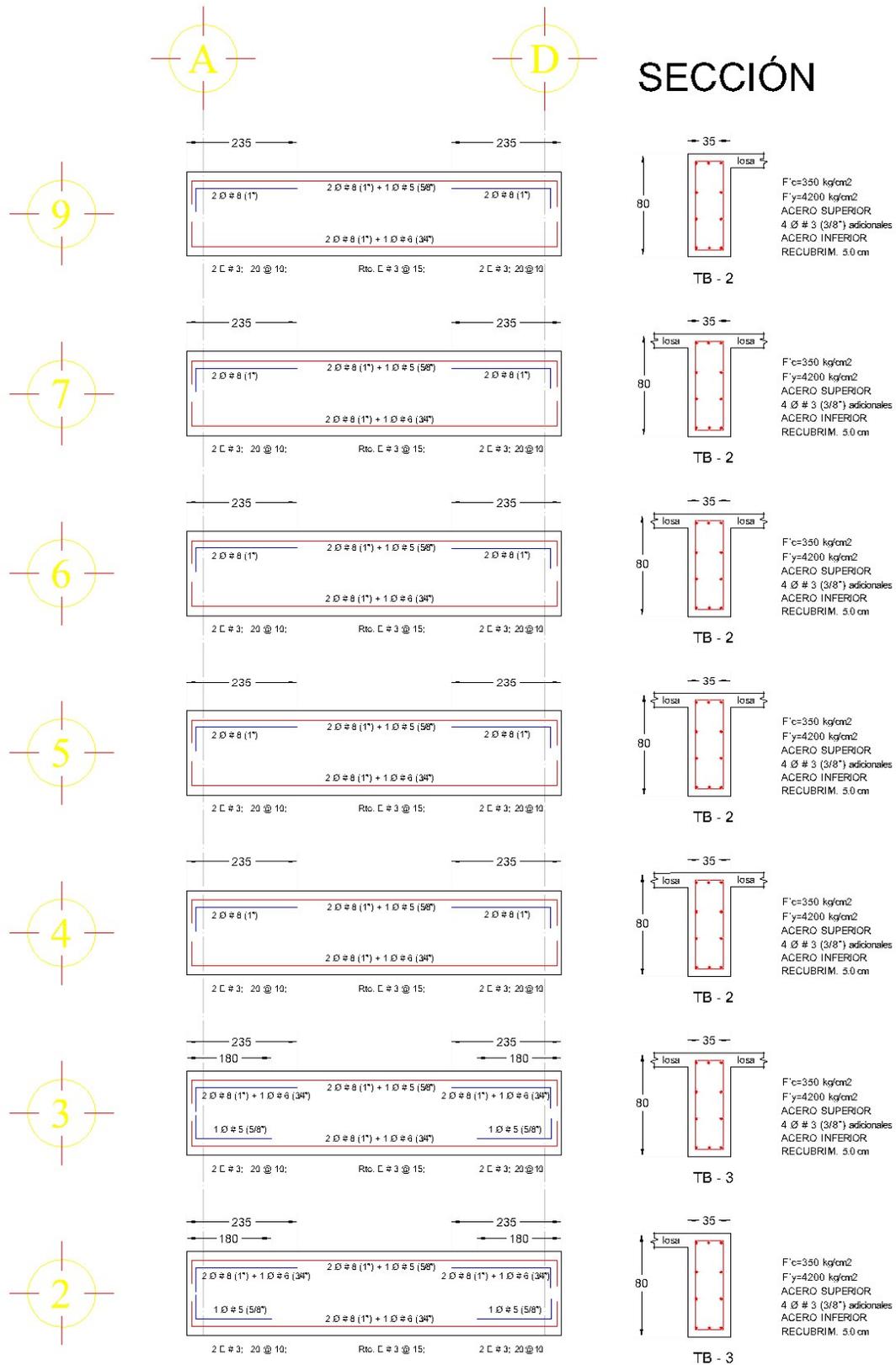


Figura 172. Armado de Vigas Transversales Primer Nivel (Bloque A).

5.9. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL EDIFICIO CORRESPONDIENTE AL BLOQUE B

La estructura es a base marcos rígidos de concreto reforzado y para el análisis se construyó un modelo matemático mediante el programa ETABS, que tomara en cuenta la rigidez de todo elemento estructural que sea significativo, sus conexiones y las diferentes cargas actuantes aplicando el método de Análisis Dinámico Modal Espectral con base en las Normas Técnicas Complementarias 2017 y el Manual de Diseño de Obras Civiles 2015. Así mismo en el diseño de la cimentación se elaboró un modelo matemático con el programa SAFE, donde se exportaron las cargas resultantes de la superestructura para el diseño de las contratrabes y zapatas.

Se determinaron los desplazamientos horizontales que se presentan en cada nivel, producidos por las cargas laterales, y se compararon con los máximos desplazamientos relativos de entrepiso permisibles. También se obtuvieron los elementos mecánicos en los miembros estructurales para las diferentes combinaciones de carga, revisando que no se excediera la capacidad de resistencia de dichos miembros.

5.9.1. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q” Y CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Para el caso particular de este edificio, de acuerdo a su estructuración y lineamientos marcados por las Normas correspondientes, se utilizó un factor de comportamiento sísmico en ambas direcciones ortogonales $Q_x = Q_y = 2.0$.

En lo referente al factor de corrección por irregularidad (α) este se tomó igual a 0.9 por no cumplir con una de las especificaciones para considerarse Regular de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la C.F.E. 2015.

Tabla 85. Características de la Estructura para Diseño Sísmico (Bloque B).

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA					Ta =	0.1	Tb =	1.4	k =	1	r =	2/3
DIRECCION DE ANÁLISIS	Q	Te (s)	β	α	Ro	R	Q'	ρ	$\frac{\alpha \beta A_{c,d}}{Q R \rho \alpha}$	Cdiseño		
X	2.0	0.332	1.0	0.9	2.0	2.0	1.237	1.0	379.7196	0.3871		
Y	2.0	0.322					1.230	0.8	477.4059	0.4867		
Z	Tv =	0.117	$a_v = 1.4 F_d a \left[\frac{0.05}{T_v} \right]^{2/3}$			Fd =	1	av =	301.6110	0.3075		

5.9.2. MODELO MATEMÁTICO

Se presenta el resumen del modelo matemático generado para el análisis y diseño estructural.

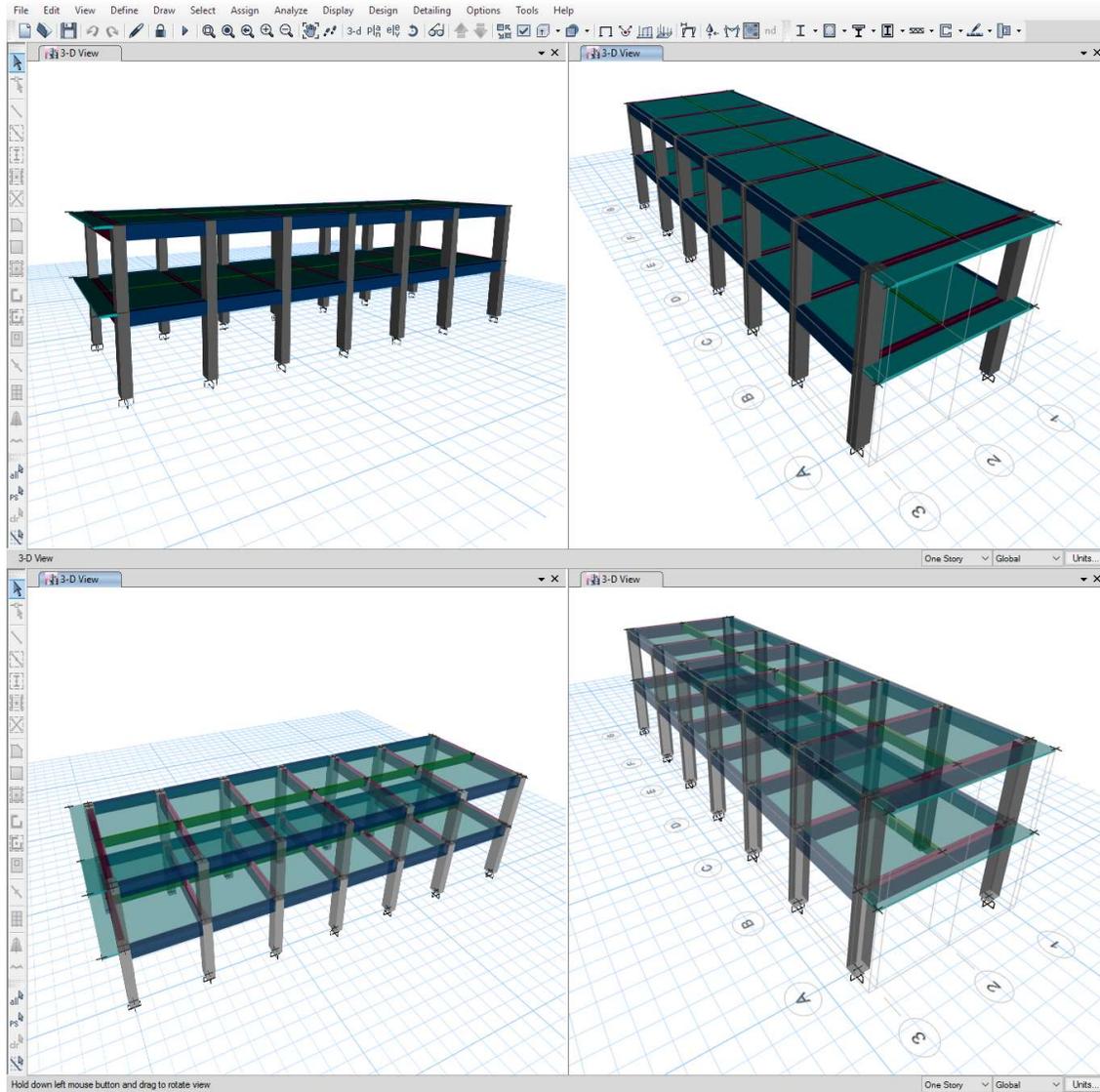


Figura 173. Modelo Matemático Tridimensional (Bloque B).

5.9.3. CARGAS EN LA ESTRUCTURA

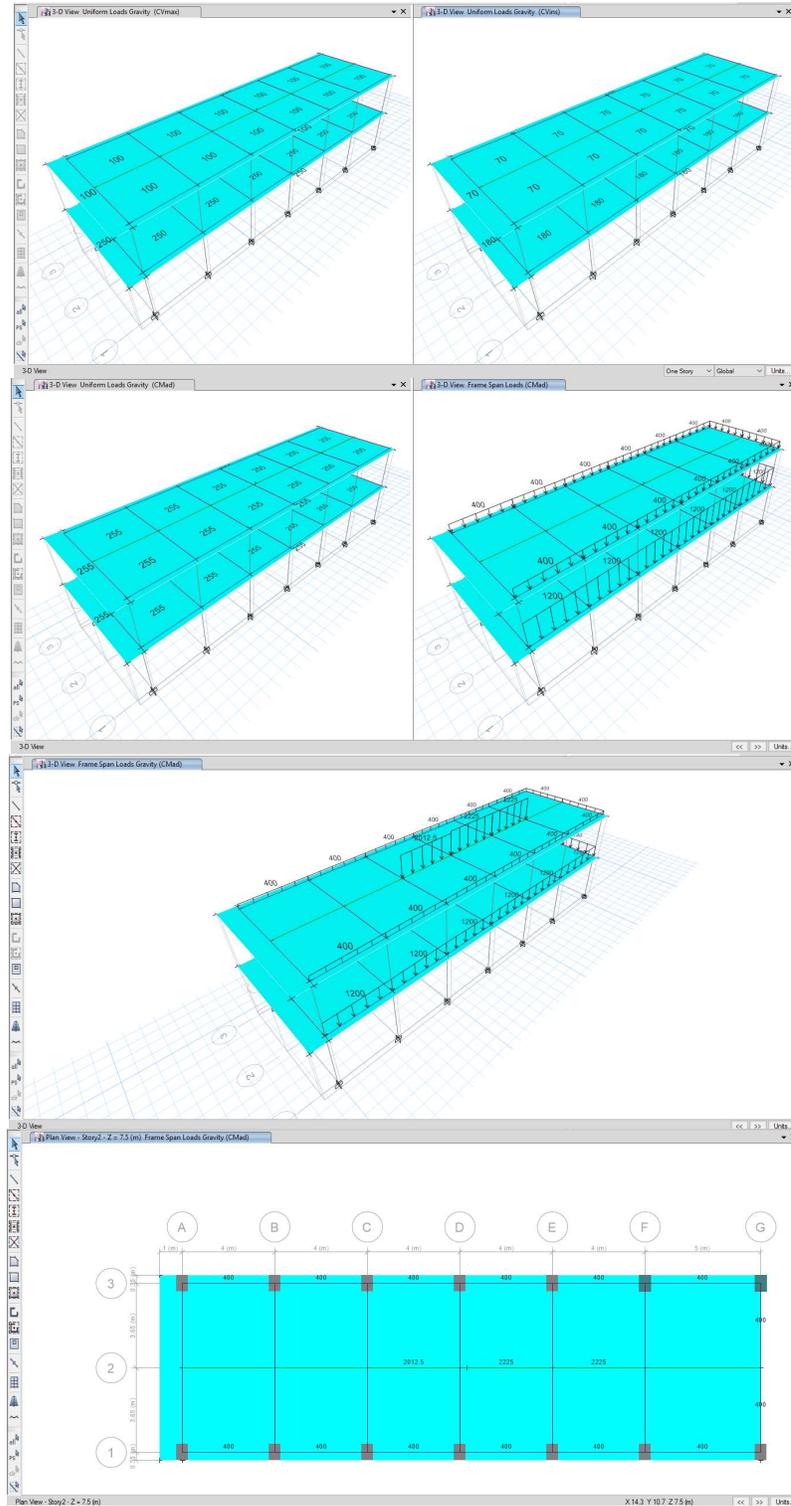


Figura 174. Cargas Aplicadas en el Modelo (Bloque B).

5.9.4. RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

5.9.4.1. Deformadas

A continuación, se muestra el comportamiento paramétrico de la estructura de acuerdo a un análisis matricial (método de rigideces) y de elementos finitos realizado en el modelo tridimensional, tal como las deformadas, los modos de virar, su comportamiento modal, entre otros.

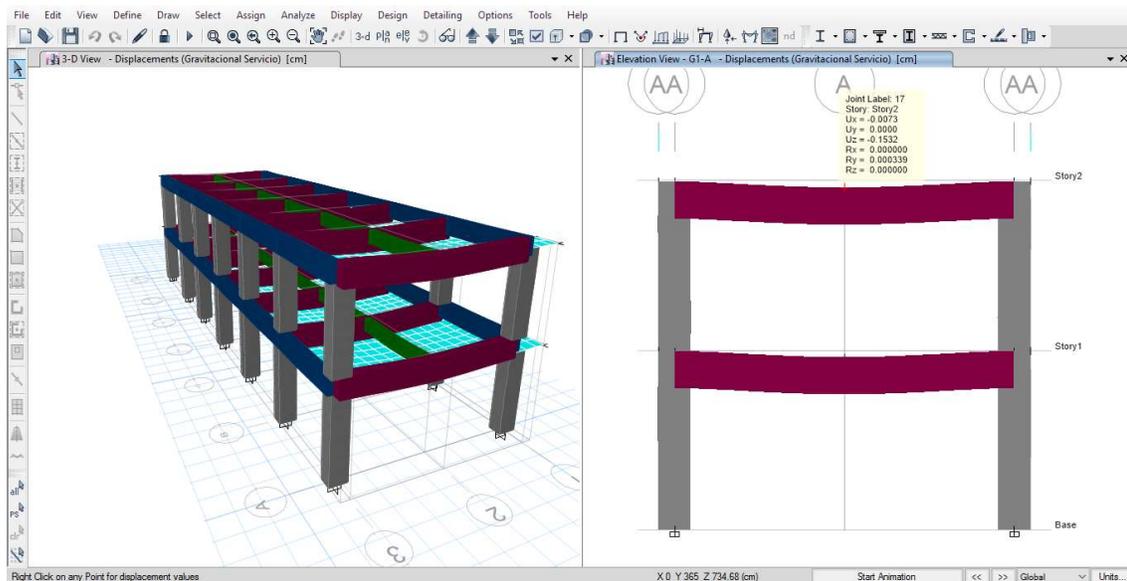


Figura 175. Deformada Cargas Combinación Gravitacional (Bloque B).

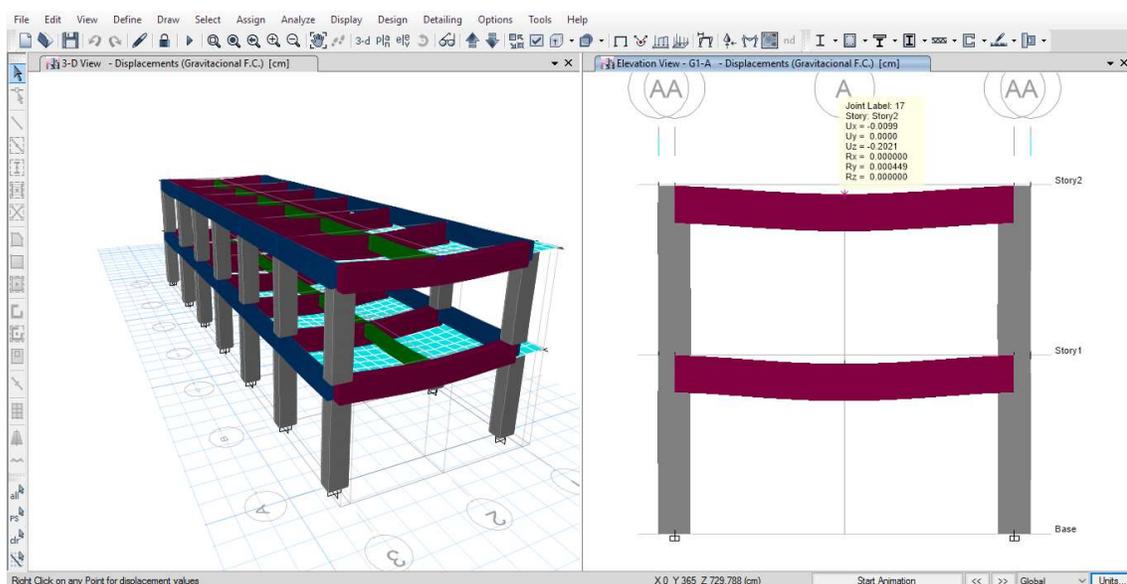


Figura 176. Deformada Cargas Combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).

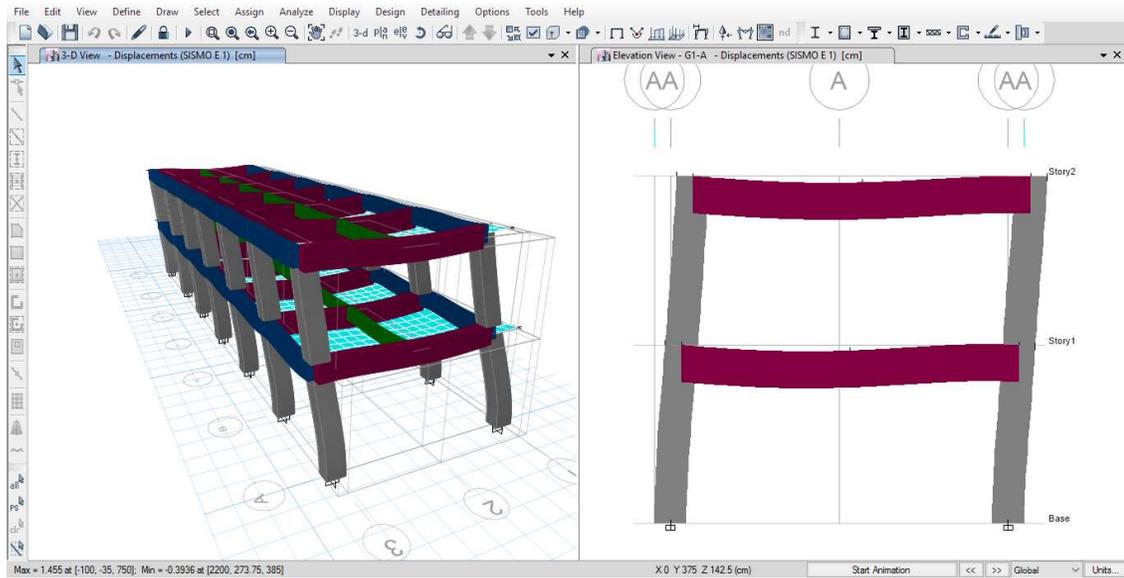


Figura 177. Deformada Cargas Combinación SISMO E-1 (Bloque B).

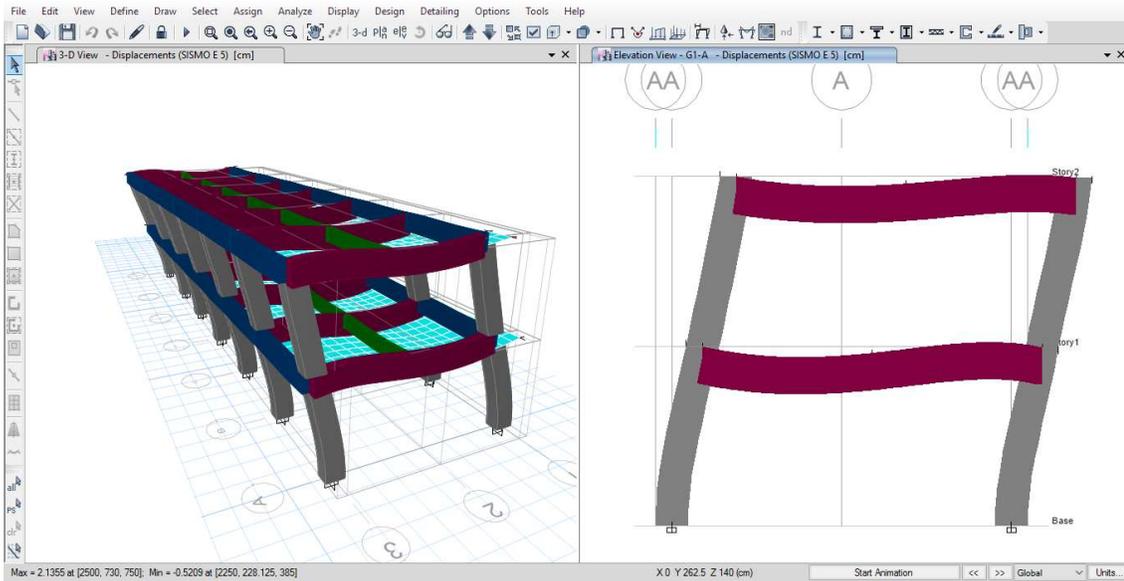


Figura 178. Deformada Cargas Combinación SISMO E-5 (Bloque B).

En el primer modo de vibrar se puede observar que el edificio tiene una traslación en dirección X.

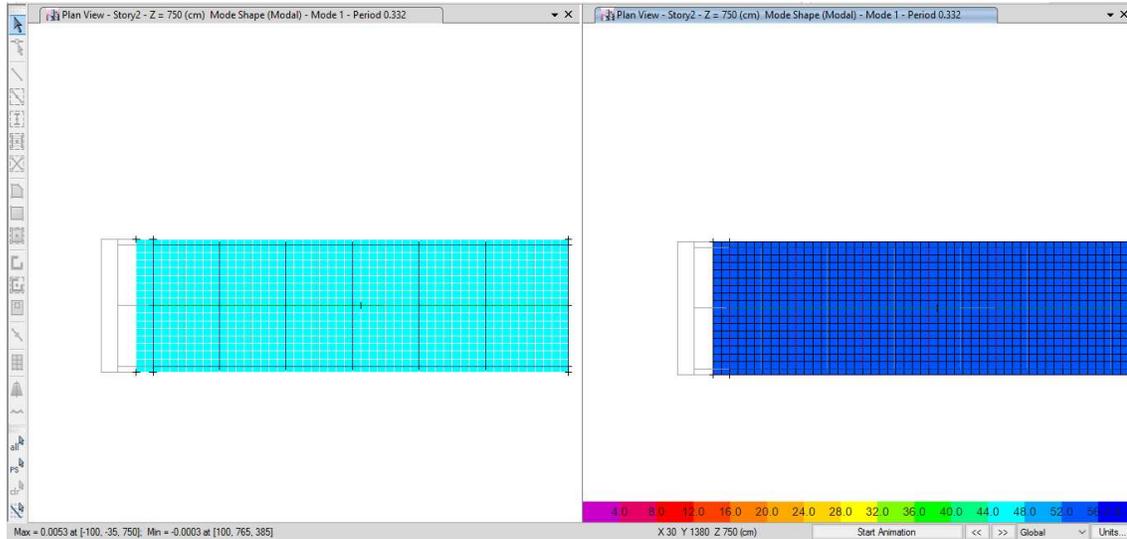


Figura 179. Deformada Modo de Vibrar 1 y Resultante (Bloque B).

En el segundo modo de vibrar se puede observar que el edificio tiene una traslación en dirección Y.

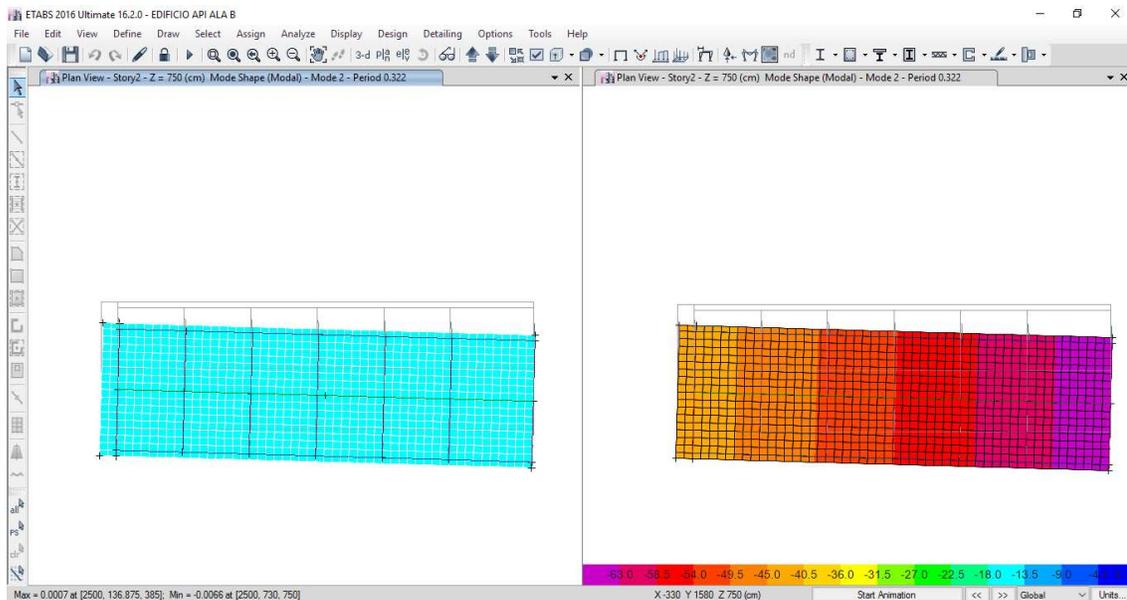


Figura 180. Deformada Modo de Vibrar 2 y Resultante (Bloque B).

En el tercer modo el edificio tiene una rotación sobre su eje Z (torsión) lo cual es un desplazamiento se presentan por medio de giros en las plantas.

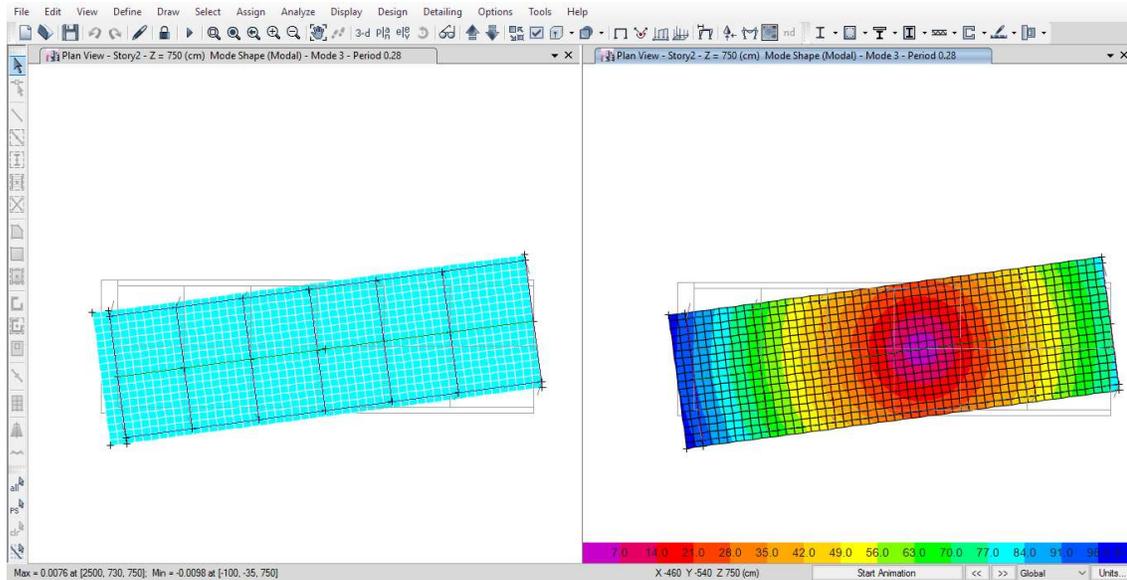


Figura 181. Deformada Modo de Vibrar 3 y Resultante (Bloque B).

En su cuarto modo el edificio presenta un desplazamiento vertical en Z debido a la flexibilidad de la losa.

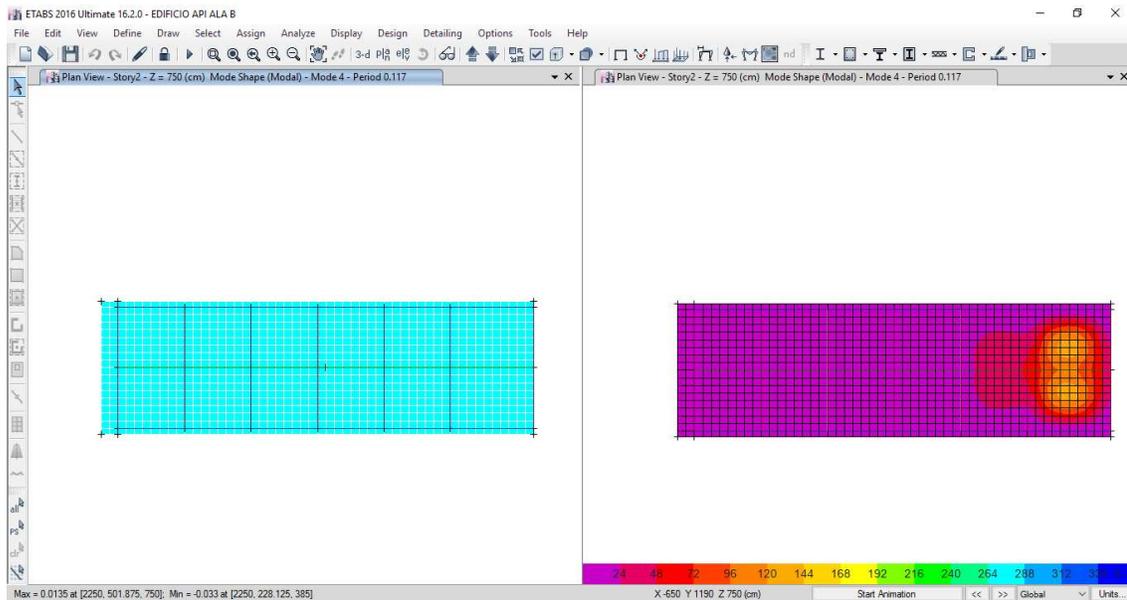


Figura 182. Deformada Modo de Vibrar 4 y Resultante (Bloque B).

5.9.4.2. Información Modal de la Estructura

En la tabla siguiente se presenta los primeros 10 periodos fundamentales de vibración de la estructura, para cada una de las cuatro posiciones del centro de masas prescritas en las NTC (el total de modos de vibración tomados en cuenta fue de 230 modos, esto para garantizar por lo menos el 90% de pesos efectivos para el Análisis Dinámico Modal Espectral tal como lo marca la Normativa vigente).

Tabla 86. Periodos y Frecuencias Modales (Bloque B).

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.332	3.015	18.9438	358.8678
Modal	2	0.322	3.105	19.5078	380.5527
Modal	3	0.28	3.568	22.4153	502.4476
Modal	4	0.117	8.518	53.5181	2864.186
Modal	5	0.113	8.835	55.5143	3081.8342
Modal	6	0.111	8.993	56.502	3192.4777
Modal	7	0.108	9.284	58.335	3402.9774
Modal	8	0.103	9.709	61.0006	3721.0735
Modal	9	0.098	10.253	64.4223	4150.2267
Modal	10	0.098	10.256	64.4388	4152.3571

5.9.4.3. Pesos Efectivos para Análisis Dinámico

En el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal también se menciona lo siguiente acerca del análisis modal: cuando en el análisis modal se desprecie el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotaciones con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos de vibración con un periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis. Si en el análisis se reconoce el acoplamiento deberá incluirse el efecto de los modos naturales necesarios para que la suma de pesos efectivos en cada dirección sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura (NTC-2017).

Tabla 87. Porcentajes de Cargas de Participación Modal (Bloque B).

Case	Item Type	Item	Static (%)	Dynamic (%)
Modal	Acceleration	UX	100	99.99
Modal	Acceleration	UY	100	99.96

Tabla 88. Porcentajes de Direcciones Modales (Bloque B).

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0.332	1	0	0	0
Modal	2	0.322	0	0.981	0	0.019
Modal	3	0.28	0	0.019	0	0.981
Modal	4	0.117	0.02	0	0.98	0
Modal	5	0.113	0.02	0	0.98	0
Modal	6	0.111	0.125	0	0.875	0
Modal	7	0.108	1	0	0	0
Modal	8	0.103	0.046	0	0.954	0
Modal	9	0.098	0	0.677	0	0.323
Modal	10	0.098	0.002	0	0.998	0

5.9.4.4. Efecto de la Torsión

El reglamento exige que se “Provoque” por decir de alguna manera, el efecto de torsión, esto se hace adicionando un momento en el eje Z de una proporción igual a la fuerza sísmica multiplicado la Excentricidad Torsional de Diseño ($e_{n \text{ diseño}}$) lo que genera efectos de torsión.

En un Análisis Dinámico Tridimensional el efecto de torsión por efecto dinámico viene implícitamente en la estructuración, pero la Normativa en Diseño Sismo Resistente nos marca que debemos considerar $0.05b_n$ por las incertidumbres de las ondas sísmicas y sus direcciones.

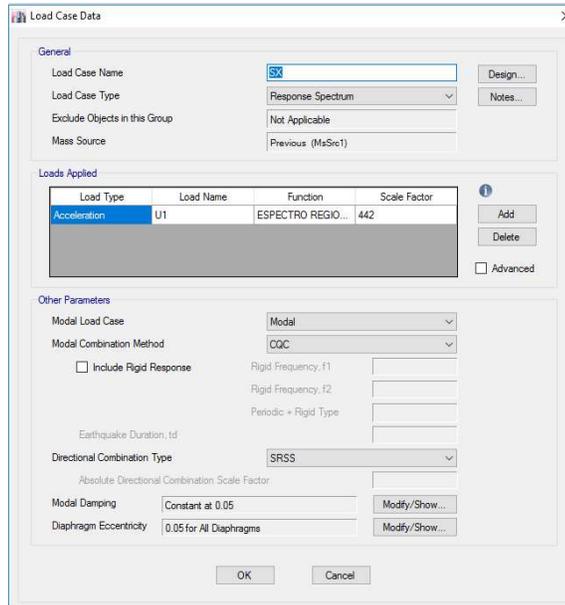


Figura 183. Efecto de Torsión (Bloque B).

En el caso del método de análisis estático se debe de calcular la excentricidad torsional estática para determinar la excentricidad torsional de diseño y así aplicar las cargas estáticas con la excentricidad calculada.

Tabla 89. Excentricidad Torsional de Diseño (Bloque B).

EXCENTRICIDAD TORSIONAL DE DISEÑO									
NIVEL	bXn	bYn	Excentricidad torsional calculada estáticamente		Excentricidad de diseño (para método estático)	e _{nx} diseño	e _{ny} diseño	Excentricidad mayor	
	cm	cm	e _{xn}	e _{yn}		cm	cm	e _{nx} diseño	e _{ny} diseño
2	2600	800	0.0	34.9	$e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n$	130	92	5%	12%
					$e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n$	130	23		
1	2600	800	0.0	36.8	$e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n$	130	95	5%	12%
					$e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n$	130	22		

5.9.4.5. Revisión por Cortante Basal

Tabla 90. Parámetros Estructurales (Bloque B).

$a_o^r =$	309.5	$T_a =$	0.1	$T_b =$	1.4	$k =$	1	$r =$	2/3
Q	$T_e = 0$ (s)	β	α	R_o	R	Q'	ρ	$\frac{\alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha}$	
2.0	0	1.00	0.9	2.0	3.0	1.000	0.80	143.2917	

Tabla 91. Revisión por Cortante Basal (Bloque B).

REVISIÓN POR CORTANTE BASAL			W_T (TON)	V_{DX} / V_{EX} %	V_{DY} / V_{EY} %	$\frac{V_0}{W_T} > \frac{0.7 \alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha}$	Para $T_e = 0$ $\frac{\alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha} \cdot W_T < V_0$		
Cortante Dinámico	V_{DX} (TON)	209.03	605.32	92.5%	87.2%	0.345	0.271	88.4	CORRECTO
	V_{DY} (TON)	247.74				0.409			CORRECTO
Cortante Estático	V_{EX} (TON)	226.08		CORRECTO		CORRECTO		CORRECTO	
	V_{EY} (TON)	284.23							

Se observa que el cortante dinámico cumple con las condiciones para poder usarlo en el diseño de elementos estructurales.

Tabla 92. Fuerzas Cortantes de Entrepiso (Bloque B).

Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiffness X tonf/cm	Shear Y tonf	Drift Y cm	Stiffness Y tonf/cm
Story2	SX	124.8823	0.5894	211.8651	0.00001665	0.0204	0
Story1	SX	209.0298	0.7301	286.2926	0.000006219	0.0191	0
Story2	SY	0.000004146	0.0525	0	156.5195	0.957	163.5484
Story1	SY	0.000004378	0.0906	0	247.7398	0.8615	287.5832
Story2	X	137.653	0.6438	213.8267	0	0.0223	0
Story1	X	226.0809	0.7832	288.6807	0	0.0208	0
Story2	Y	0	0.0272	0	173.0596	0.9098	190.2148
Story1	Y	0	0.0474	0	284.2327	0.8298	342.5384
Story2	SSX	50.3801	0.2353	214.0961	0.000006716	8.94E-09	0
Story1	SSX	84.3269	0.2902	290.5638	0.000002509	5.005E-09	0
Story2	SSY	0.000001332	0.009	0	50.2874	0.263	191.2021
Story1	SSY	0.000001407	0.0156	0	79.5949	0.2362	336.9328

5.9.4.6. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos

Tabla 93. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos (Bloque B).

CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ														
UBICACIÓN	MASAS		C. GRAVEDAD		ACUMULADO		C. CORTANTE		C. DE TORSION		E _{max} = 0.00	E _{min} / b _{min} = 0.0%		
	Mass X kgf.s ² /cm	Mass Y kgf.s ² /cm	XCM cm	YCM cm	XCM cm	YCM cm	XCR cm	YCR cm	bXn cm	bYn cm			e _X =Y _{CC} -Y _{CT} cm	e _Y =X _{CC} -X _{CT} cm
PISO	Diafragma													
Story2	D2	263.91	263.91	1249	365	263.91	263.91	1249	365	1214	365	0.00	34.94	
Story1	D1	330.26	330.26	1251	365	330.26	330.26	1251	365	1214	365	0.00	36.84	
Mínimo :											2600	800		

SISMO X	Q =	R =	p =	DESPLAZAMIENTOS				FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO	PESO A SOBRE ENTREPISO	ESTADO LÍMITE A). NIVEL DE SERVICIO	ESTADO LÍMITE B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO	EFECTO DE 2o-ORDEN	SEPARACIÓN CON ESTRUCTURAS ADYACENTES (cm)
				A). NIVEL DE SERVICIO	RELATIVOS	TOTALES	B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO						
NIVEL	h _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _r /R _n (cm)	X _n (cm)	X' _n =V _r /R _n (cm)	V _n (ton)	W' _n (ton)	0.002 h' _n	X' _n Real (cm)	X' _n - Q · R · p / h _n ≤ 0.015	No tomar en cuenta si $\frac{X'_n}{h_n} < 0.08 \frac{V_n}{W'_n}$	Amplificar	
4	0.00		0		0			0.000	0	0.000	0	0.000	0
3	0.00		0		0			0.000	0	0.000	0	0.000	0
2	3.65	7.50	0.2353	1.43	0.6438	137.65	280.27	0.235	0.7300	0.0071	OK	0.007	0.039292
1	3.85	3.85	0.290	0.78	0.7832	226.08	605.32	0.290	0.7700	0.0081	OK	0.008	0.029879

SISMO Y	Q =	R =	p =	DESPLAZAMIENTOS				FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO	PESO A SOBRE ENTREPISO	ESTADO LÍMITE A). NIVEL DE SERVICIO	ESTADO LÍMITE B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO	EFECTO DE 2o-ORDEN	SEPARACIÓN CON ESTRUCTURAS ADYACENTES (cm)
				A). NIVEL DE SERVICIO	RELATIVOS	TOTALES	B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO						
NIVEL	h _n (m)	X _n (cm)	X' _n =V _r /R _n (cm)	X _n (cm)	X' _n =V _r /R _n (cm)	V _n (ton)	W' _n (ton)	0.002 h' _n	X' _n Real (cm)	X' _n - Q · R · p / h _n ≤ 0.015	No tomar en cuenta si $\frac{X'_n}{h_n} < 0.08 \frac{V_n}{W'_n}$	Amplificar	
4	0.00		0		0			0.000	0	0.000	0	0.000	0
3	0.00		0		0			0.000	0	0.000	0	0.000	0
2	3.65	7.50	0.263	1.74	0.9098	173.06	280.27	0.263	0.7300	0.0100	OK	0.010	0.049398
1	3.85	3.85	0.236	0.83	0.8298	284.23	605.32	0.236	0.7700	0.0086	OK	0.009	0.037565

Se puede observar de las tablas anteriores que los desplazamientos máximos obtenidos del análisis sísmico no superan los máximos permisibles, lo que nos demuestra que la estructura es lo suficientemente rígida y adecuada ante cargas sísmicas y gravitacionales además que no tiene problemas de torsión lo que la hace una estructura muy segura.

5.9.4.7. Revisión de los Elementos Mecánicos del Modelo Estructural

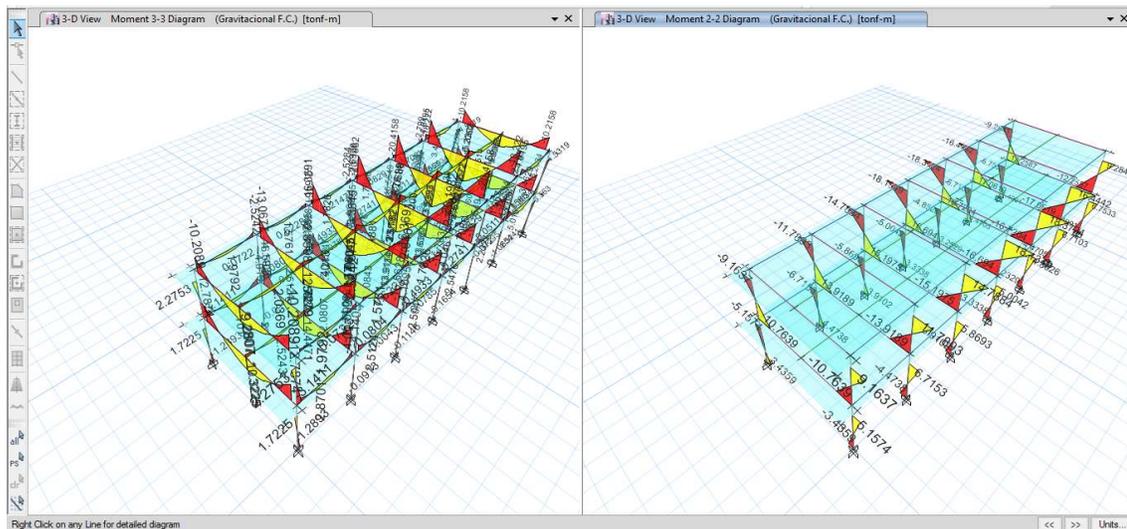


Figura 184. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación GRAVITACIONAL F.C (Bloque B).

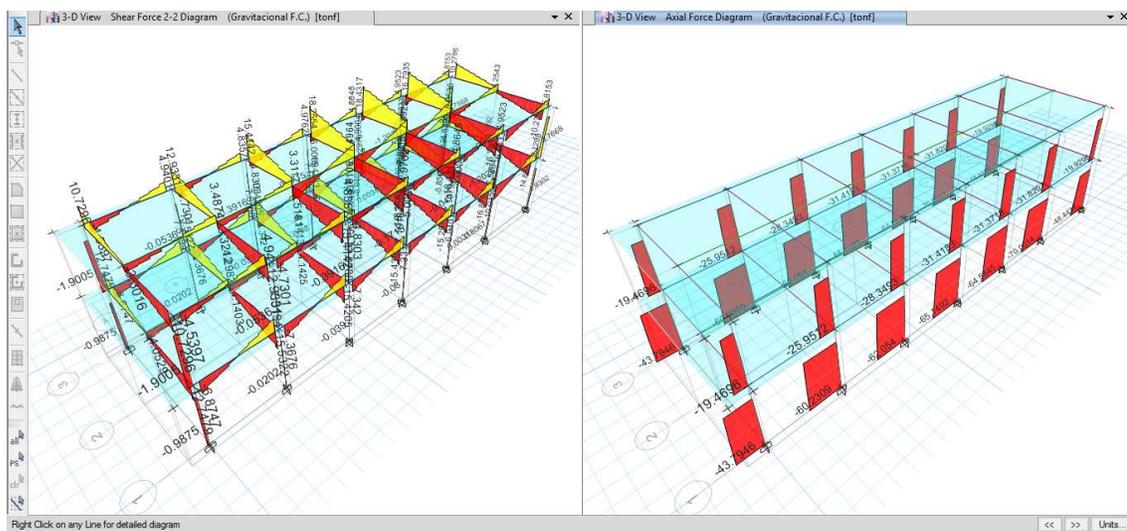


Figura 185. Cortante 2-2 y Fuerza Axial Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque B).

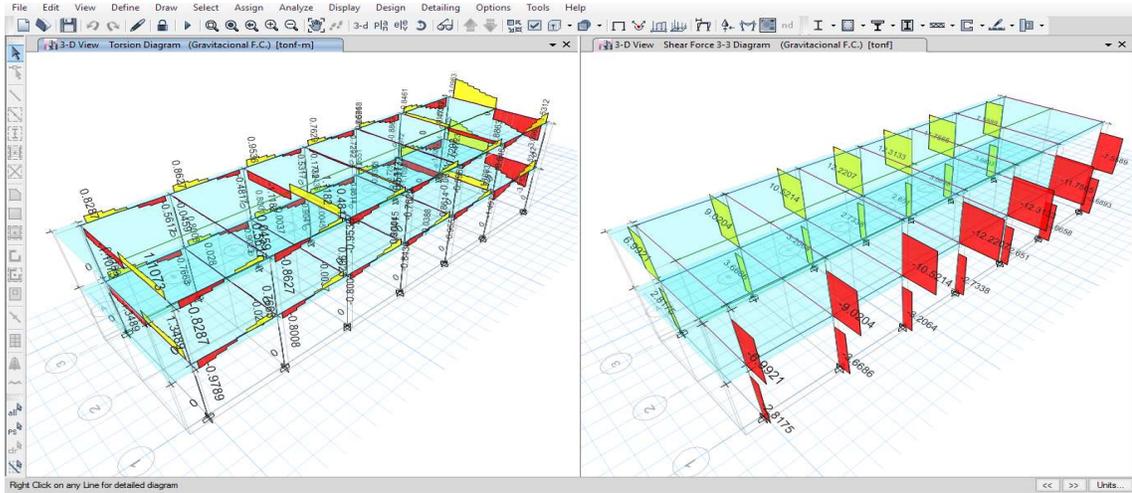


Figura 186. Torsión y Cortante 3-3 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque B).

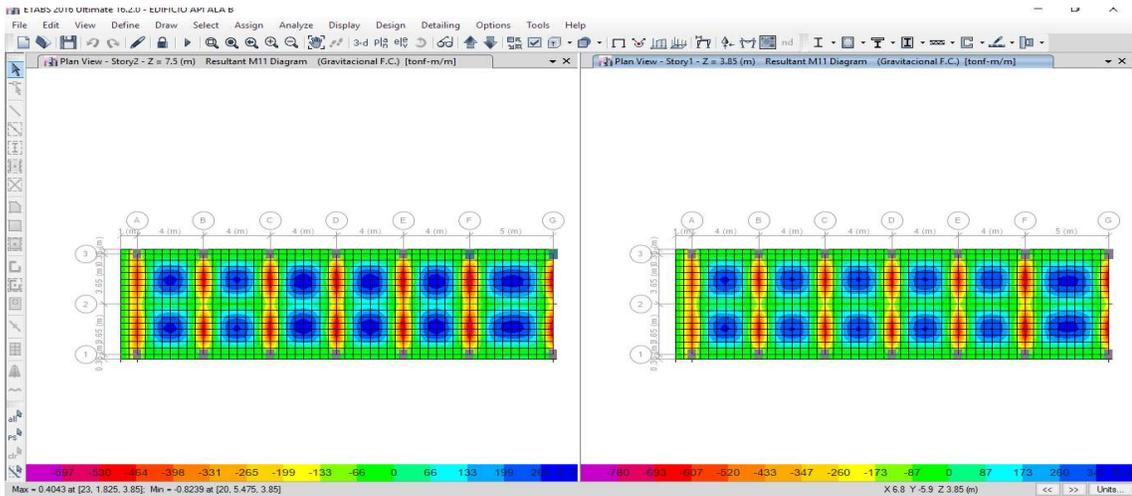


Figura 187. Momento M11 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque B).

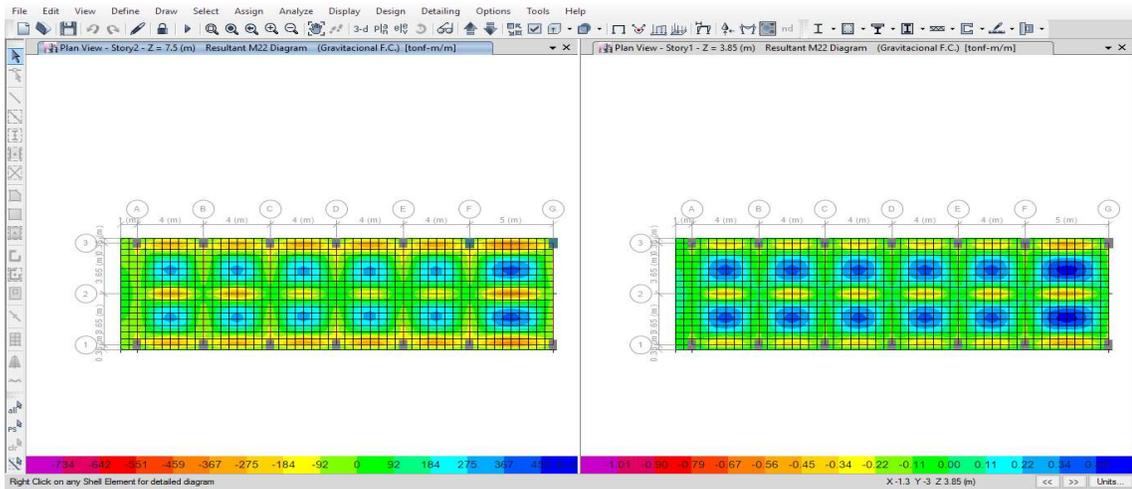


Figura 188. Momento M22 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque B).

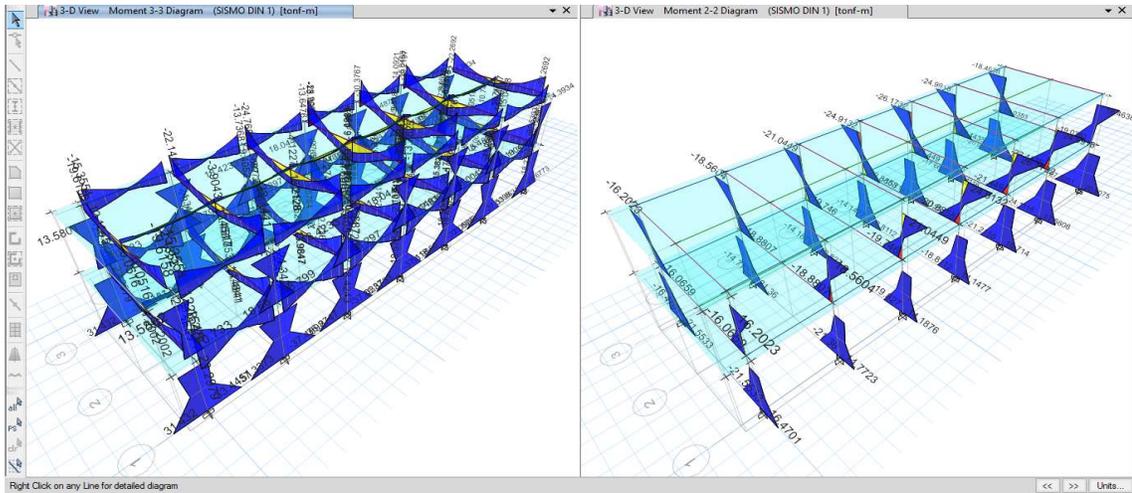


Figura 189. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-1 (Bloque B).

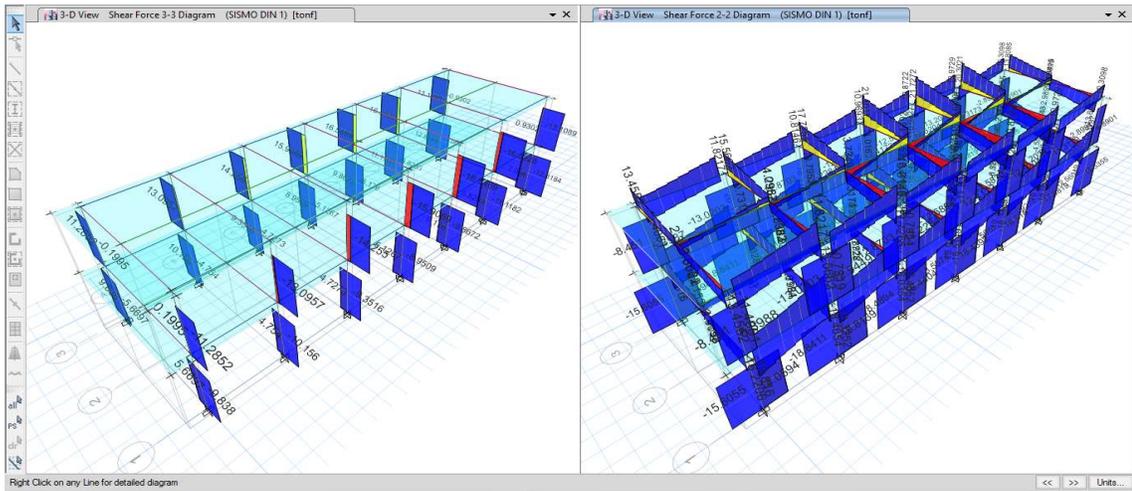


Figura 190. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-1 (Bloque B).

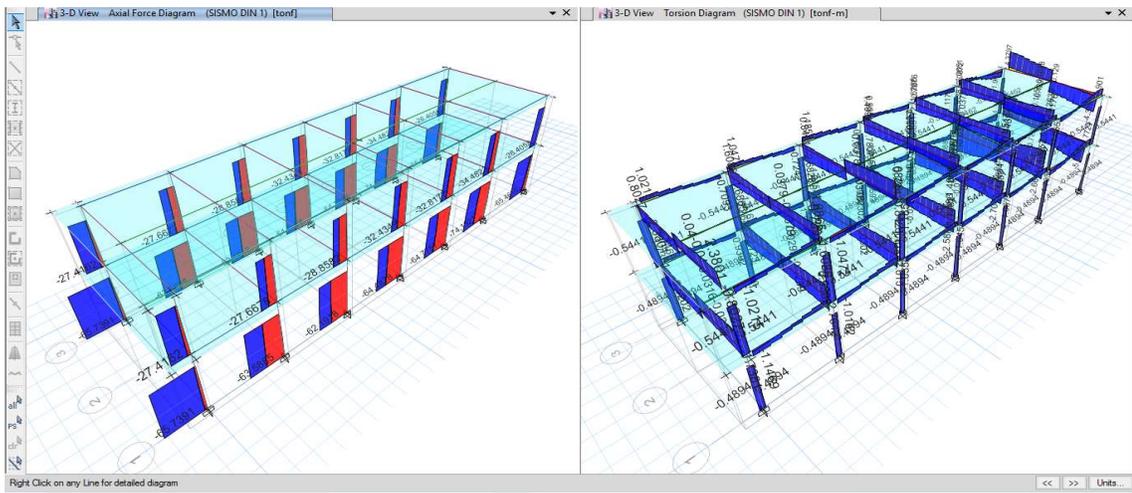


Figura 191. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-1 (Bloque B).

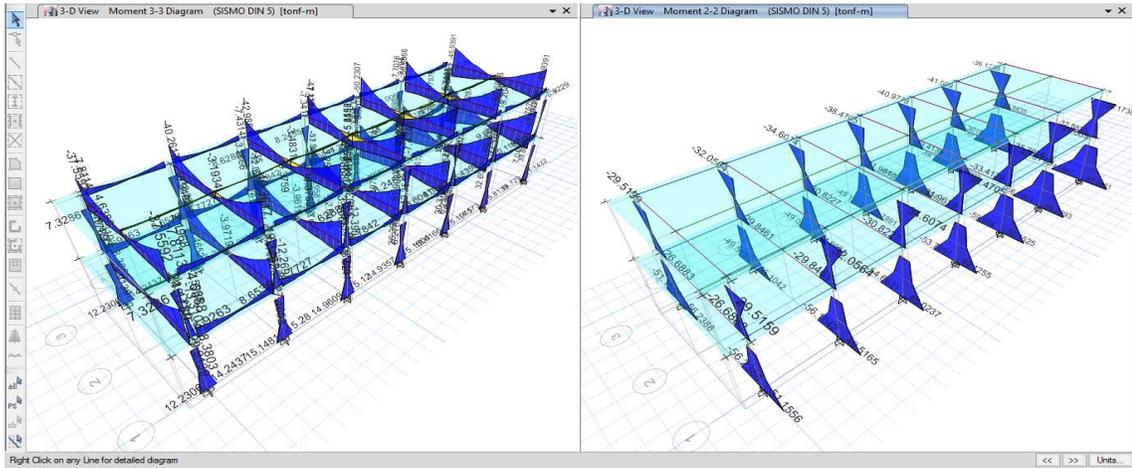


Figura 192. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-5 (Bloque B).

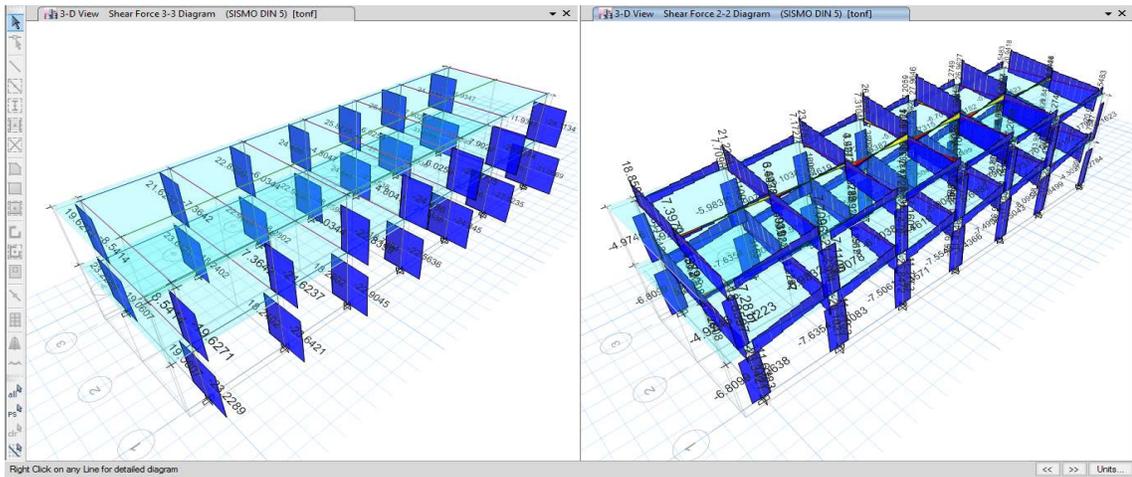


Figura 193. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-5 (Bloque B).

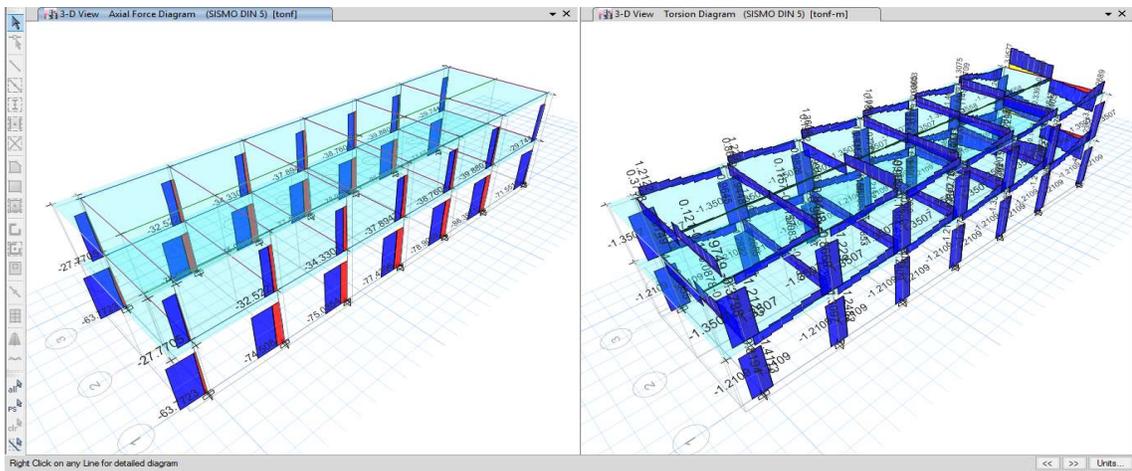


Figura 194. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-5 (Bloque B).

5.9.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO

5.9.5.1. Diseño de Columnas

La revisión de los elementos estructurales se centró principalmente en la revisión de las columnas seguido de las traveses y vigas. Las columnas primero por ser estos elementos de vital importancia para la estabilidad de la estructura. Además, el desplazamiento ante cargas laterales depende en gran medida de la rigidez de las mismas. Se revisó las resistencias de diseño de las columnas. Se emplearon combinaciones de los efectos gravitacionales y sísmicos, empleando para éste último caso las fuerzas obtenidas del análisis dinámico. Con esta revisión se calculó el acero longitudinal y transversal de columnas y traveses.

Una vez obteniendo el acero calculado se unificaron los armados de columnas distribuyendo el acero de refuerzo de tal manera que fuera práctico en la construcción. Con estos armados definitivos se procedió a revisar la capacidad a flexocompresión biaxial y posteriormente, la condición límite del cortante actuante considerando la resistencia a cortante del concreto de acuerdo con el reglamento.

Se presenta únicamente el ejemplo de una columna por motivos de espacios en este trabajo.

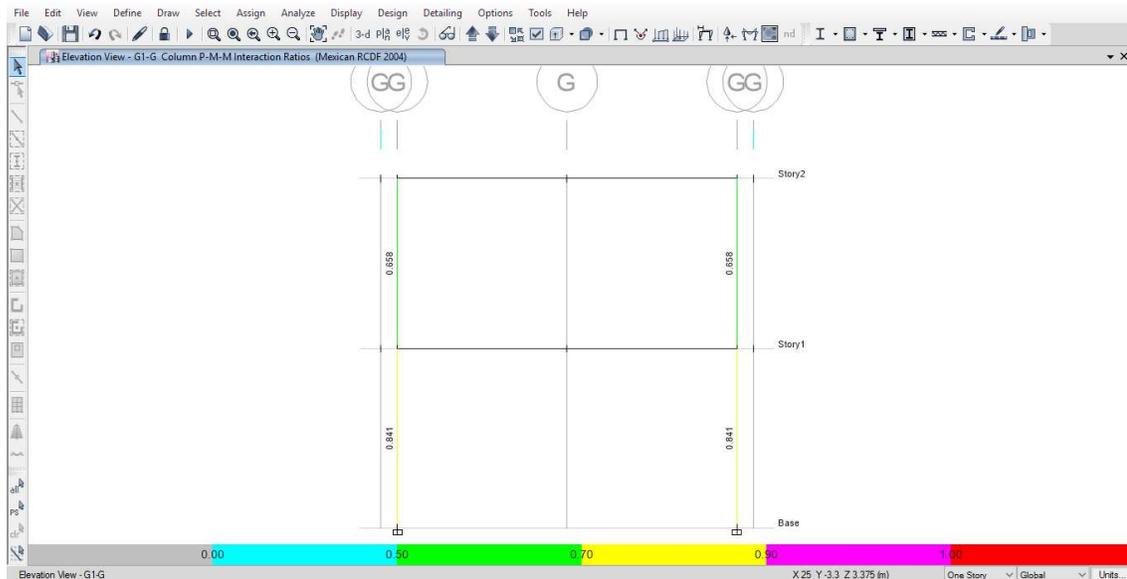


Figura 195. Capacidad a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque B).

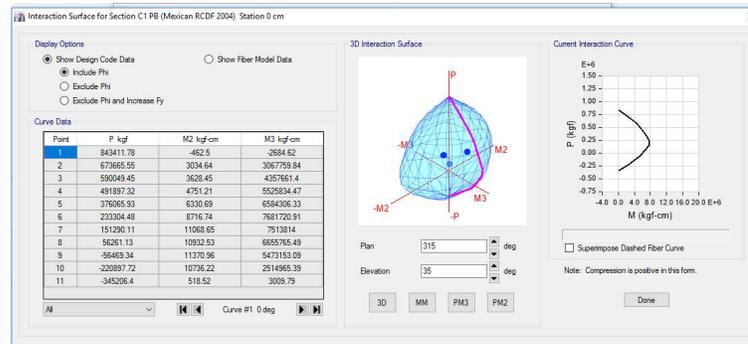


Figura 196. Diagrama de Interacción a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque B).

En la figura anterior se presentan las curvas de interacción biaxiales obtenidas con el programa ETABS. La curva de color rosa es la que corresponde a la relación de excentricidades actuantes en la columna, la línea rosa con punto indica la excentricidad de la carga y el punto al final de la misma corresponde a la sollicitación de carga axial y momento debida a una cierta condición de carga sobre la columna.

Tabla 94. Diseño Automatizado de Columna a Flexocompresión Biaxial (Bloque B).

Column Element Details (Flexural Details)							
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Story1	C10	30	C-1 50*70	SISMO DIN 8	0	385	1
Section Properties							
b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)				
70	50	7.042	3.5				
Design Code Parameters							
FR _T	FR _{C1Max}	FR _{C3spiral}	FR _B	FR _V			
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75			
Axial Force and Biaxial Moment Design For P _u , M _{u2} , M _{u3}							
Design P _u kgf	Design M _{u2} kgf-cm	Design M _{u3} kgf-cm	Minimum M2 kgf-cm	Minimum M3 kgf-cm	Rebar Area cm ²	Rebar %	
21818.37	-5610420.09	-1528004.34	76714.29	54795.92	75.79	2.17	
Factored & Minimum Biaxial Moments							
	NonSway M ₂ kgf-cm	Sway M ₂ kgf-cm	Factored M _u kgf-cm	Minimum M _{min} kgf-cm	Minimum Eccentricity cm		
Major Bending(M _{u2})	-8597.06	-1521407.28	-1528004.34	54795.92	2.5		
Minor Bending(M _{u2})	-329383.84	-5281036.25	-5610420.09	76714.29	3.5		

Tabla 95. Diseño Automatizado de Columna a Cortante (Bloque B).

Column Element Details (Shear Details)							
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Story1	C10	30	C-1 50*70	SISMO DIN 8	0	385	1
Section Properties							
b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)				
70	50	7.042	3.5				
Material Properties							
E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)		f_y (kgf/cm ²)	f_{yt} (kgf/cm ²)		
242487.11	300	1		4200	4200		
Design Code Parameters							
FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V			
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75			
Shear Design for V_{u2} , V_{u3}							
	Rebar A_v /s cm ² /cm	Design V_u kgf	Design P_u kgf	Design M_u kgf-cm	V_{CR} kgf	V_{SR} kgf	V_{NR} kgf
Major Shear(V2)	0.0825	7635.4	74507.96	-1528004.34	15979.37	11157.03	27136.41
Minor Shear(V3)	0.1192	23642.13	21918.37	-5610420.09	0	23642.13	23642.13
Design Forces							
	Factored V_u kgf	Factored P_u kgf	Factored M_u kgf-cm	Capacity V_p kgf			
Major Shear(V2)	7635.4	21918.37	1514810.22	0			
Minor Shear(V3)	23642.13	21918.37	4951652.41	0			

5.9.5.2. Diseño de Traves y Vigas

Las traves y vigas se diseñaron a flexión y cortante. También se revisaron las fechas máximas actuantes contra las máximas permisibles. El diseño de una se muestra a continuación.

Tabla 96. Diseño Automatizado de Vigas a Flexión (Bloque B).

Beam Element Details						
Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	
Story1	B14	70	TB-1 (35*80)	365	1	

Section Properties					
b (cm)	h (cm)	b _r (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
35	80	35	0	7.5	7.5

Design Code Parameters				
FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M _{u3}						
	End-I Rebar Area cm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	26.12	0.93	14.16	0.51	7.35	0.26
Bot (-2 Axis)	15.53	0.55	12.79	0.46	7.35	0.26

Flexural Design Moment, M _{u3}						
	End-I Design M _u kgf-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M _u kgf-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M _u kgf-cm	End-J Station Loc cm
Top (+2 Axis)	-6399417.58	35	-3657686.94	136.875	0	365
Combo	SISMO DIN 8		SISMO DIN 8		SISMO DIN 8	
Bot (-2 Axis)	3986705.65	35	3323695.9	136.875	1291491.74	365
Combo	SISMO DIN 8		SISMO DIN 8		SISMO DIN 8	

Tabla 97. Diseño Automatizado de Vigas a Cortante (Bloque B).

Beam Element Details						
Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	
Story1	B14	70	TB-1 (35*80)	365	1	

Section Properties					
b (cm)	h (cm)	b _r (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
35	80	35	0	7.5	7.5

Shear Reinforcement for Major Shear, V _{u2}		
End-I Rebar A _v /s cm ² /cm	Middle Rebar A _v /s cm ² /cm	End-J Rebar A _v /s cm ² /cm
0.1695	0.1549	0.1289

Design Shear Force for Major Shear, V _{u2}					
End-I Design V _u kgf	End-I Station Loc cm	Middle Design V _u kgf	Middle Station Loc cm	End-J Design V _u kgf	End-J Station Loc cm
37964.83	35	3482.57	136.875	29147.34	319.375
SISMO DIN 8		SISMO DIN 8		SISMO DIN 8	

5.9.5.3. Diseño de Losas

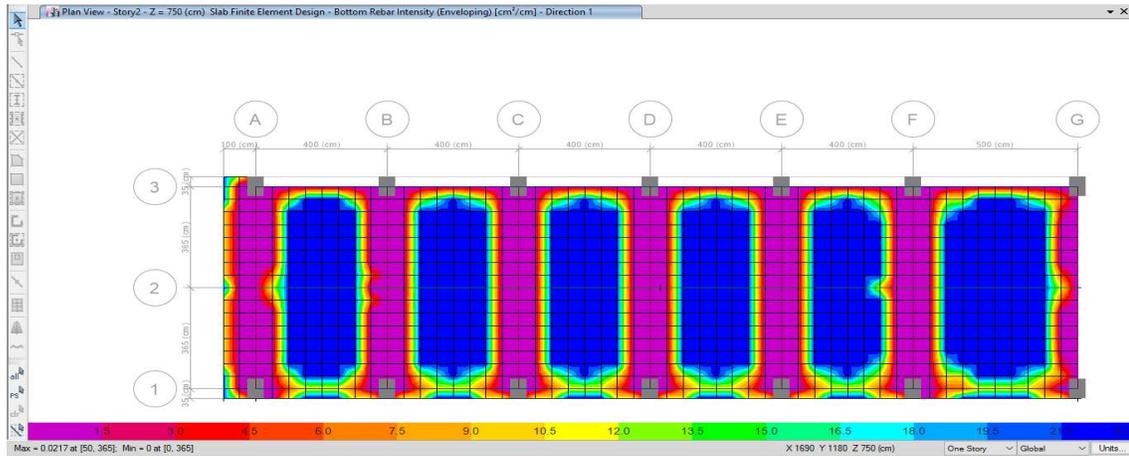


Figura 197. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).

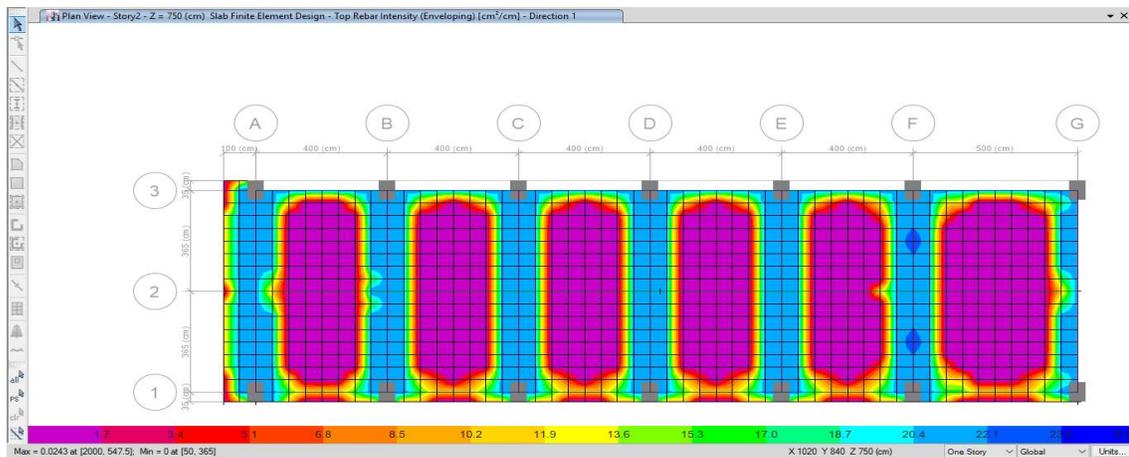


Figura 198. Diseño de Losa (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).

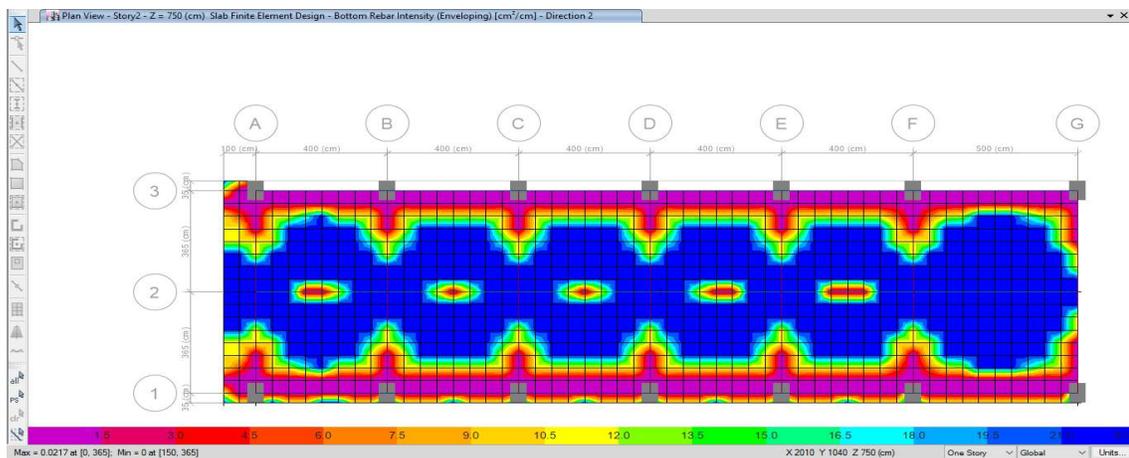


Figura 199. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).

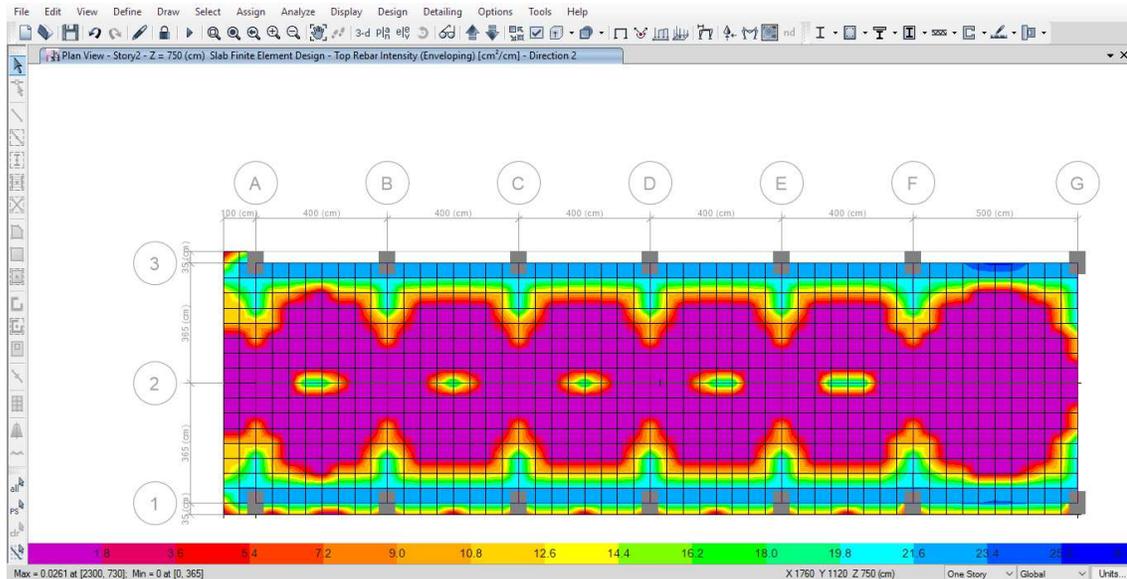


Figura 200. Diseño de Losa (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque B).

Tabla 98. Diseño Estructural de Losa de Concreto Reforzado (Bloque B).

DATOS			CONSTANTES DE DISEÑO			ÁREA DE ACERO MÍNIMO																				
f'c =	300	kg/cm ²	f'c =	240	kg/cm ²	Asinsenc	2.00	(cm ² /m)																		
fy =	4200	kg/cm ²	B1 =	0.850	----	Asemp	1.50	(cm ² /m)																		
a (menor) =	4	m	f'' c =	204	kg/cm ²	VARILLA #																				
b (mayor) =	5	m	b diseño =	100	cm	3	0.71																			
a/b =	0.8		Armado =	PARRILLA SIMPLE		4	1.27																			
d =	10	cm	e _{min} form =	0.0029	%	5	1.98																			
FC =	1.4	----	e _{min} porp =	0.0020	%	6	2.85																			
Expuesto =	NO	INTEMPERIE	as1 temp =	0.0150	cm ² /cm	8	5.07																			
a/b =	0.8	----	eb =	0.0243	%	12	11.40																			
MOVOLITICA =	I	I=SI II=NO	e _{max} =	0.0182	%	ACERO =																				
TABLERO TIPO =	4	----	q _{max} =	0.3750	----	#	cm ²																			
W _{losa} =	0.793	ton/m ²	MR _{max} =	5.59	ton-m	3	0.71																			
			W _a ² =	12.688	ton	Asmin (cm ²)	As (a usar) (cm ²)	S _{max} (cm)	Scal (cm)	Sprop (cm)																
Tablero	SECCIÓN	C	M = (CxW _a ² x10 ⁻⁴) (ton-m/m)	Mu (ton-m)	MRmax (ton-m)	Q	q	As calculada (cm ² /m)	Asmin (cm ²)	As (a usar) (cm ²)	S _{max} (cm)	Scal (cm)	Sprop (cm)													
De esquina: dos lados adyacentes discontinuos	N.B.I-CC	419	0.53	0.74	5.59	0.0405	0.0414	2.01	2.00	2.01	50	35	24													
	N.B.I-CL	394	0.50	0.70	5.59	0.0381	0.0389	1.89	2.00	2.00	50	36	24													
	N.B.D-CC	250	0.32	0.44	5.59	0.0242	0.0245	1.19	2.00	2.00	50	36	24													
	N.B.D-CL	222	0.28	0.39	5.59	0.0215	0.0217	1.05	2.00	2.00	50	36	24													
	P-CC	216	0.27	0.38	5.59	0.0209	0.0211	1.03	2.00	2.00	50	36	24													
	P-CL	140	0.18	0.25	5.59	0.0135	0.0136	0.66	2.00	2.00	50	36	24													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Revisión por Cortante</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">$V = \left(\frac{\alpha_1}{2} - d\right) \left(0.95 - 0.5 \frac{\alpha_1}{\alpha_2}\right) w$</td> </tr> <tr> <td>V dis =</td> <td>0.83 ton</td> </tr> <tr> <td>V incre =</td> <td>0.95 ton</td> </tr> <tr> <td>Vu =</td> <td>1.33 ton</td> </tr> <tr> <td>VR =</td> <td>6.20 ton</td> </tr> <tr> <td>VR > Vu</td> <td>Cumple</td> </tr> </tbody> </table>													Revisión por Cortante		$V = \left(\frac{\alpha_1}{2} - d\right) \left(0.95 - 0.5 \frac{\alpha_1}{\alpha_2}\right) w$		V dis =	0.83 ton	V incre =	0.95 ton	Vu =	1.33 ton	VR =	6.20 ton	VR > Vu	Cumple
Revisión por Cortante																										
$V = \left(\frac{\alpha_1}{2} - d\right) \left(0.95 - 0.5 \frac{\alpha_1}{\alpha_2}\right) w$																										
V dis =	0.83 ton																									
V incre =	0.95 ton																									
Vu =	1.33 ton																									
VR =	6.20 ton																									
VR > Vu	Cumple																									

5.9.5.4. Análisis y Diseño de Cimentación

La cimentación se resolvió a base de zapatas corridas con contratrabes, diseñadas con capacidad de suelo $Q_{adm} = 8.0 \text{ ton/m}^2$ el cual puede incrementarse un 30% para los casos de carga con acciones de sismo $Q_{admsismo} = 10.40 \text{ ton/m}^2$ Se puede observar que las presiones del suelo no superan las 8.0 ton/m^2 y 10.40 ton/m^2 (para cargas gravitacionales y accidentales respectivamente) por lo que esta es adecuada para resistir las presiones actuantes.

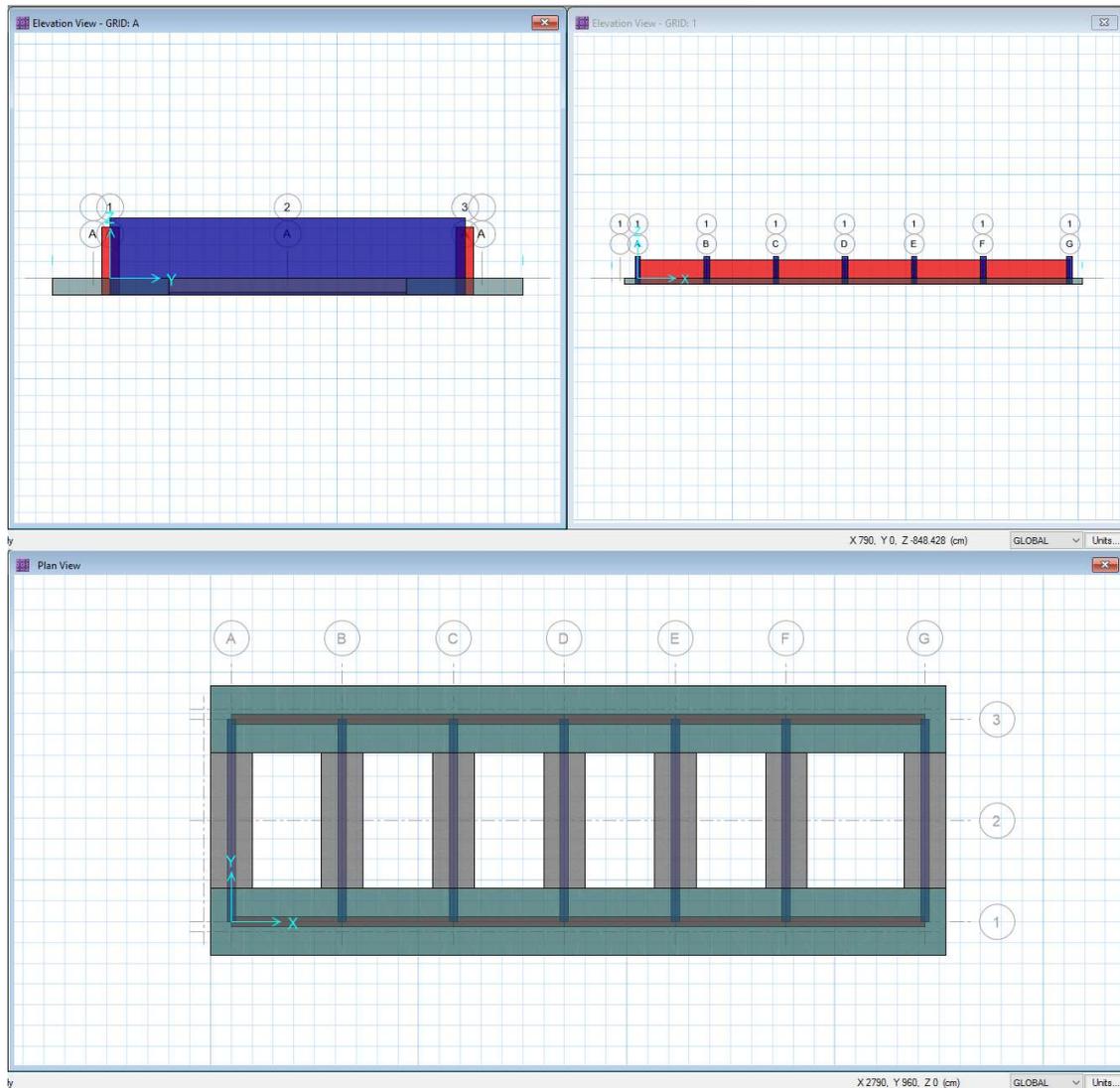


Figura 201. Modelo Estructural de Cimentación (Bloque B).

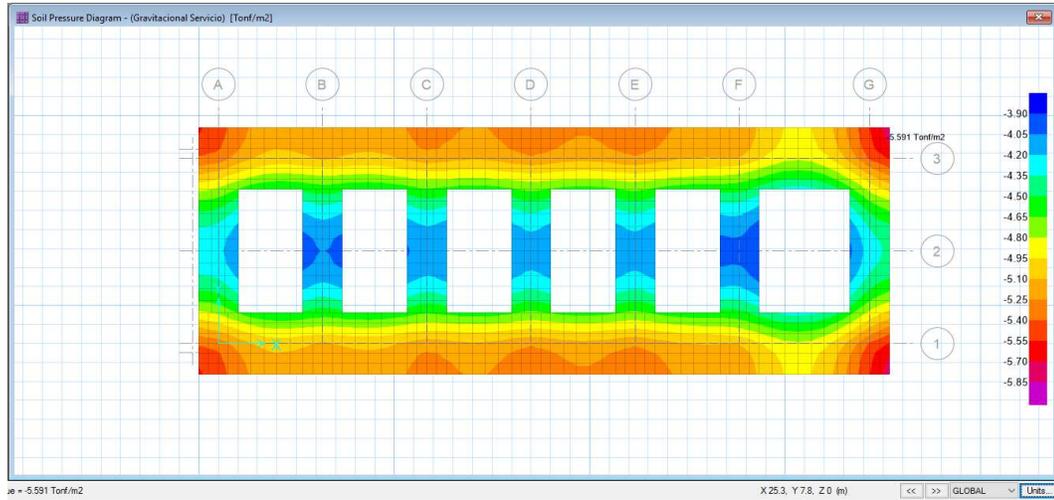


Figura 202. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Servicio (Bloque B).

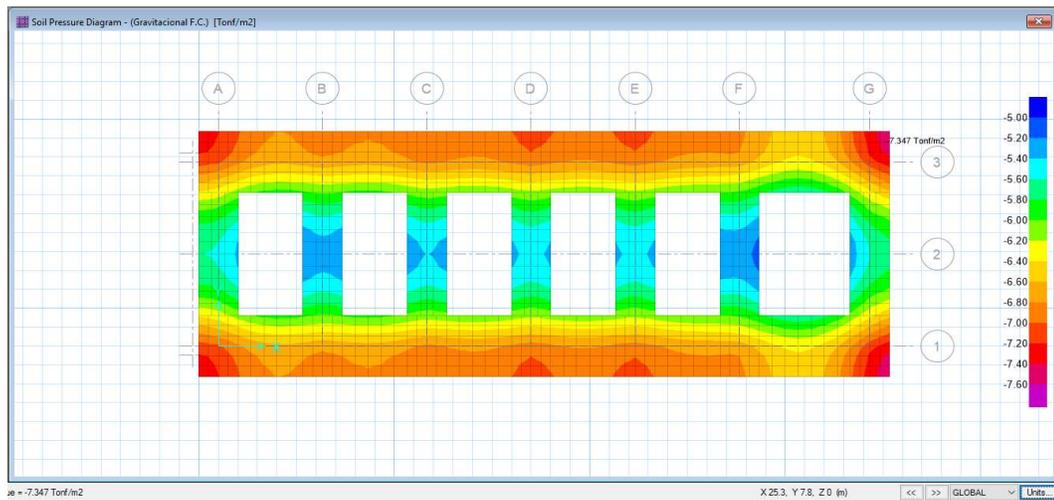


Figura 203. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Diseño (Bloque B).

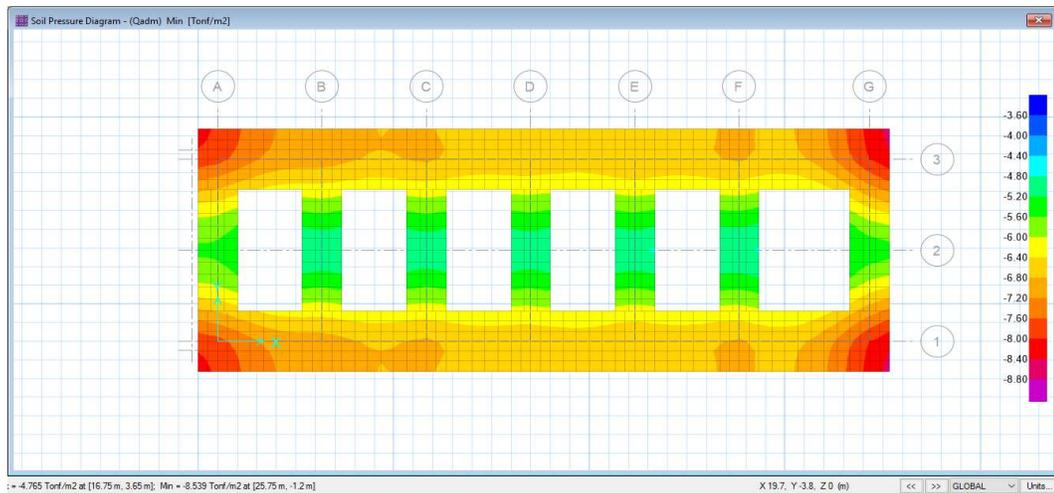


Figura 204. Esfuerzo en el Suelo por Carga Sísmica (Bloque B).

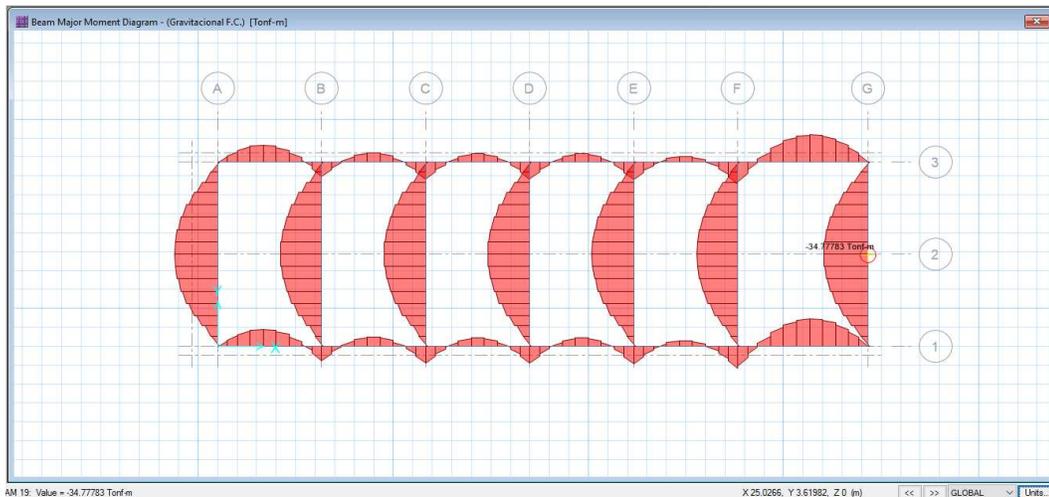


Figura 205. Momentos Principales por Carga Gravitacional F.C.=1.4 (Bloque B).

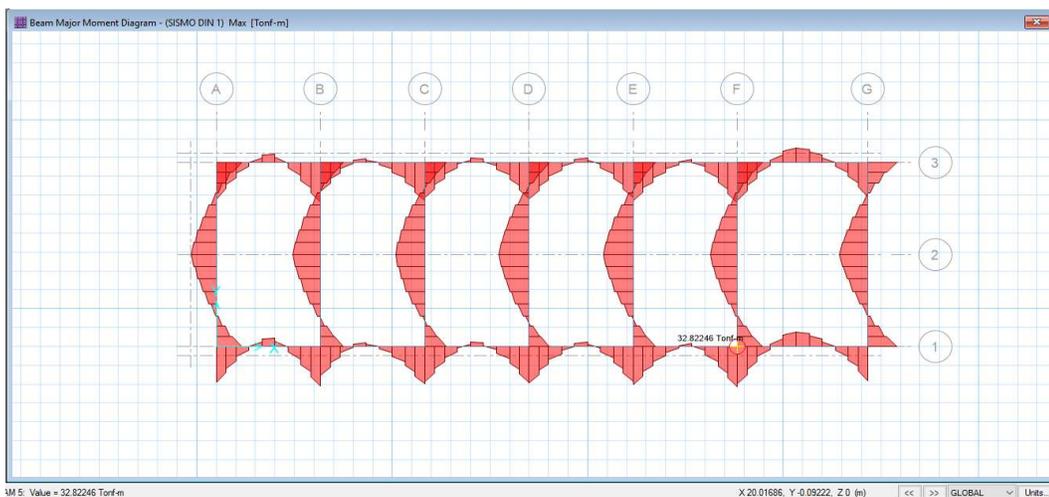


Figura 206. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 1 (Bloque B).

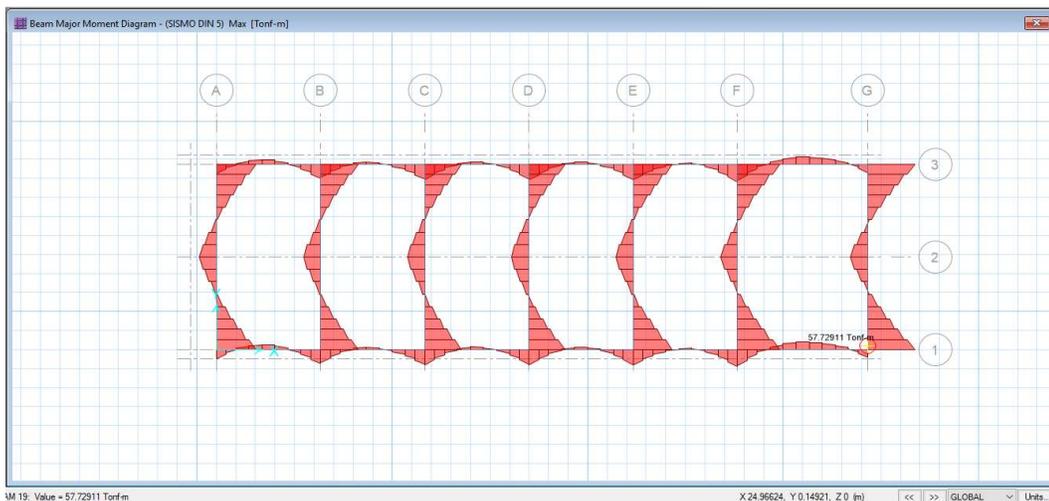


Figura 207. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 5 (Bloque B).

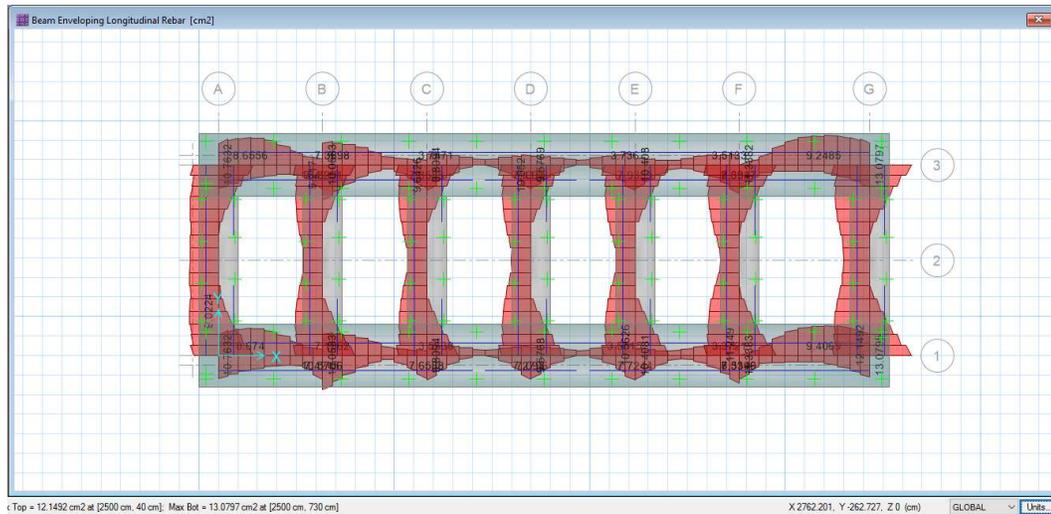


Figura 208. Acero Longitudinal a Flexión en Contratraves (Bloque B).

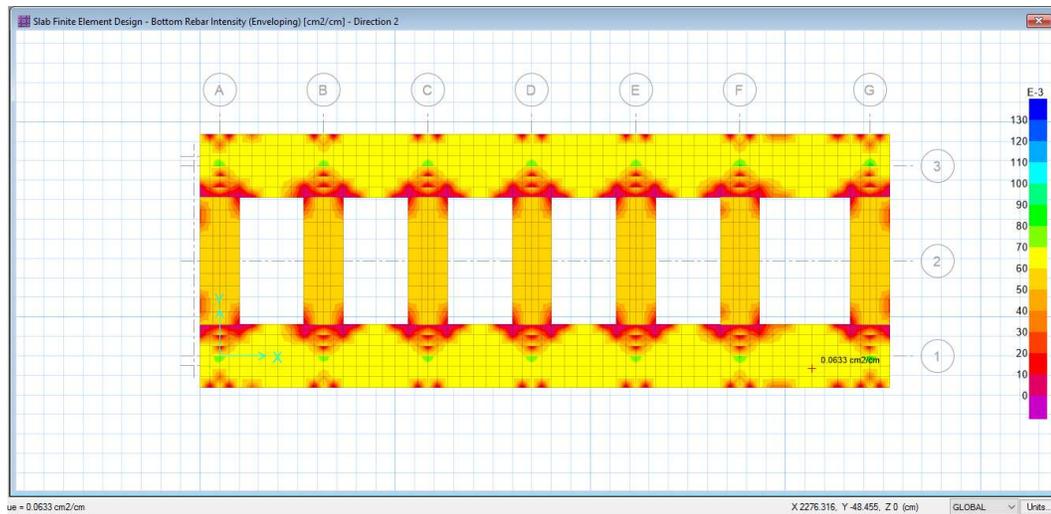


Figura 209. Acero longitudinal a Flexión en Zapatas (Bloque B).

5.9.6. ARMADOS DEFINITIVOS

Todos los elementos fueron revisados por estados límite de falla y estados límite de servicio.

Para fines de este trabajo se muestran algunas secciones de los armados definitivos tales como columnas, contratraves, zapatas, entre otros.

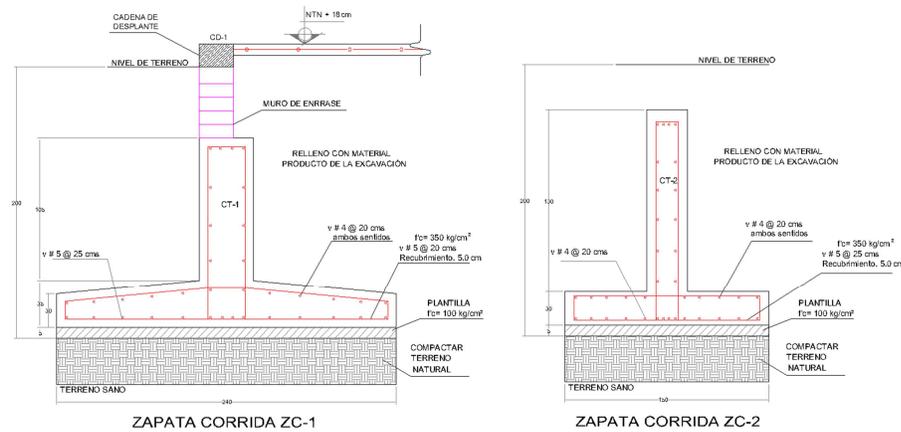


Figura 210. Armados de Zapatas Corridas (Bloque B).

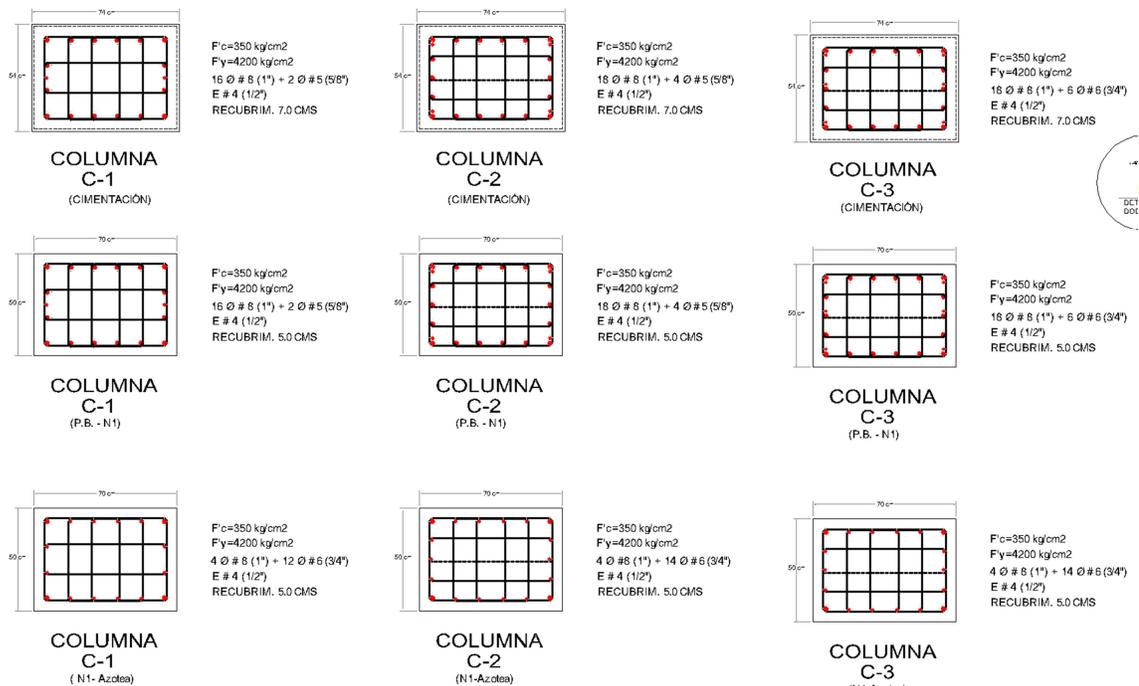


Figura 211. Armado de Columnas (Bloque B).

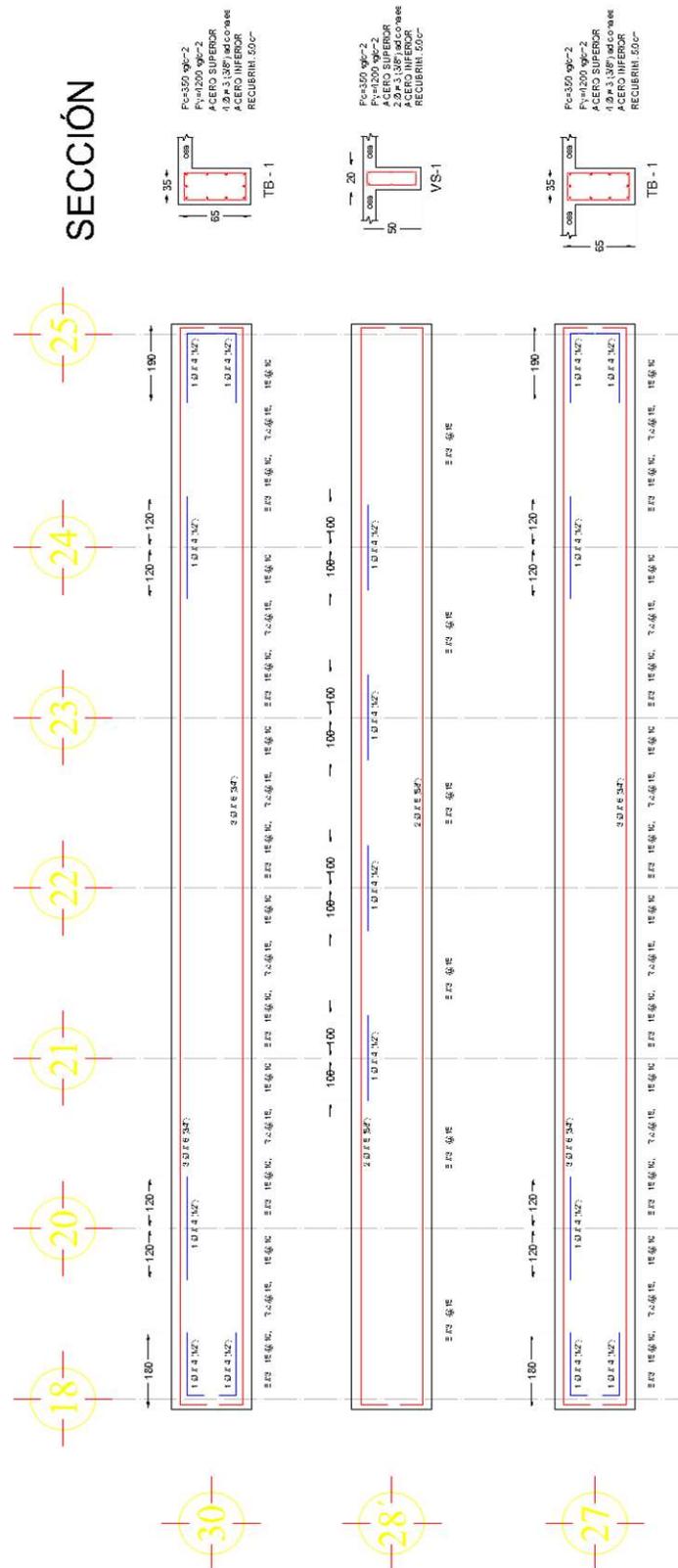


Figura 212. Armado de Vigas Longitudinales Azotea (Bloque B).

5.10. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL EDIFICIO CORRESPONDIENTE AL BLOQUE C

La estructura es a base marcos rígidos de concreto reforzado y para el análisis se construyó un modelo matemático mediante el programa ETABS, que tomara en cuenta la rigidez de todo elemento estructural que sea significativo, sus conexiones y las diferentes cargas actuantes aplicando el método de Análisis Dinámico Modal Espectral con base en las Normas Técnicas Complementarias 2017 y el Manual de Diseño de Obras Civiles 2015. Así mismo en el diseño de la cimentación se elaboró un modelo matemático con el programa SAFE, donde se exportaron las cargas resultantes de la superestructura para el diseño de las contratrabes y zapatas.

Se determinaron los desplazamientos horizontales que se presentan en cada nivel, producidos por las cargas laterales, y se compararon con los máximos desplazamientos relativos de entrepiso permisibles. También se obtuvieron los elementos mecánicos en los miembros estructurales para las diferentes combinaciones de carga, revisando que no se excediera la capacidad de resistencia de dichos miembros.

5.10.1. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q” Y CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Para el caso particular de este edificio, de acuerdo a su estructuración y lineamientos marcados por las Normas correspondientes, se utilizó un factor de comportamiento sísmico en ambas direcciones ortogonales $Q_x = Q_y = 2.0$. En lo referente al factor de corrección por irregularidad (α) este se tomó igual a 0.9 por no cumplir con una de las especificaciones para considerarse Regular de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la C.F.E. 2015.

Tabla 99. Características de la Estructura para Diseño Sísmico (Bloque C).

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA					Ta =	0.1	Tb =	1.4	k =	1	r =	2/3
DIRECCION DE ANÁLISIS	Q	Te (s)	β	α	Ro	R	Q'	ρ	$\frac{\alpha \beta A_{ca}}{Q'R \rho \alpha}$	Cdiseño		
X	2.0	0.320	1.0	0.9	2.0	2.0	1.229	1.0	382.3688	0.3898		
Y	2.0	0.309					1.221	0.8	481.0374	0.4904		
Z	Tv =	0.117	$a_v = 1.4 F_g a' \left[\frac{0.05}{T_v} \right]^{2/3}$			Fd =	1	av =	303.7152	0.3096		

5.10.2. MODELO MATEMÁTICO

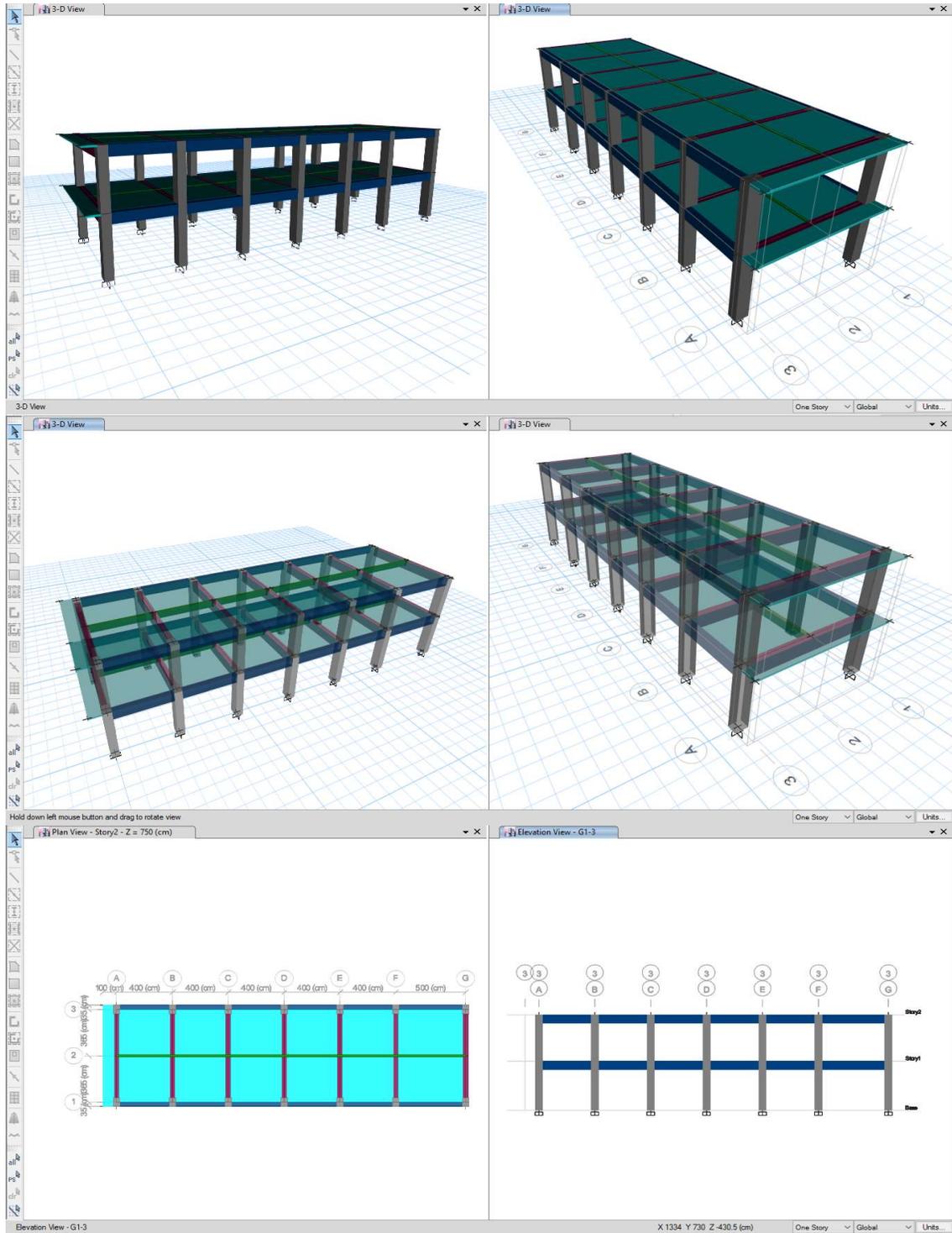


Figura 213. Modelo Matemático Tridimensional (Bloque C).

5.10.3. CARGAS EN LA ESTRUCTURA

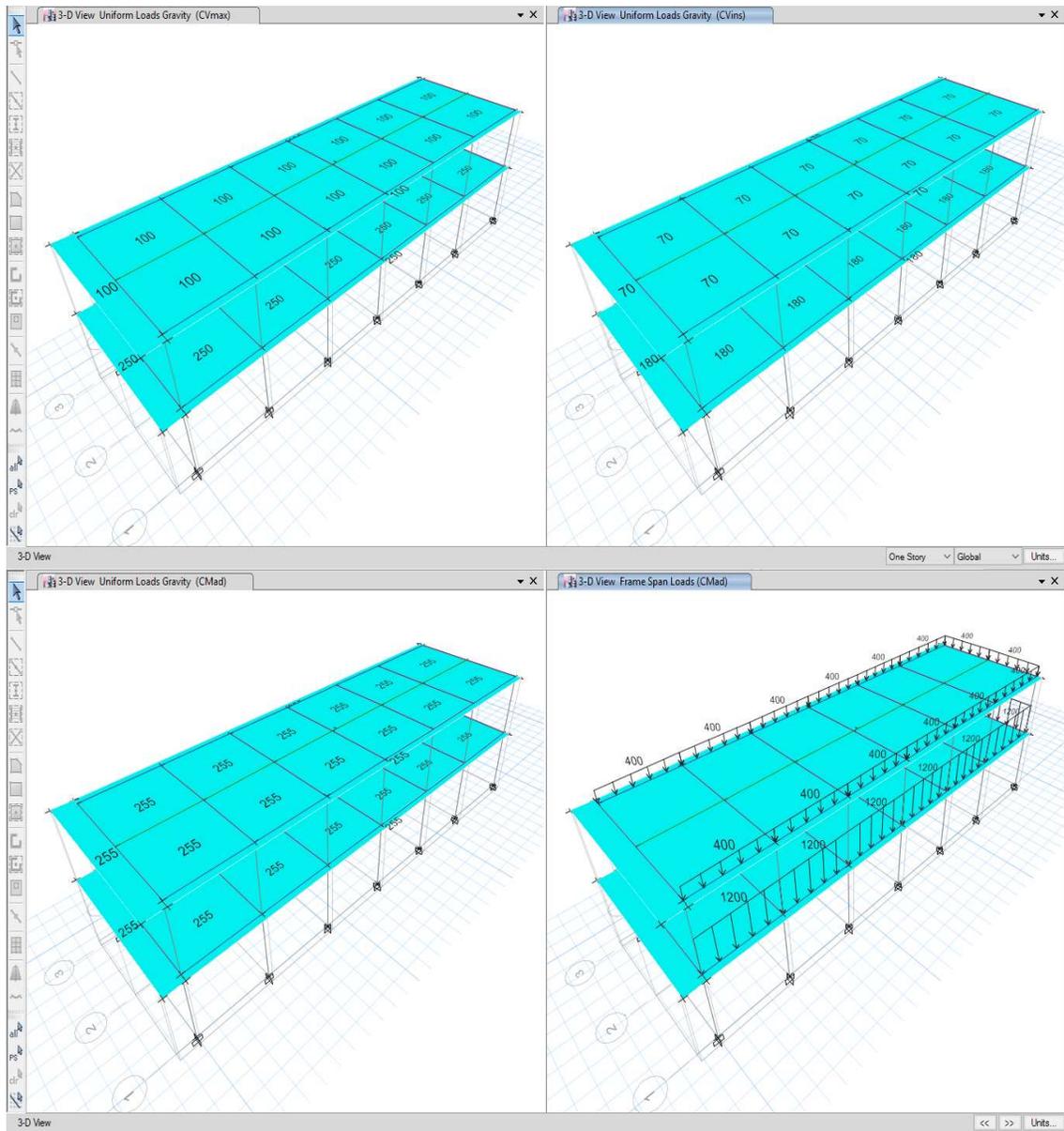


Figura 214. Cargas Aplicadas en el Modelo (Bloque C).

5.10.4. RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

5.10.4.1. Deformadas

A continuación, se muestra el comportamiento paramétrico de la estructura de acuerdo a un análisis matricial (método de rigideces) y de elementos finitos realizado en el modelo tridimensional, tal como las deformadas, los modos de virar, su comportamiento modal, entre otros.

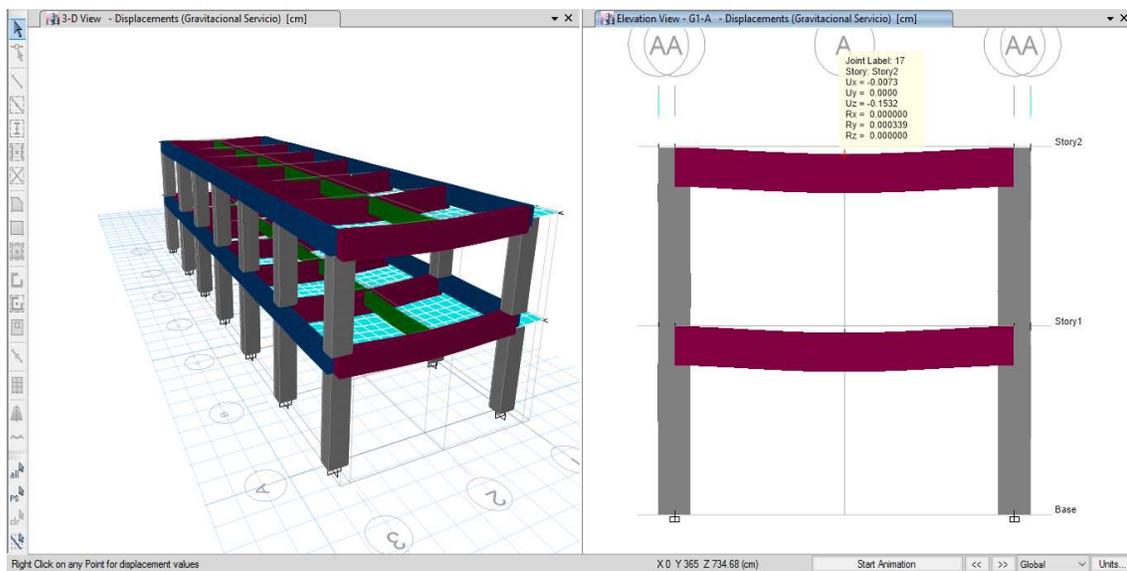


Figura 215. Deformada Cargas Combinación Gravitacional (Bloque C).

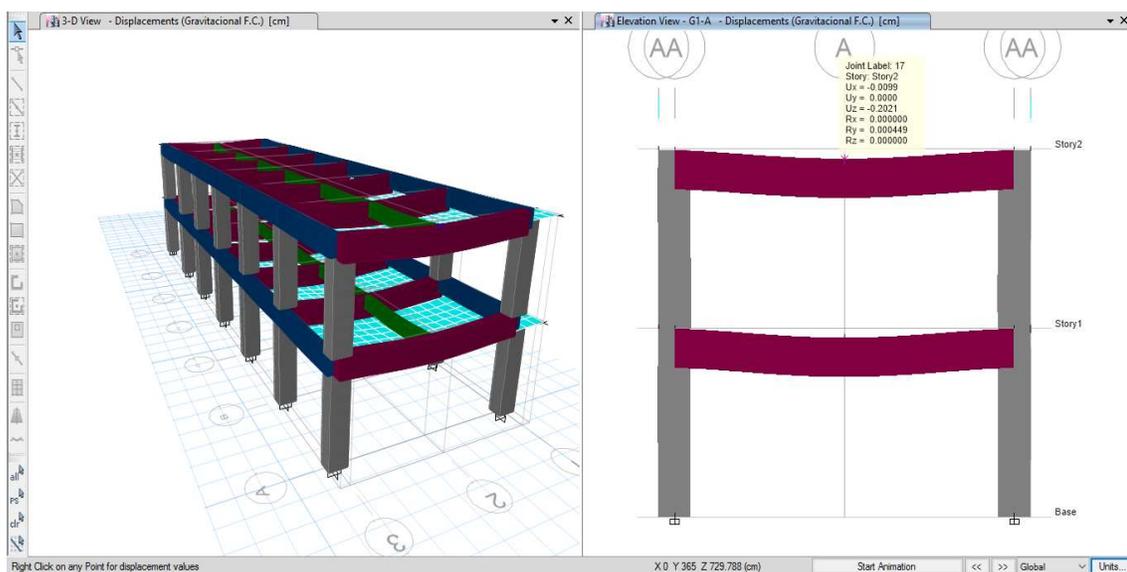


Figura 216. Deformada Cargas Combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).

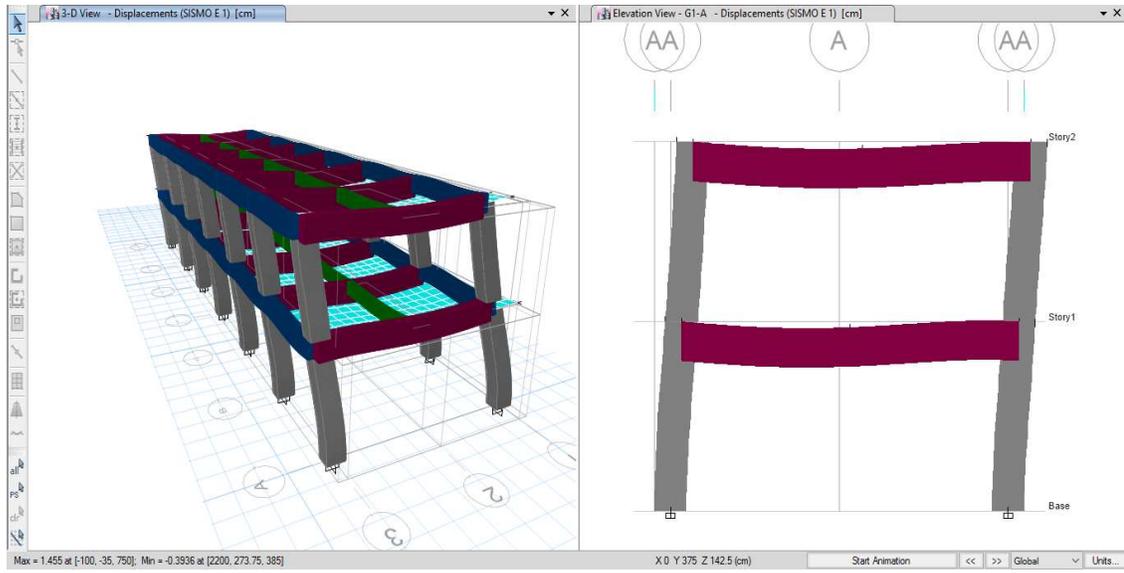


Figura 217. Deformada Cargas Combinación SISMO E-1 (Bloque C).

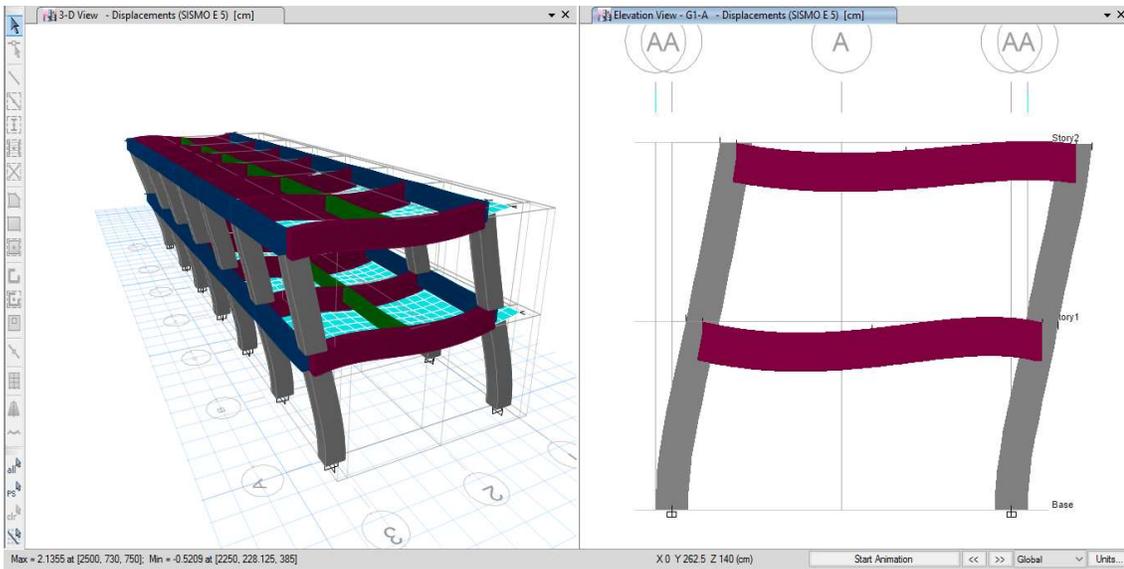


Figura 218. Deformada Cargas Combinación SISMO E-5 (Bloque C).

En el primer modo de vibrar se puede observar que el edificio tiene una traslación en dirección X.

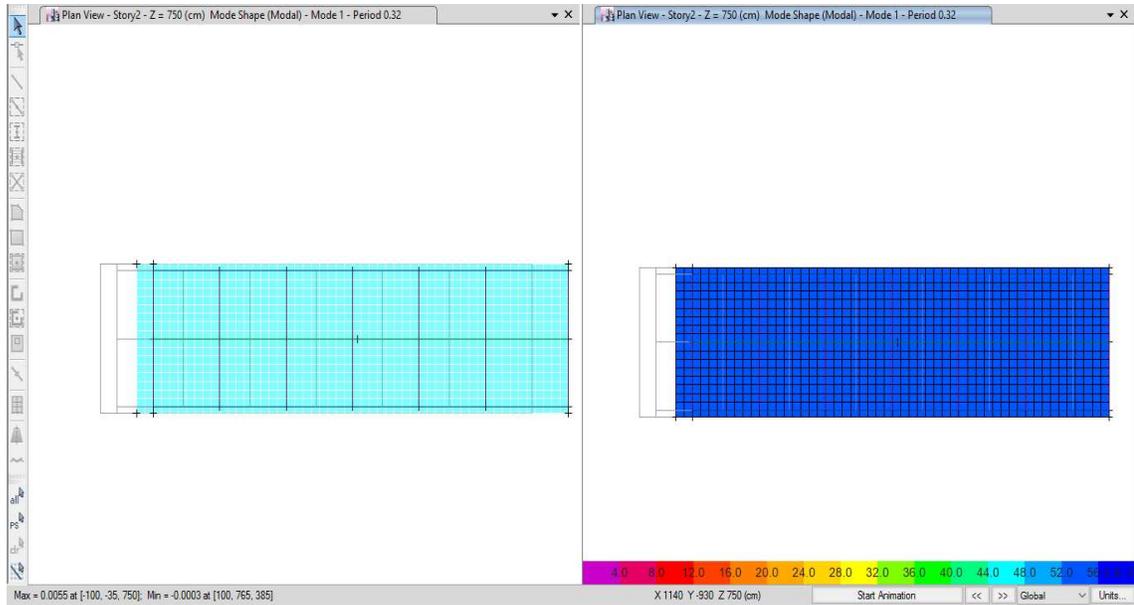


Figura 219. Deformada Modo de Vibrar 1 y Resultante (Bloque C).

En el segundo modo de vibrar se puede observar que el edificio tiene una traslación en dirección Y.

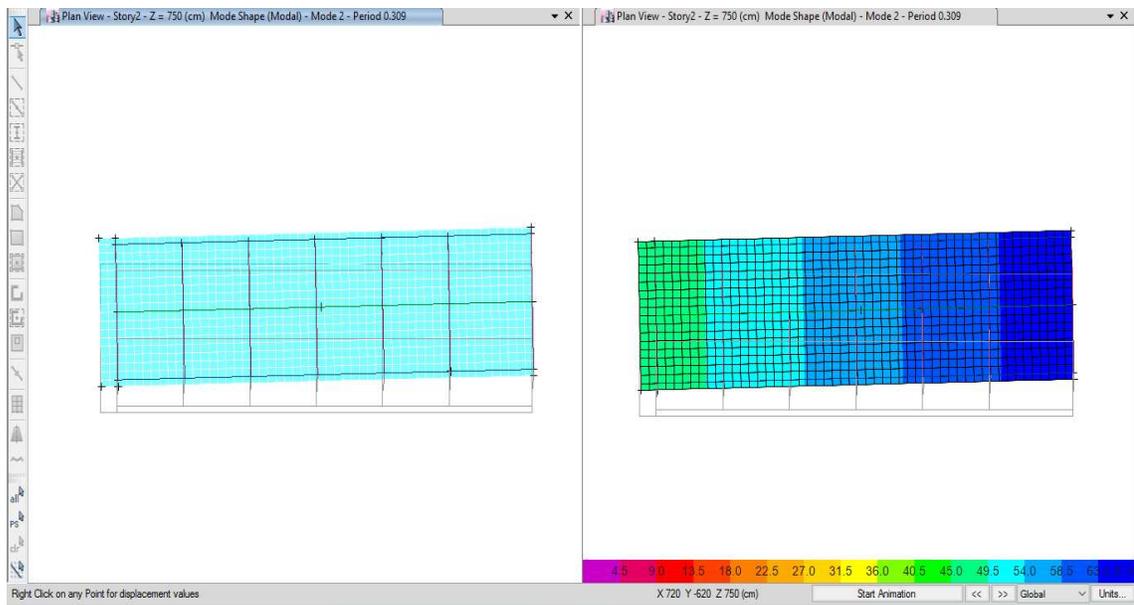


Figura 220. Deformada Modo de Vibrar 2 y Resultante (Bloque C).

En el tercer modo el edificio tiene una rotación sobre su eje Z (torsión) lo cual es un desplazamiento se presentan por medio de giros en las plantas.

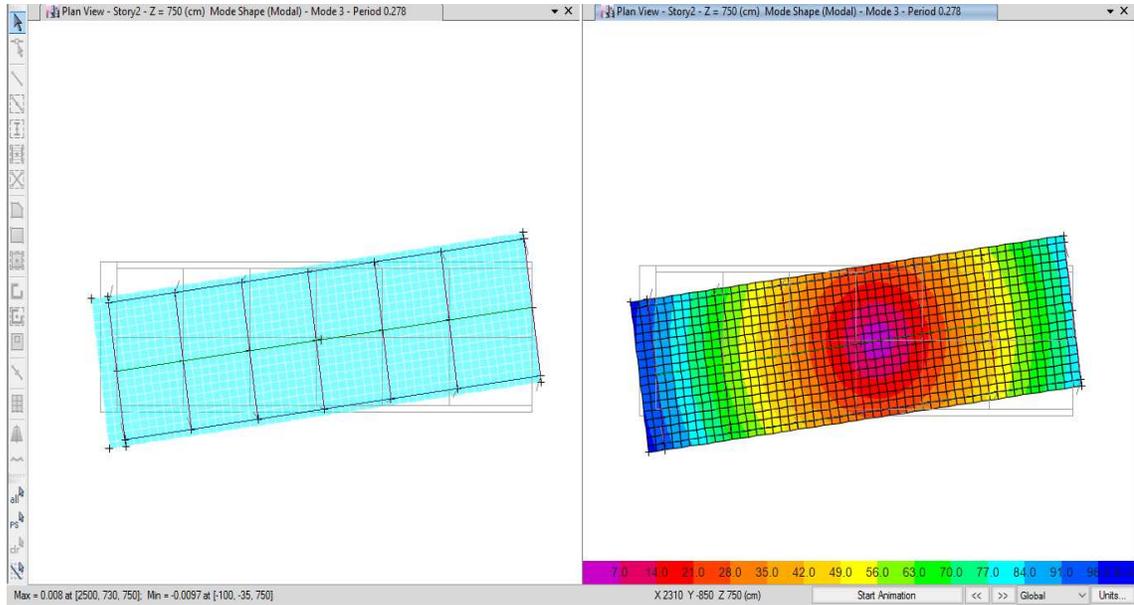


Figura 221. Deformada Modo de Vibrar 3 y Resultante (Bloque C).

En su cuarto modo el edificio presenta un desplazamiento vertical en Z debido a la flexibilidad de la losa.

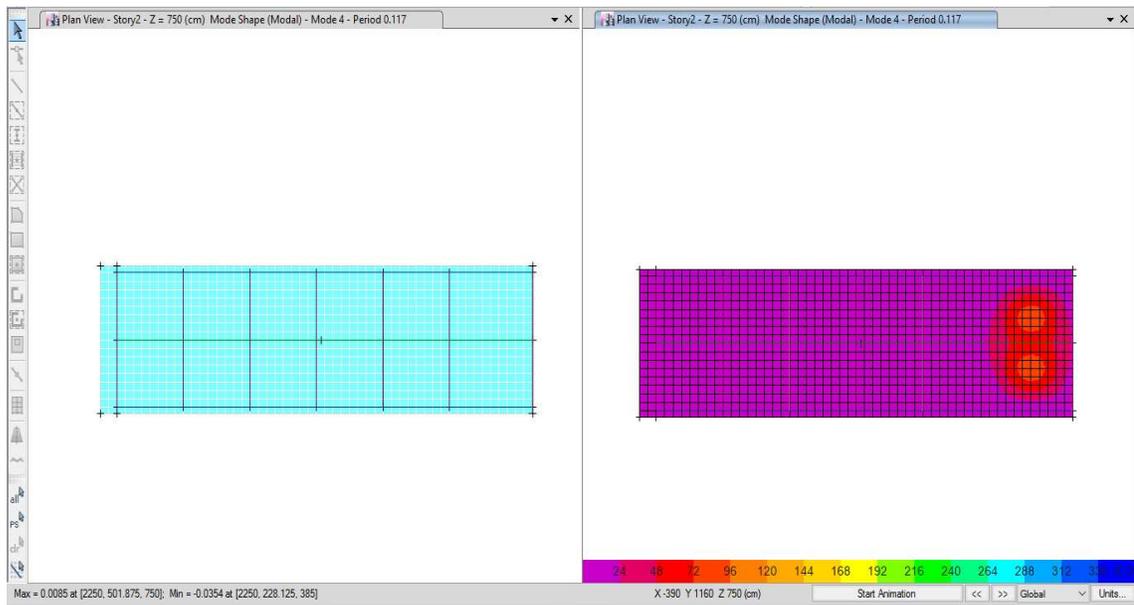


Figura 222. Deformada Modo de Vibrar 4 y Resultante (Bloque C).

5.10.4.2. Información Modal de la Estructura

En la tabla siguiente se presenta los primeros 10 periodos fundamentales de vibración de la estructura, para cada una de las cuatro posiciones del centro de masas prescritas en las NTC (el total de modos de vibración tomados en cuenta fue de 230 modos, esto para garantizar por lo menos el 90% de pesos efectivos para el Análisis Dinámico Modal Espectral tal como lo marca la Normativa vigente).

Tabla 100. Periodos y Frecuencias Modales (Bloque C).

Case	Mode	Period (sec)	Frequency (cyc/sec)	Circular Frequency (rad/sec)	Eigenvalue (rad²/sec²)
Modal	1	0.320	3.130	19.6644	386.6885
Modal	2	0.309	3.238	20.3459	413.9550
Modal	3	0.278	3.599	22.6138	511.3858
Modal	4	0.117	8.545	53.6904	2882.6588
Modal	5	0.110	9.079	57.0428	3253.8816
Modal	6	0.106	9.431	59.2547	3511.1202
Modal	7	0.098	10.16	63.8363	4075.0762
Modal	8	0.098	10.254	64.4271	4150.8489
Modal	9	0.097	10.329	64.8973	4211.6566
Modal	10	0.094	10.605	66.6341	4440.1039

5.10.4.3. Pesos Efectivos para Análisis Dinámico

En el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal también se menciona lo siguiente acerca del análisis modal: cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotaciones con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos de vibración con un periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis. Si en el análisis se reconoce el acoplamiento deberá incluirse el efecto de los modos naturales necesarios para que la suma de pesos efectivos en cada dirección sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura (NTC-2017).

Tabla 101. Porcentajes de Cargas de Participación Modal (Bloque C).

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic
Modal	Acceleration	UX	100	99.99
Modal	Acceleration	UY	100	99.96

Tabla 102. Porcentajes de Direcciones Modales (Bloque C).

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0.32	1	0	0	0
Modal	2	0.309	0	0.988	0	0.012
Modal	3	0.278	0	0.013	0	0.987
Modal	4	0.117	0.012	0	0.988	0
Modal	5	0.11	0.215	0	0.785	0
Modal	6	0.106	0.996	0	0.004	0
Modal	7	0.098	0.001	0	0.999	0
Modal	8	0.098	0	0.57	0	0.43
Modal	9	0.097	0.174	0	0.826	0
Modal	10	0.094	0.014	0	0.986	0

5.10.4.4. Efecto de la torsión

El reglamento exige que se “Provoque” por decir de alguna manera, el efecto de torsión, esto se hace adicionando un momento en el eje Z de una proporción igual a la fuerza sísmica multiplicado la Excentricidad Torsional de Diseño (e_n diseño) lo que genera efectos de torsión.

En un Análisis Dinámico Tridimensional el efecto de torsión por efecto dinámico viene implícitamente en la estructuración, pero la Normativa en Diseño Sismo Resistente nos marca que debemos considerar $0.05b_n$ por las incertidumbres de las ondas sísmicas y sus direcciones.

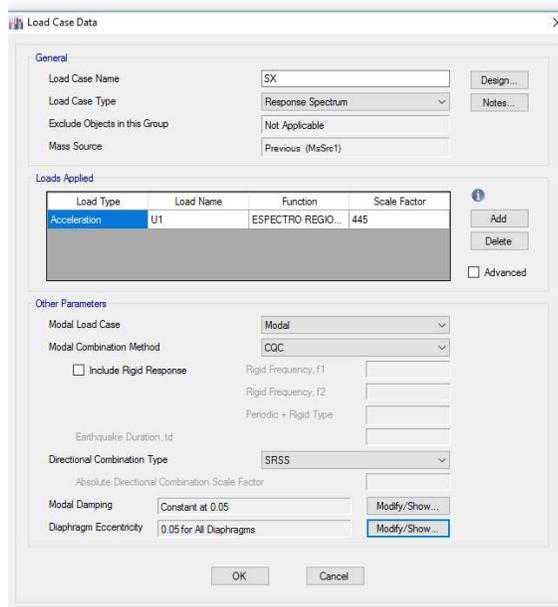


Figura 223. Efecto de Torsión (Bloque C).

En el caso del método de análisis estático se debe de calcular la excentricidad torsional estática para determinar la excentricidad torsional de diseño y así aplicar las cargas estáticas con la excentricidad calculada.

Tabla 103. Excentricidad Torsional de Diseño (Bloque C).

EXCENTRICIDAD TORSIONAL DE DISEÑO									
NIVEL	bXn	bYn	Excentricidad torsional calculada estáticamente		Excentricidad de diseño (para método estático)	e _{nx} diseño	e _{ny} diseño	Excentricidad mayor	
	cm	cm	e _{xn}	e _{yn}		cm	cm	e _{nx} diseño	e _{ny} diseño
2	2600	800	0.0	16.7	$e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n$	130	65	5%	8%
					$e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n$	130	32		
1	2600	800	0.0	36.8	$e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n$	130	95	5%	12%
					$e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n$	130	22		

5.10.4.5. Revisión por Cortante Basal

Tabla 104. Parámetros Estructurales (Bloque C).

$a_o^r =$	309.5	$T_a =$	0.1	$T_b =$	1.4	$k =$	1	$r =$	2/3
Q	$T_e = 0$ (s)	β	α	R_o	R	Q'	ρ	$\frac{\alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha}$	
2.0	0	1.00	0.9	2.0	3.0	1.000	0.80	143.2917	

Tabla 105. Revisión por Cortante Basal (Bloque C).

REVISIÓN POR CORTANTE BASAL					W_T (TON)	V_{DX}/V_{EX} %	V_{DY}/V_{EY} %	$\frac{V_0}{W_T} > \frac{0.7 \alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha}$	Para $T_e = 0$ $\frac{\alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha} \cdot W_T < V_0$	
Cortante Dinámico	V_{DX} (TON)	201.49	579.47	92.6%	87.6%	0.348	0.273	84.6	CORRECTO	
	V_{DY} (TON)	239.87							CORRECTO	
Cortante Estático	V_{EX} (TON)	217.55	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO				
	V_{EY} (TON)	273.68								

Se observa que el cortante dinámico cumple con las condiciones para poder usarlo en el diseño de elementos estructurales.

Tabla 106. Fuerzas Cortantes de Entrepiso (Bloque C).

Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiffness X tonf/cm	Shear Y tonf	Drift Y cm	Stiffness Y tonf/cm
Story2	SX	114.7228	0.5488	209.0286	0.00001172	0.0191	0
Story1	SX	201.492	0.6992	288.1924	0.000003821	0.0182	0
Story2	SY	0.000001336	0.0415	0	145.1584	0.8786	165.2114
Story1	SY	0.000003477	0.0731	0	239.8746	0.8048	298.057
Story2	X	126.9516	0.6009	211.2543	0	0.0209	0
Story1	X	217.5546	0.7492	290.3767	0	0.0198	0
Story2	Y	0	0.0179	0	159.7049	0.8534	187.1415
Story1	Y	0	0.0346	0	273.6833	0.7898	346.5156
Story2	SSX	45.9695	0.2176	211.2384	0.000004695	8.776E-09	0
Story1	SSX	80.738	0.2761	292.4752	0.000001531	2.999E-09	0
Story2	SSY	0	0.0059	0	46.3036	0.2447	189.2296
Story1	SSY	0.000001109	0.0105	0	76.5164	0.223	343.094

5.10.4.6. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos

Tabla 107. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos (Bloque C).

CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ															
UBICACIÓN		MASAS		C. GRAVEDAD		ACUMULADO		C. CORTANTE		C. DE TORSION		Excentricidad torsional			
PISO	Diagrafama	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR	bXn	bYn		
Story2	D2	kgf·s ² /cm	kgf·s ² /cm	cm	cm	kgf·s ² /cm	kgf·s ² /cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		
Story1	D1	330.26	330.26	1251	365	330.26	330.26	1251	365	1214	365	2600	800		
												Mínimo : 2600		800	

CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ															
UBICACIÓN		MASAS		C. GRAVEDAD		ACUMULADO		C. CORTANTE		C. DETORSION		Excentricidad torsional			
PISO	Diagrafama	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR	bXn	bYn		
Story2	D2	kgf·s ² /cm	kgf·s ² /cm	cm	cm	kgf·s ² /cm	kgf·s ² /cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		
Story1	D1	330.26	330.26	1251	365	330.26	330.26	1251	365	1214	365	2600	800		
												Mínimo : 2600		800	

SISMO X	DESPLAZAMIENTOS										ESTADO LÍMITE		ESTADO LÍMITE		EFECTO DE 2o ORDEN		SEPARACIÓN CON ESTRUCTURAS ADYACENTES (cm)
	Q =	2	A). NIVEL DE SERVICIO		B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO		FUERZA DE CORTANTE		PESO A SOBRE ENTREPISO		A). NIVEL DE SERVICIO		B). NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO		Distorsión Permisible según Sistema Estructural		
R =	2	TOTALES	RELATIVOS	TOTALES	RELATIVOS	TOTALES	RELATIVOS	V _n	W _n	X' n	h' n	X' n	h' n	X' n	h' n	X' n	h' n
P =	1	X _n	X' _n =V _{sd} /R _n	X _n	X' _n =V _{sd} /R _n	X _n	X' _n =V _{sd} /R _n	(ton)	(ton)	Real (cm)	h' n	Real (cm)	h' n	Real (cm)	h' n	Real (cm)	h' n
NIVEL	h' n	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(ton)	(ton)	0.000	0.0000	0	0	0.000	0	0.000	0
4		0.00	0		0		0			0.000	0.0000	0	0	0.000	0	0.000	0
3		0.00	0		0		0			0.000	0.0000	0	0	0.000	0	0.000	0
2	3.65	7.50	0.494	0.2176	1.35	0.6009	0.75	126.95	254.42	0.218	0.7300	OK	2.4036	0.0066	OK	0.039919	NO
1	3.85	3.85	0.276	0.276	0.75	0.75	0.75	217.55	579.47	0.276	0.7700	OK	2.9968	0.0078	OK	0.030035	NO

Se puede observar de las tablas anteriores que los desplazamientos máximos obtenidos del análisis sísmico no superan los máximos permisibles, lo que nos demuestra que la estructura es lo suficientemente rígida y adecuada ante cargas sísmicas y gravitacionales además que no tiene problemas de torsión lo que la hace una estructura muy segura.

5.10.4.7. Revisión de los Elementos Mecánicos del Modelo Estructural

Se presenta las siguientes figuras que indican los elementos mecánicos actuantes en la edificación.

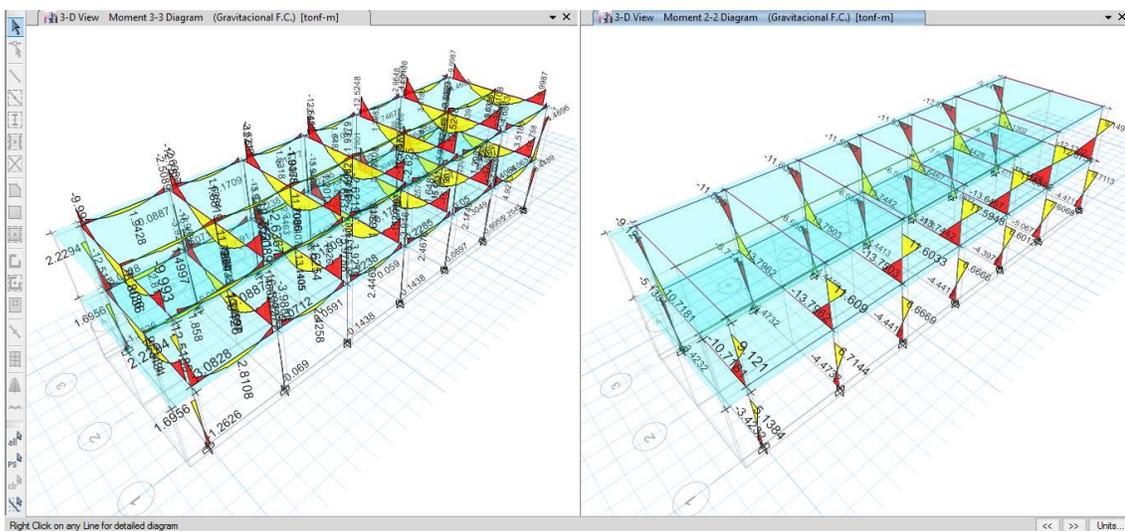


Figura 224. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).

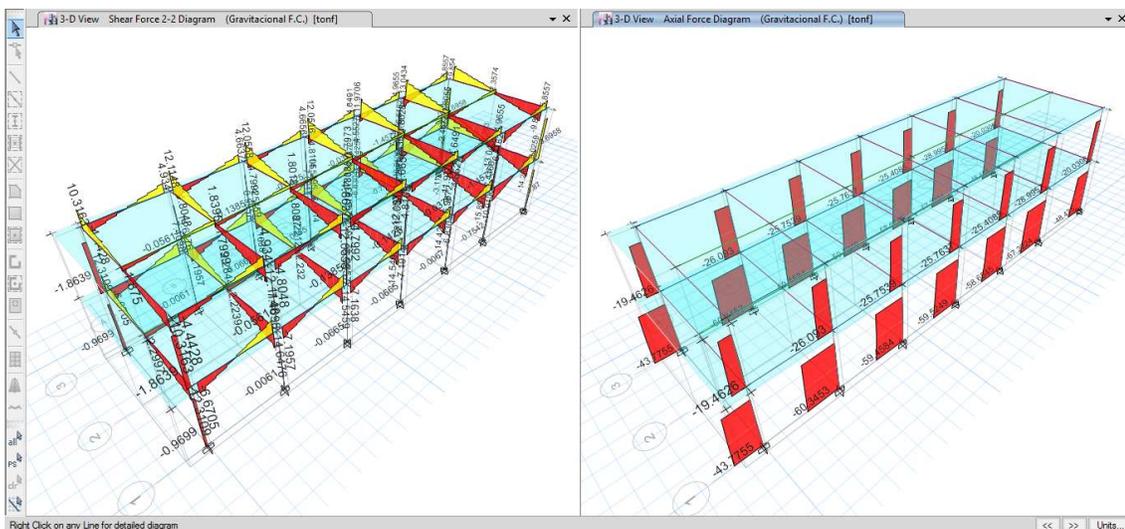


Figura 225. Cortante 2-2 y Fuerza Axial Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).

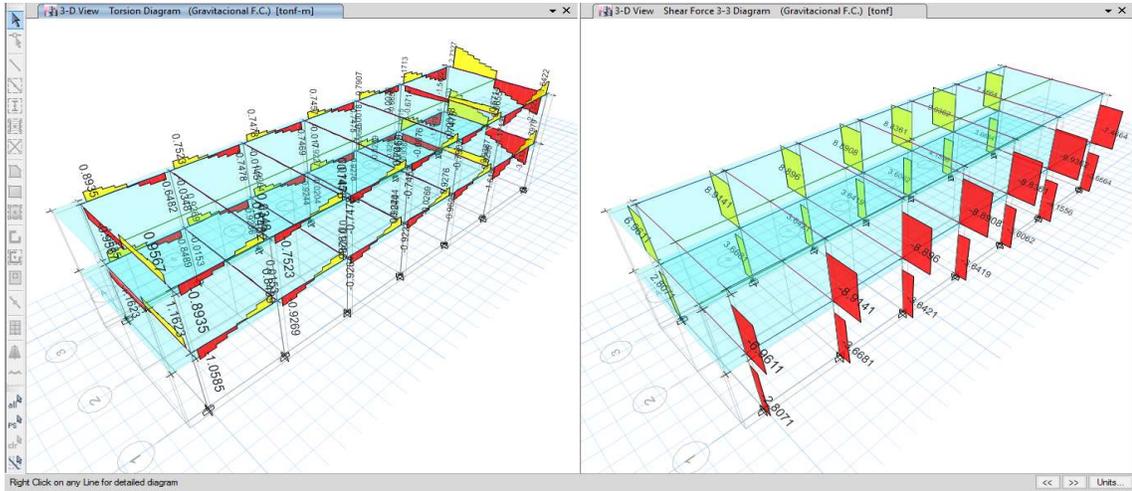


Figura 226. Torsión y Cortante 3-3 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).

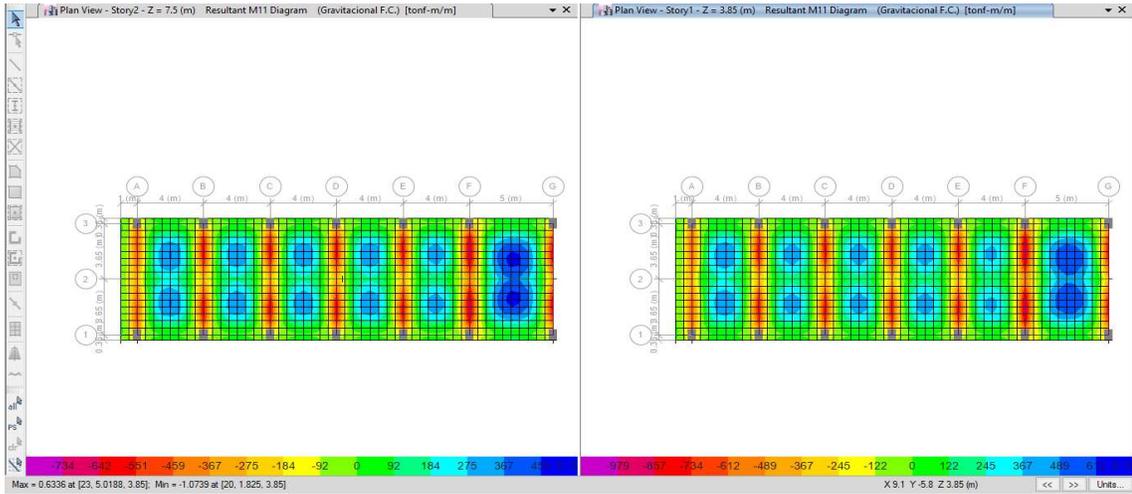


Figura 227. Momento M11 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).

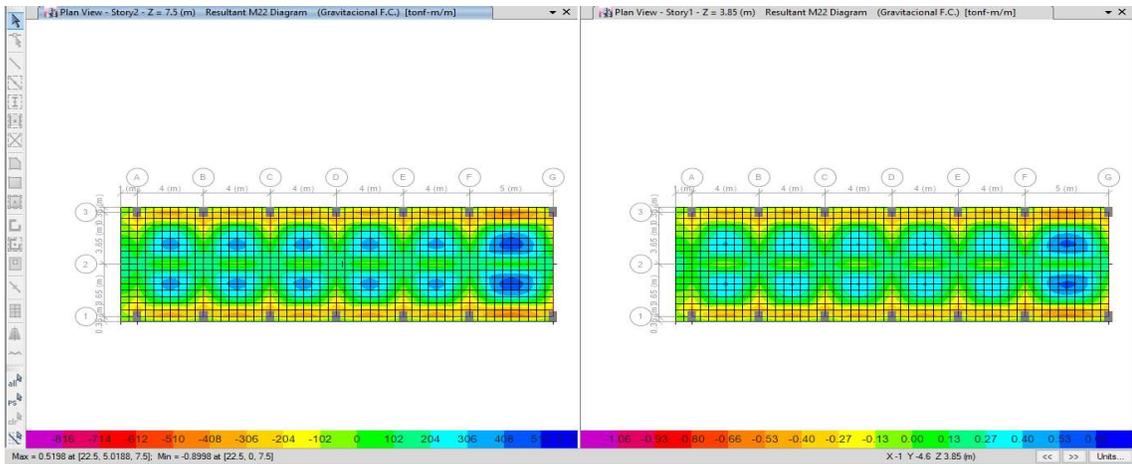


Figura 228. Momento M22 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque C).

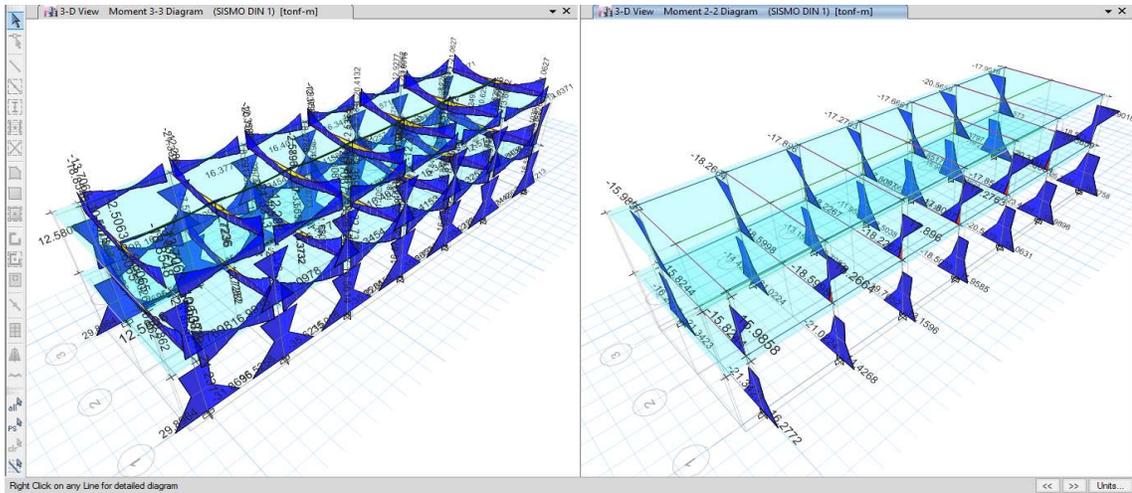


Figura 229. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-1 (Bloque C).

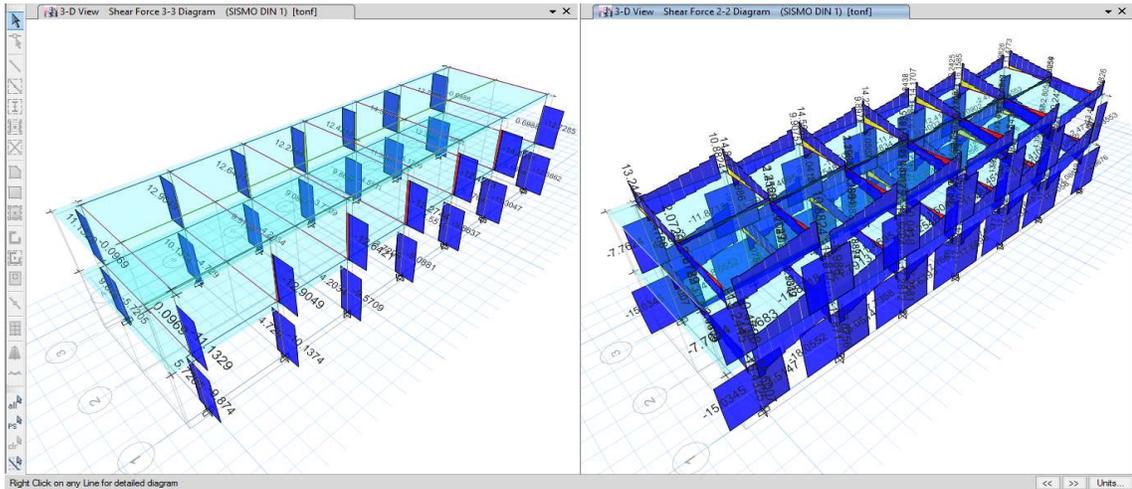


Figura 230. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-1 (Bloque C).

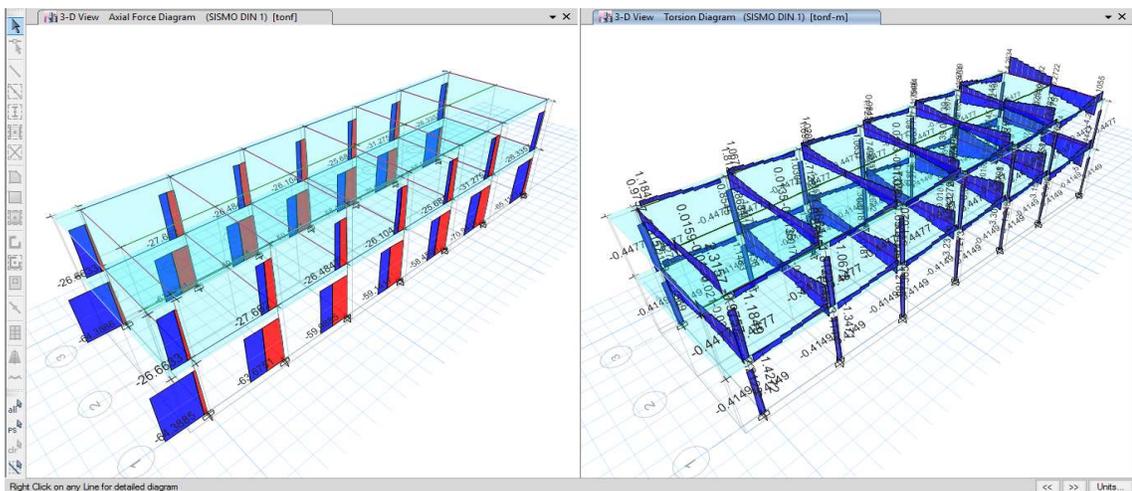


Figura 231. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-1 (Bloque C).

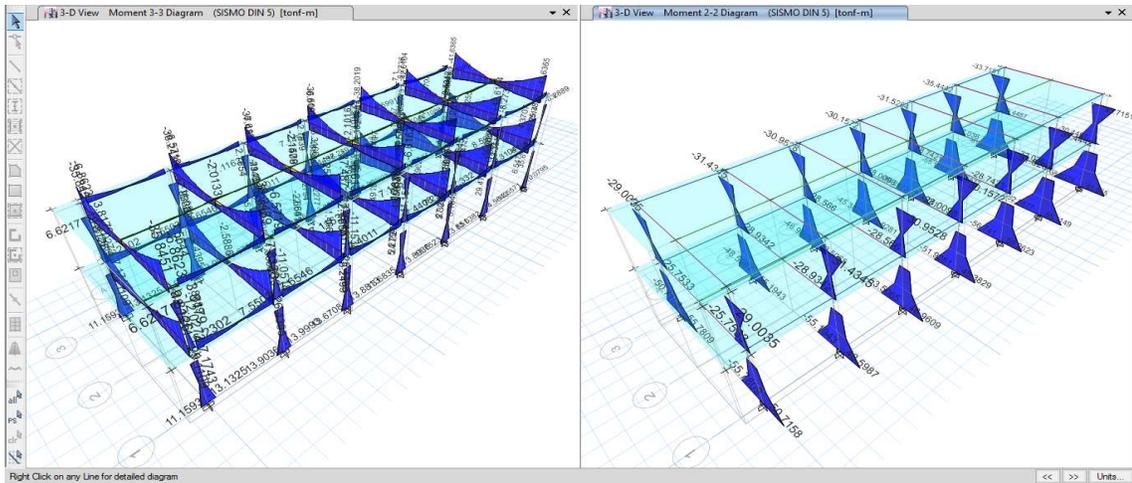


Figura 232. Momentos (3-3 y 2-2) Combinación SISMO DIN-5 (Bloque C).

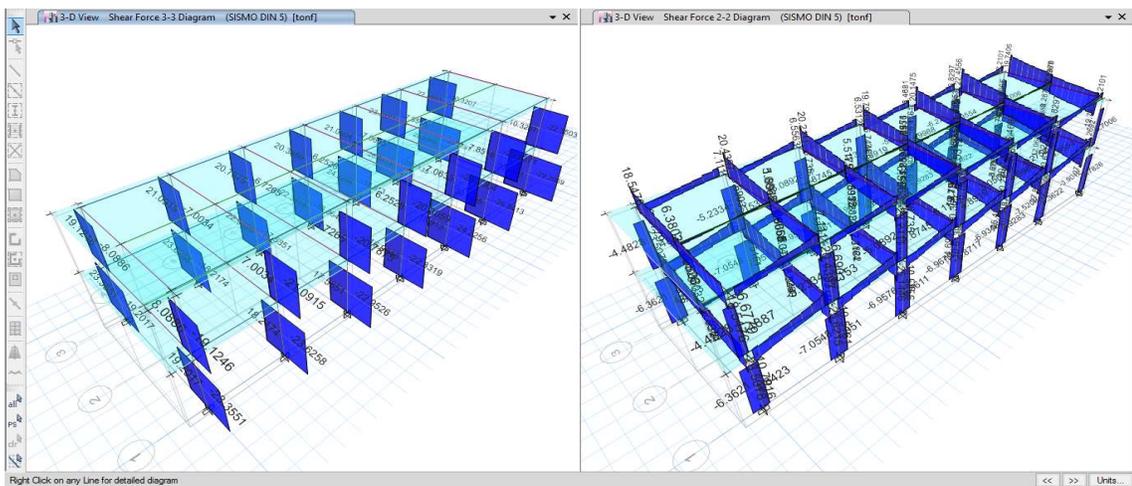


Figura 233. Cortante 3-3 y 2-2 Combinación SISMO DIN-5 (Bloque C).

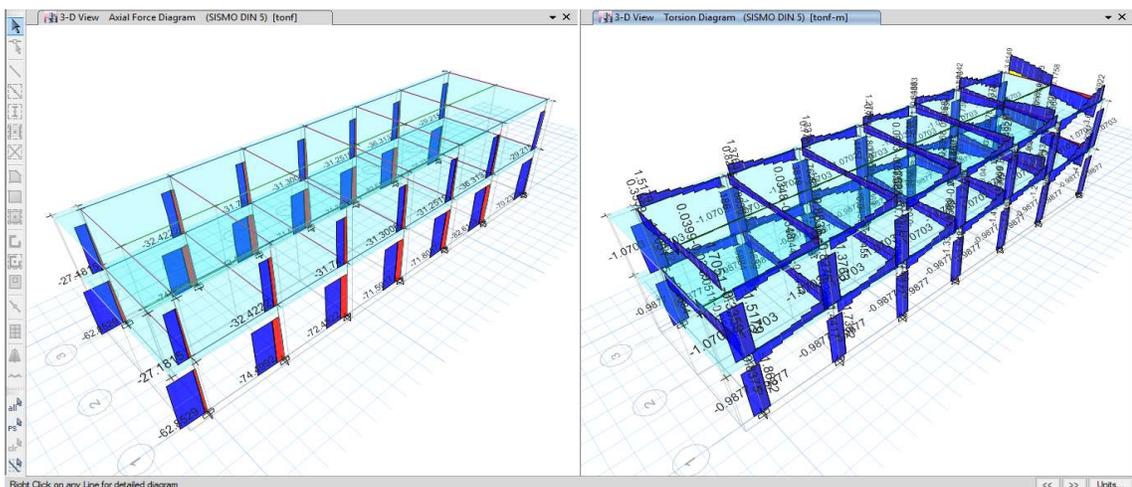


Figura 234. Fuerza Axial y Torsión Combinación SISMO DIN-5 (Bloque C).

5.10.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO

5.10.5.1. Diseño de Columnas

La revisión de los elementos estructurales se centró principalmente en la revisión de las columnas seguido de las trabes y vigas. Las columnas primero por ser estos elementos de v para la estabilidad de la estructura. Además, el desplazamiento ante cargas laterales depende en gran medida de la rigidez de las mismas. Se revisó las resistencias de diseño de las comunas. Se emplearon combinaciones de los efectos gravitacionales y sísmicos, empleando para este último caso las fuerzas obtenidas del análisis dinámico. Con esta revisión se calculó el acero longitudinal y transversal de columnas y trabes.

Una vez obteniendo el acero calculado se unificaron los armados de columnas distribuyendo el acero de refuerzo de tal manera que fuera practico en la construcción. Con estos armados definitivos se procedió a revisar la capacidad a flexocompresión biaxial y posteriormente, la condición límite del cortante actuante considerando la resistencia a cortante del concreto de acuerdo con el reglamento.

Se presenta únicamente el ejemplo de una columna por motivos de espacio en este trabajo.



Figura 235. Capacidad a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque C).

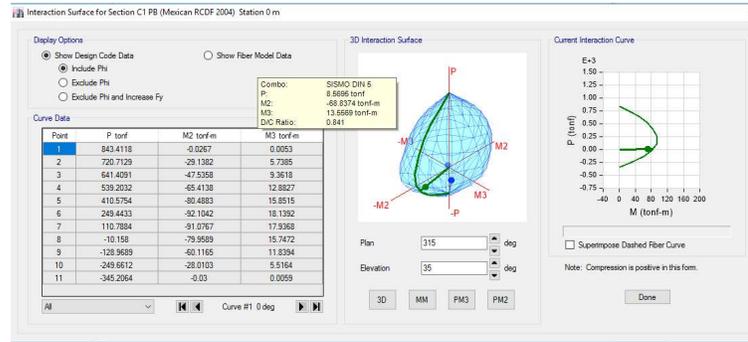


Figura 236. Diagrama de Interacción a Flexocompresión Biaxial de Columnas (Bloque C).

En la figura anterior se presentan las curvas de interacción biaxiales obtenidas con el programa ETABS. La curva de color verde es la que corresponde a la relación de excentricidades actuantes en la columna, la línea verde con punto indica la excentricidad de la carga y el punto al final de la misma corresponde a la sollicitación de carga axial y momento debida a una cierta condición de carga sobre la columna.

Tabla 108. Diseño Automatizado de Columna a Flexocompresión Biaxial (Bloque C).

Design Code Parameters				
FR _T	FR _C Tied	FR _C Spiral	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Longitudinal Check for P _u - M _{u2} - M _{u3} Interaction			
Column End	Rebar Area m ²	Rebar %	D/C Ratio
Top	0.010274	2.94	0.277
Bottom	0.010274	2.94	0.841

Design Axial Force & Biaxial Moment for P _u - M _{u2} - M _{u3} Interaction					
Column End	Design P _u tonf	Design M _{u2} tonf-m	Design M _{u3} tonf-m	Station Loc m	Controlling Combo
Top	10.8718	11.6043	-13.9903	3.05	SISMO DIN 4
Bottom	8.5695	-68.8374	13.5569	0	SISMO DIN 8

Shear Reinforcement for Major Shear, V _{u2}				
Column End	Rebar A _v /s m ² /m	Design V _{u2} tonf	Station Loc m	Controlling Combo
Top	0.00112	14.9676	3.05	SISMO DIN 4
Bottom	0.00112	14.9676	0	SISMO DIN 4

Shear Reinforcement for Minor Shear, V _{u3}				
Column End	Rebar A _v /s m ² /m	Design V _{u3} tonf	Station Loc m	Controlling Combo
Top	0.00148	29.2068	3.05	SISMO DIN 8
Bottom	0.00148	29.2068	0	SISMO DIN 8

Joint Shear Check/Design					
	Joint Shear Ratio	Shear V _{u,Tot} tonf	Shear V _c tonf	Joint Area m ²	Controlling Combo
Major(V _{u2})	0.682	55.3617	81.1623	0.21875	SISMO DIN 1
Minor(V _{u3})	0.682	103.961	87.6553	0.23625	SISMO DIN 1

Beam/Column Capacity Ratios					
	1.5(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments tonf-m	SumColCap Moments tonf-m	Controlling Combo
Major33	0.323	4.644	27.7938	129.0696	SISMO DIN 5
Minor22	0.525	2.858	65.6123	187.5507	SISMO DIN 5

Tabla 109. Diseño Automatizado de Columna a Cortante (Bloque C).

Design Code Parameters				
FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Shear Design for V _{u2} , V _{u3}							
	Rebar A _v /s m ² /m	Design V _u tonf	Design P _u tonf	Design M _u tonf-m	V _{cR} tonf	V _{sR} tonf	V _{nR} tonf
Major Shear(V2)	0.00082	6.7826	70.2327	-10.0793	18.2301	10.8217	29.0518
Minor Shear(V3)	0.00148	29.2068	8.5695	-68.8374	0	29.2068	29.2068

Design Forces				
	Factored V _u tonf	Factored P _u tonf	Factored M _u tonf-m	Capacity V _p tonf
Major Shear(V2)	6.7826	8.5695	13.5569	0
Minor Shear(V3)	29.2068	8.5695	61.8646	0

Capacity Shear (Part 1 of 2)				
	Shear V _p tonf	Long.Rebar A _{s(Bot)} %	Long.Rebar A _{s(Top)} %	Cap.Moment M _{posBot} tonf-m
Major Shear(V2)	0	2.94	2.94	100.0781
Minor Shear(V3)	0	2.94	2.94	136.6497

Capacity Shear (Part 2 of 2)		
Cap.Moment M _{negTop} tonf-m	Cap.Moment M _{negBot} tonf-m	Cap.Moment M _{posTop} tonf-m
100.0906	100.0906	100.0781
136.6497	136.6497	136.6497

Design Basis			
Shr Reduc Factor Unitless	Strength F _{yv} tonf/m ²	Strength F _{cv} tonf/m ²	Area A _g m ²
1	42000	3000	0.35

Concrete Shear Capacity			
	Design V _u tonf	Conc.Area A _{cu} m ²	Tensn.Rein A _{st} m ²
Major Shear(V2)	6.7826	0.2917	0.005137
Minor Shear(V3)	29.2068	0.2917	0.005137

Shear Rebar Design				
	Stress v tonf/m ²	Conc.Cpcty v _c tonf/m ²	Uppr.Limit v _{max} tonf/m ²	RebarArea A _v /s m ² /m
Major Shear(V2)	23.25	62.5	222.62	0.00082
Minor Shear(V3)	100.14	55.86	222.62	0.00148

5.10.5.2. Diseño de Traveses y Vigas

Las traveses y vigas se diseñaron a flexión y cortante. También se revisaron las fechas máximas actuantes contra las máximas permisibles. El diseño de una se muestra a continuación.

Tabla 110. Diseño Automatizado de Vigas a Flexión (Bloque C).

Beam Element Details (Summary)							
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Story1	B14	70	TB-1 (35*80)	SISMO DIN 8	35	365	1

Section Properties					
b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
35	80	35	0	7.5	7.5

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M _{u3}						
	Design -Moment tonf-cm	Design +Moment tonf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-5905.103		23.86	0	7.35	23.86
Bottom (-2 Axis)		3561.848	0	13.77	7.35	13.77

Flexural Reinforcement for Moment, M _{u3}				
	Required Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	-Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	23.86	0	23.86	7.35
Bottom (-2 Axis)	13.77	13.77	0	7.35

Design Moments, M _{u3}					
Design +Moment tonf-cm	Design -Moment tonf-cm	Factored +Moment tonf-cm	Factored -Moment tonf-cm	Special +Moment tonf-cm	Special -Moment tonf-cm
3561.848	-5905.103	3561.848	-5905.103	3561.848	-5905.103

Tabla 111. Diseño Automatizado de Vigas a Cortante (Bloque C).

Shear Design for V_{u2}			
Rbar A_{vs} cm ² /cm	Design V_{u2} tonf	Design M_{u3} tonf-cm	Design P_u tonf
0.1581	35.5729	3561.848	0

Design Forces			
Factored V_{u2} tonf	Factored M_{u3} tonf-cm	Capacity V_p tonf	Gravity V_g tonf
27.6973	3561.848	24.1874	-11.3856

Capacity Moment				
	Long.Rebar A_s (Bottom) cm ²	Long.Rebar A_s (Top) cm ²	Capacity Moment M_{pos} tonf-cm	Capacity Moment M_{neg} tonf-cm
Left	13.77	23.86	4873.859	7981.832
Right	7.35	7.35	2693.873	2693.873

Design Basis						
Design V_{u2} tonf	Conc.Area A_c cm ²	Area A_g cm ²	Tensn.Reinf A_{st} cm ²	Strength F_{yv} tonf/cm ²	Strength F_{cv} tonf/cm ²	LtWt.Reduc Factor Unitless
35.5729	2537.5	2800	13.77	4.2	0.3	1

Shear Rebar Design						
Stress v tonf/cm ²	Conc.Capacity V_c tonf/cm ²	Uppr.Limit V_{max} tonf/cm ²	RebarArea A_v/s cm ² /cm	Shear V_{cR} tonf	Shear V_{sR} tonf	Shear V_{nR} tonf
0.014	0.003	0.018	0.1581	6.6919	28.8811	35.5729

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}		
End-I Rebar A_v/s cm ² /cm	Middle Rebar A_v/s cm ² /cm	End-J Rebar A_v/s cm ² /cm
0.1581	0.1416	0.1151

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}					
End-I Design V_u tonf	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u tonf	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u tonf	End-J Station Loc cm
35.5729	35	3.216	136.875	26.6159	319.375
SISMO DIN 8		SISMO DIN 8		SISMO DIN 8	

5.10.5.3. Diseño de Losas

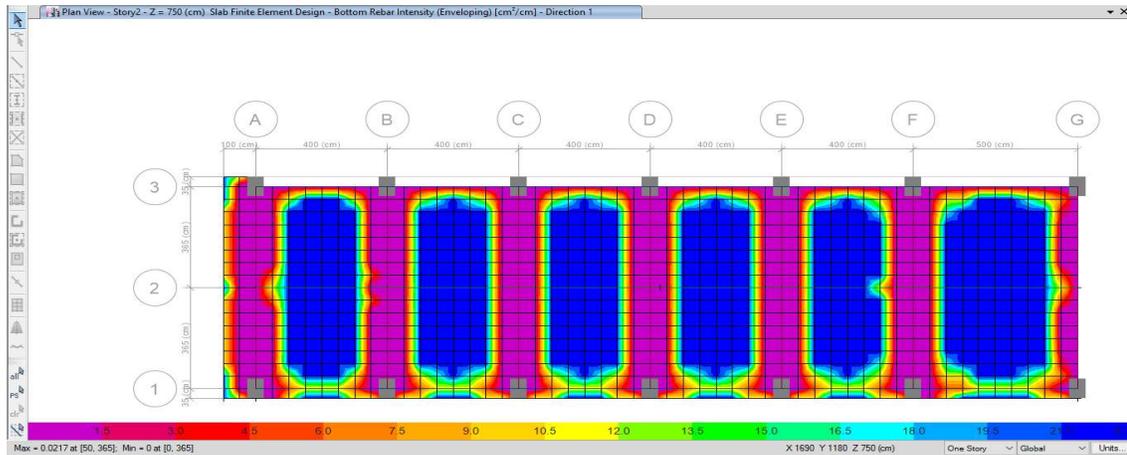


Figura 237. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).

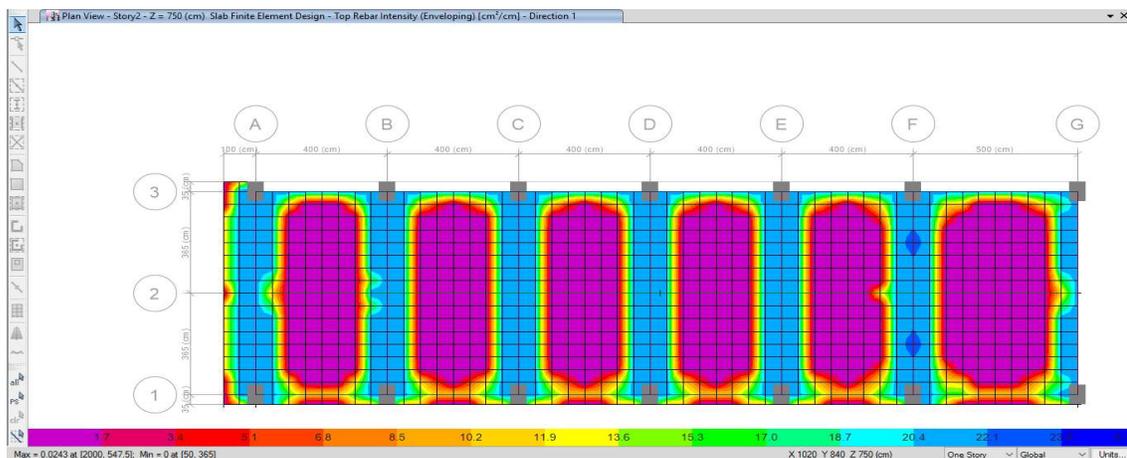


Figura 238. Diseño de Losa (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).

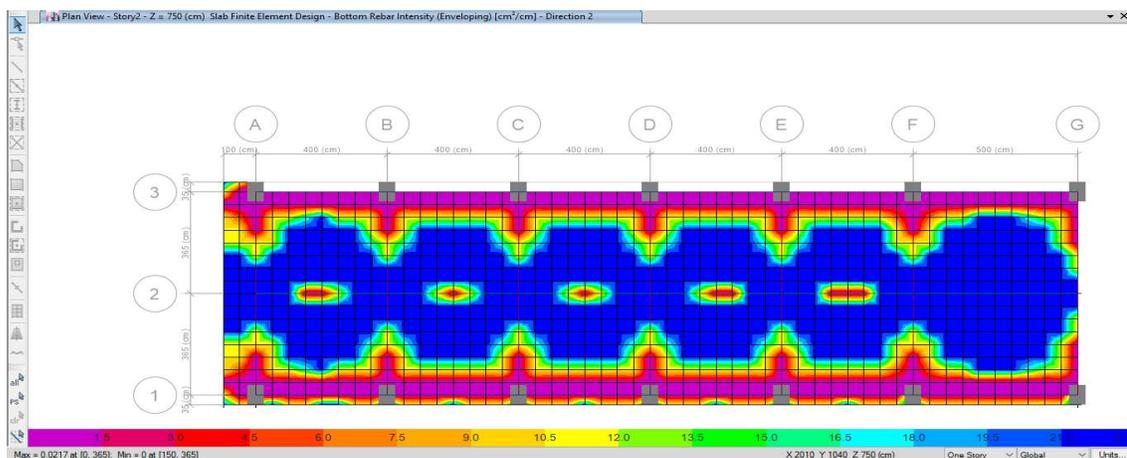


Figura 239. Diseño de Losa (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).

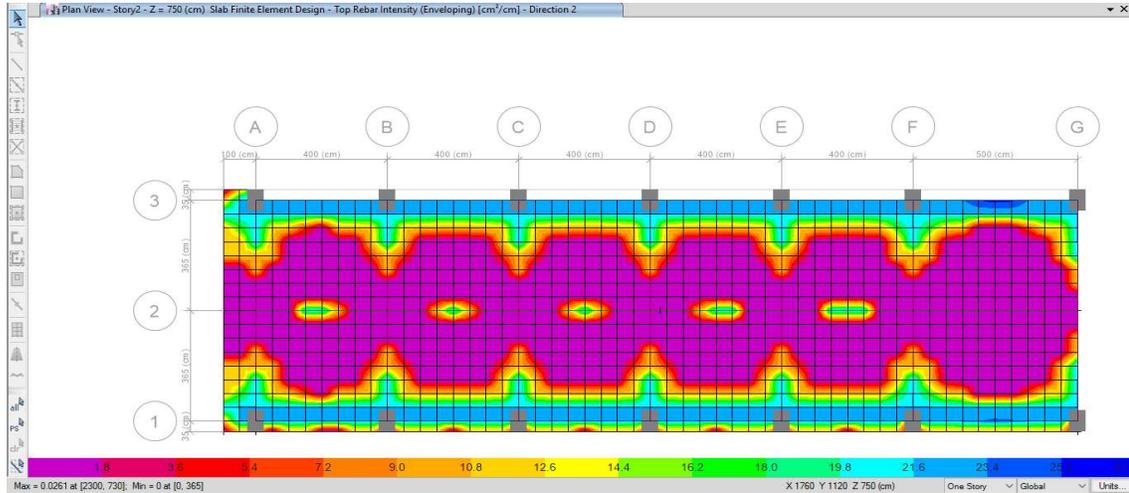


Figura 240. Diseño de Losa (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque C).

Tabla 112. Diseño Estructural de Losa de Concreto Reforzado (Bloque C).

DATOS			CONSTANTES DE DISEÑO			ÁRE DE ACERO MINIMO							
f'c =	300	kg/cm ²	f'c =	240	kg/cm ²	A _{smínsc}	2.00	(cm ² /m)					
fy =	4200	kg/cm ²	B1 =	0.850	----	A _{stemp}	1.50	(cm ² /m)					
# (menor) =	4	m	f''c =	204	kg/cm ²	VARILLA # ÁREA							
b (mayor) =	5	m	b diseño =	100	cm	3	0.71						
a/b =	0.8		Armado =	PARRILLA SIMPLE		4	1.27						
d =	10	cm	e _{mín form} =	0.0029	%	5	1.98						
FC =	1.4	----	e _{mín porp} =	0.0020	%	6	2.85						
Expuesto =	NO	INTEMPERIE	a _{s1 temp} =	0.0150	cm ² /cm	8	5.07						
a/b =	0.8	----	eb =	0.0243	%	12	11.40						
MONOLITICA =	I	I-SI II-NO	e _{max} =	0.0182	%	ACERO =							
TABLERO TIPO =	4	----	q _{max} =	0.3750	----	#	cm ²						
W _{losa} =	0.793	ton/m ²	MR _{max} =	5.59	ton-m	3	0.71						
			Wa ² =	12.688	ton	A _{estribo}	As _{min}	As (a usar)	S _{max}	Scal	S _{prop}		
						(cm ² /m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)		
Tablero	SECCIÓN	C	M= (CxWa ² x10 ⁻⁶) (ton-m/m)	Mu (ton-m)	MRmax (ton-m)	Q	q	A _{estribo} (cm ² /m)	As _{min} (cm ²)	As (a usar) (cm ²)	S _{max} (cm)	Scal (cm)	S _{prop} (cm)
De esquina: dos lados adyacentes discontinuos	N.B.I-CC	419	0.53	0.74	5.59	0.0405	0.0414	2.01	2.00	2.01	50	35	24
	N.B.I-CL	394	0.50	0.70	5.59	0.0381	0.0389	1.89	2.00	2.00	50	36	24
	N.B.D-CC	250	0.32	0.44	5.59	0.0242	0.0245	1.19	2.00	2.00	50	36	24
	N.B.D-CL	222	0.28	0.39	5.59	0.0215	0.0217	1.05	2.00	2.00	50	36	24
	P-CC	216	0.27	0.38	5.59	0.0209	0.0211	1.03	2.00	2.00	50	36	24
P-CL	140	0.18	0.25	5.59	0.0135	0.0136	0.66	2.00	2.00	50	36	24	

Revisión por Cortante	
$V = \left(\frac{\alpha_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \right) w$	
V dis =	0.83 ton
V incre =	0.95 ton
Vu =	1.33 ton
VR =	6.20 ton
VR > Vu	Cumple

5.10.5.4. Análisis y Diseño de Cimentación

La cimentación se resolvió a base de zapatas corridas con contratrabes, diseñadas con capacidad de suelo $Q_{adm} = 8.0 \text{ ton}/\text{m}^2$ el cual puede incrementarse un 30% para los casos de carga con acciones de sismo $Q_{admsismo} = 10.40 \text{ ton}/\text{m}^2$ Se puede observar que las presiones del suelo no superan las $8.0 \text{ ton}/\text{m}^2$ y $10.40 \text{ ton}/\text{m}^2$ (para cargas gravitacionales y accidentales respectivamente) por lo que esta es adecuada para resistir las presiones actuantes.

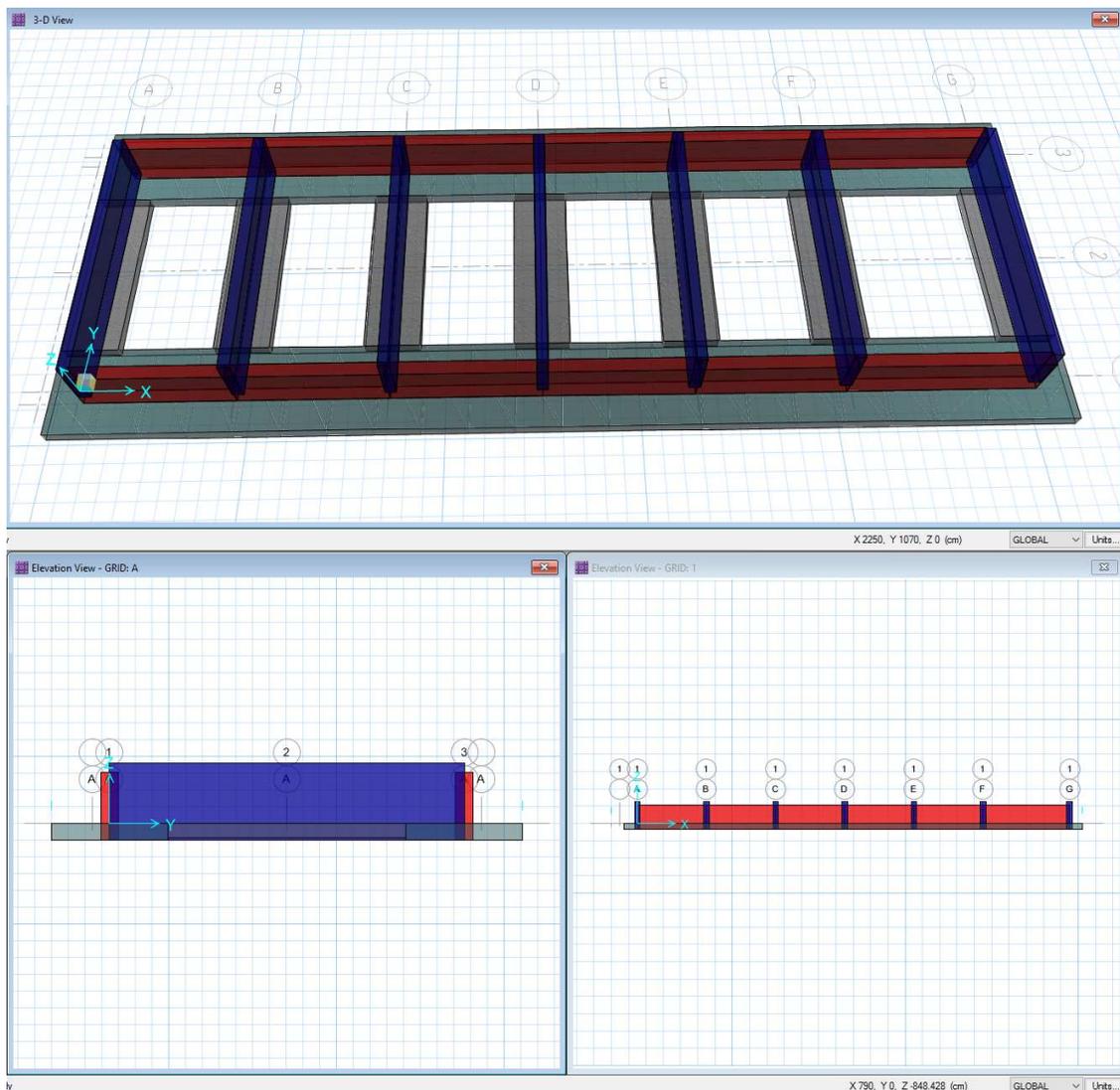


Figura 241. Modelo Estructural de Cimentación (Bloque C).

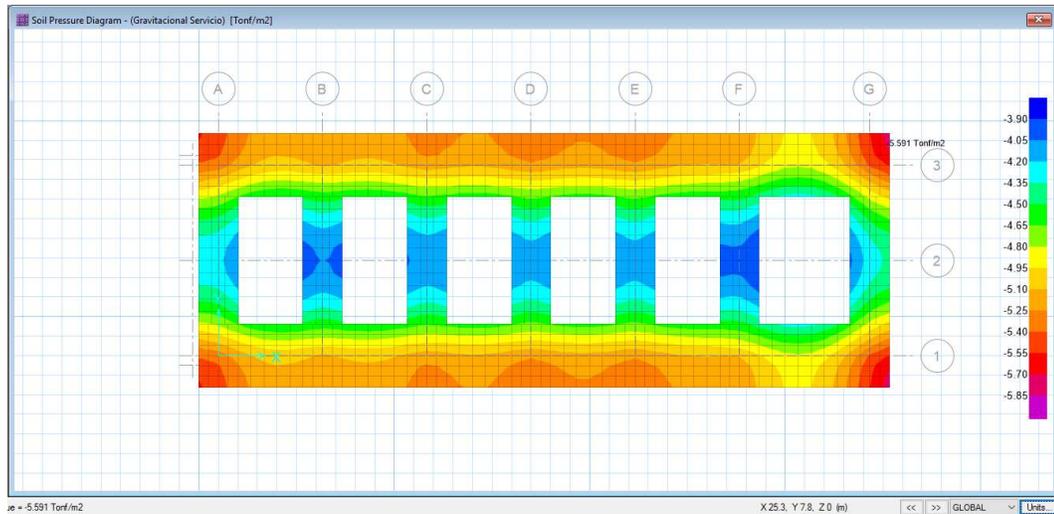


Figura 242. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Servicio (Bloque C).

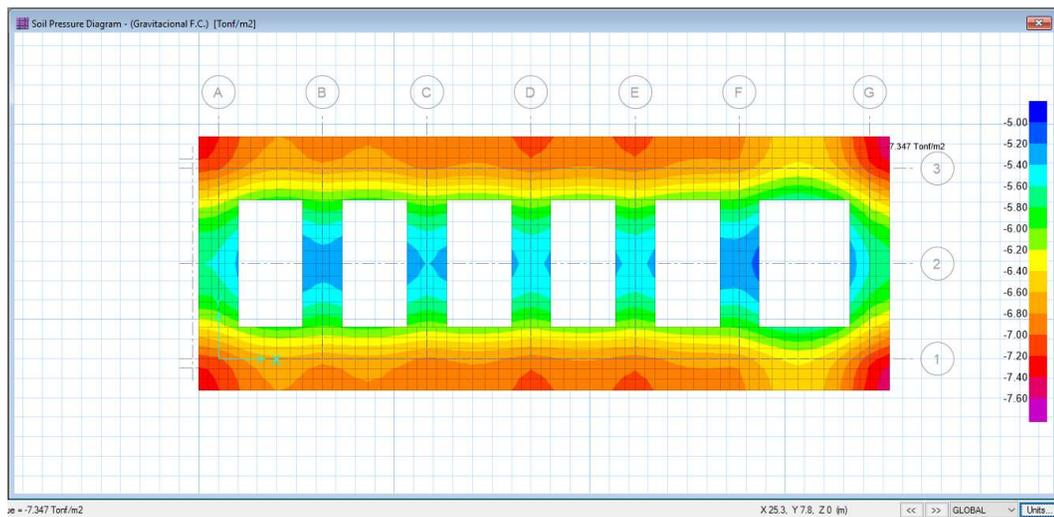


Figura 243. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de Diseño (Bloque C).

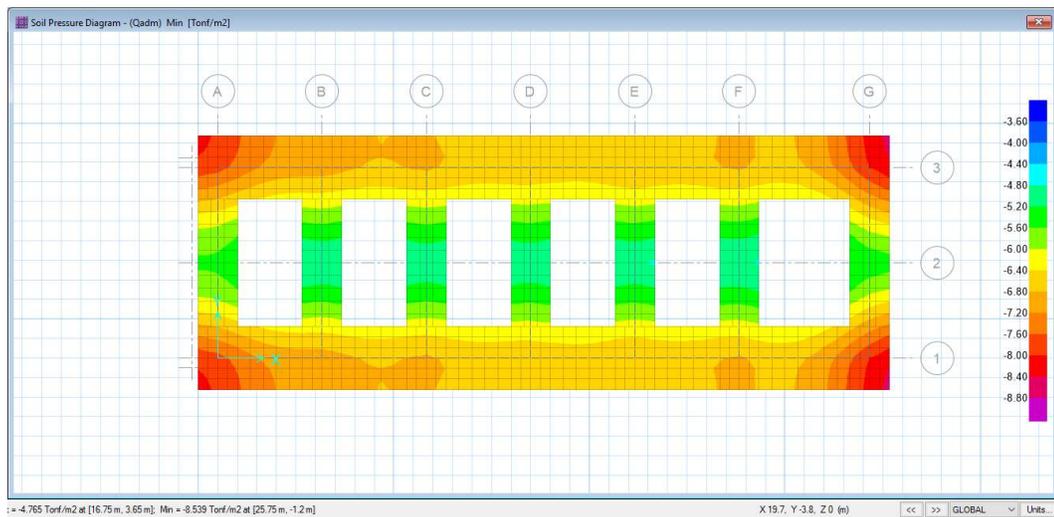


Figura 244. Esfuerzo en el Suelo por Carga Sísmica (Bloque C).

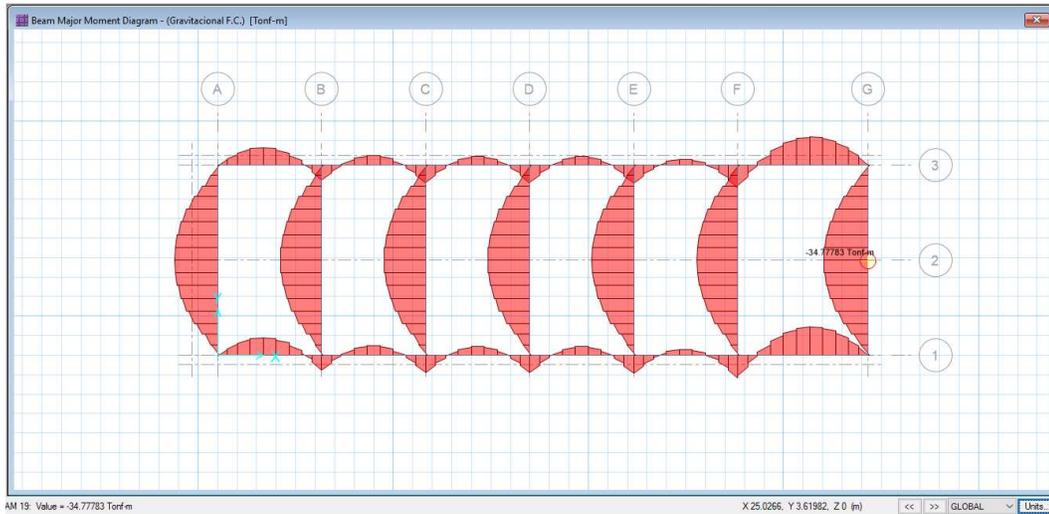


Figura 245. Momentos Principales por Carga Gravitacional F.C.=1.4 (Bloque C).

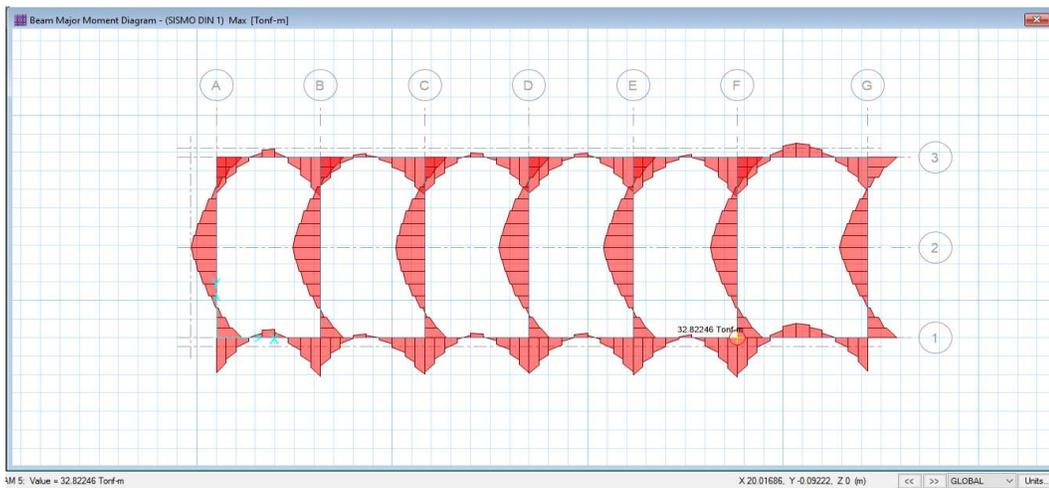


Figura 246. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 1 (Bloque C).

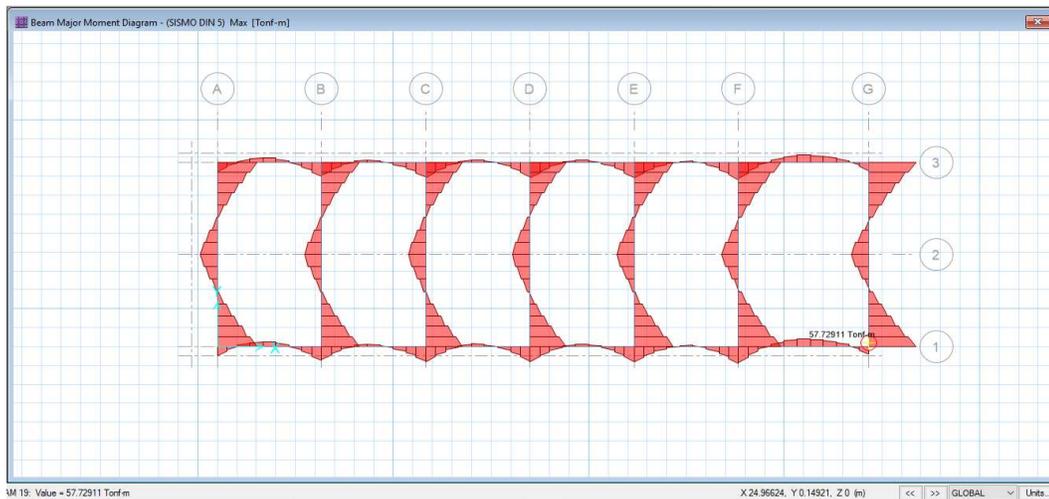


Figura 247. Momentos Principales por Carga de Sismo Dinámico 5 (Bloque C).

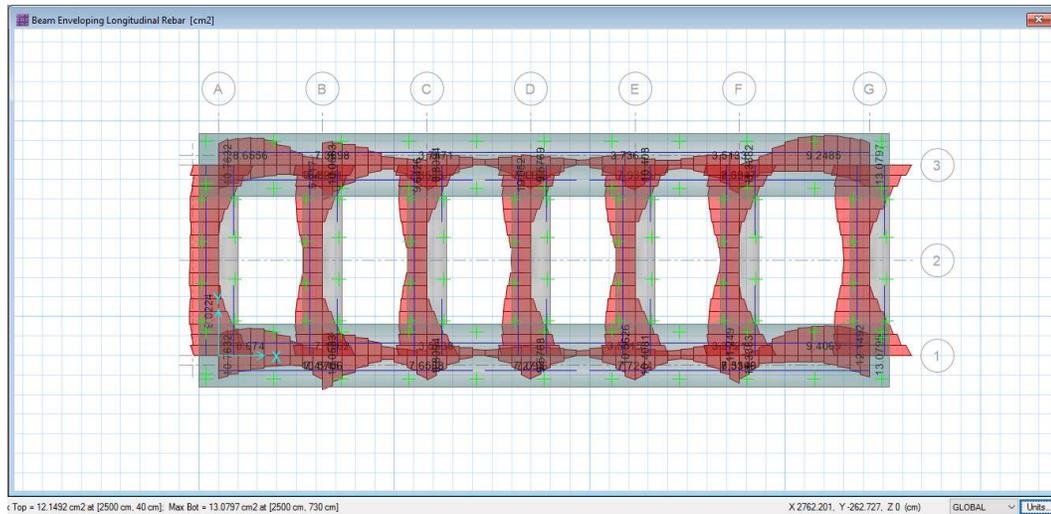


Figura 248. Acero longitudinal a Flexión en Contratabes (Bloque C).

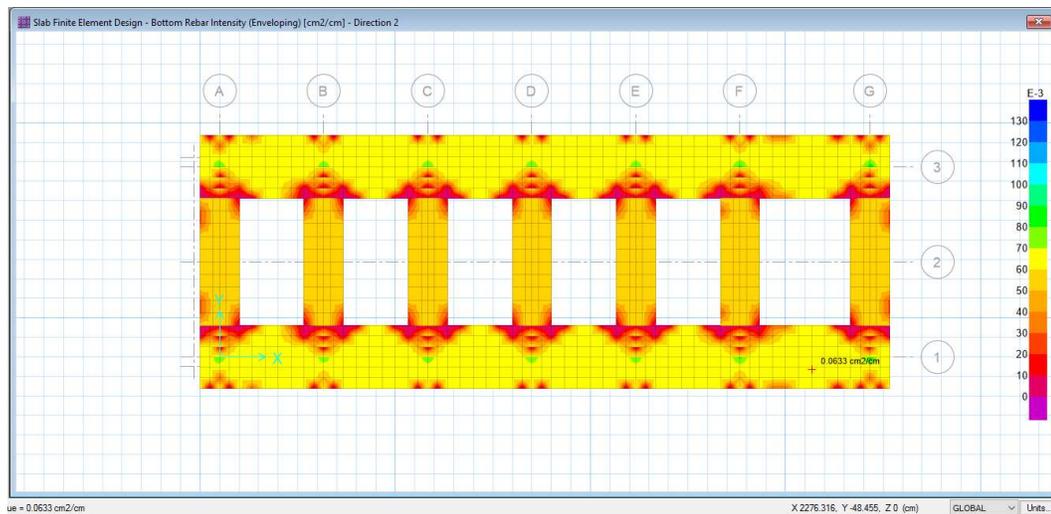


Figura 249. Acero longitudinal a Flexión en Zapatas (Bloque C).

5.10.6. ARMADOS DEFINITIVOS

Todos los elementos fueron revisados por estados límite de falla y estados límite de servicio. Para fines de este trabajo se muestran algunas secciones armadas tal como columnas, contratrabes, zapatas, entre otras. Los armados definitivos se encuentran en los planos correspondientes anexos a esta Memoria de Calculo.

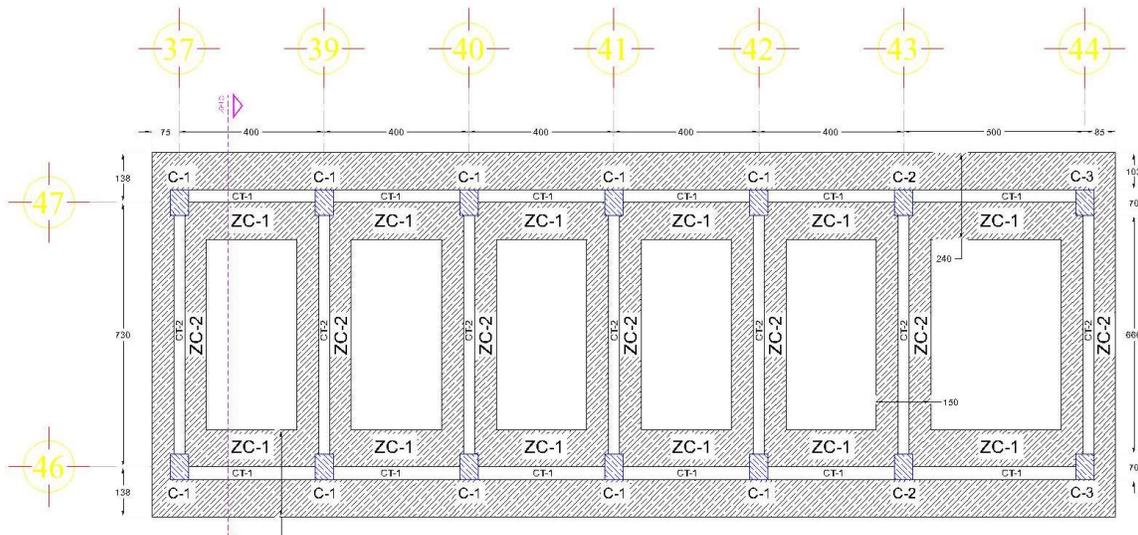


Figura 250. Planta de Cementación (Bloque C).

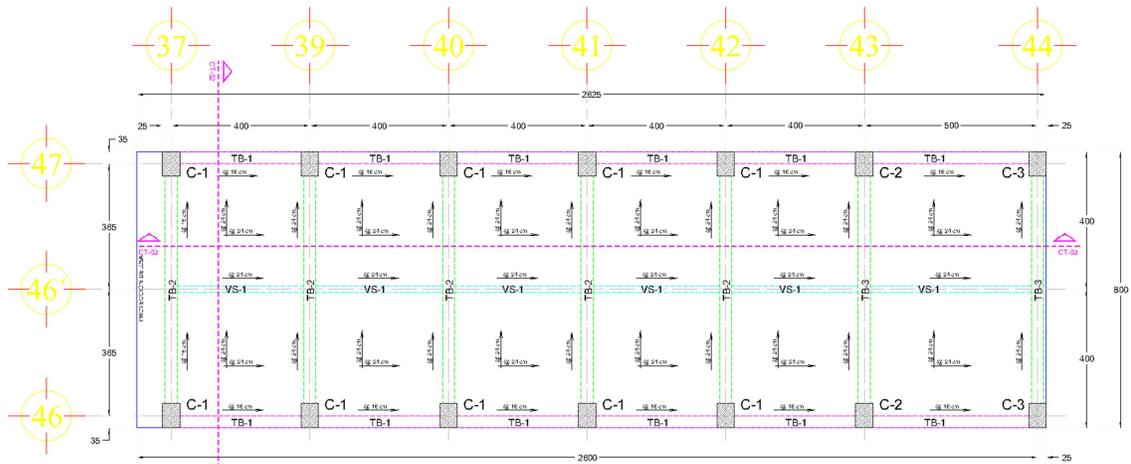


Figura 251. Armado Losa de Entepiso H=12cm (Bloque C).

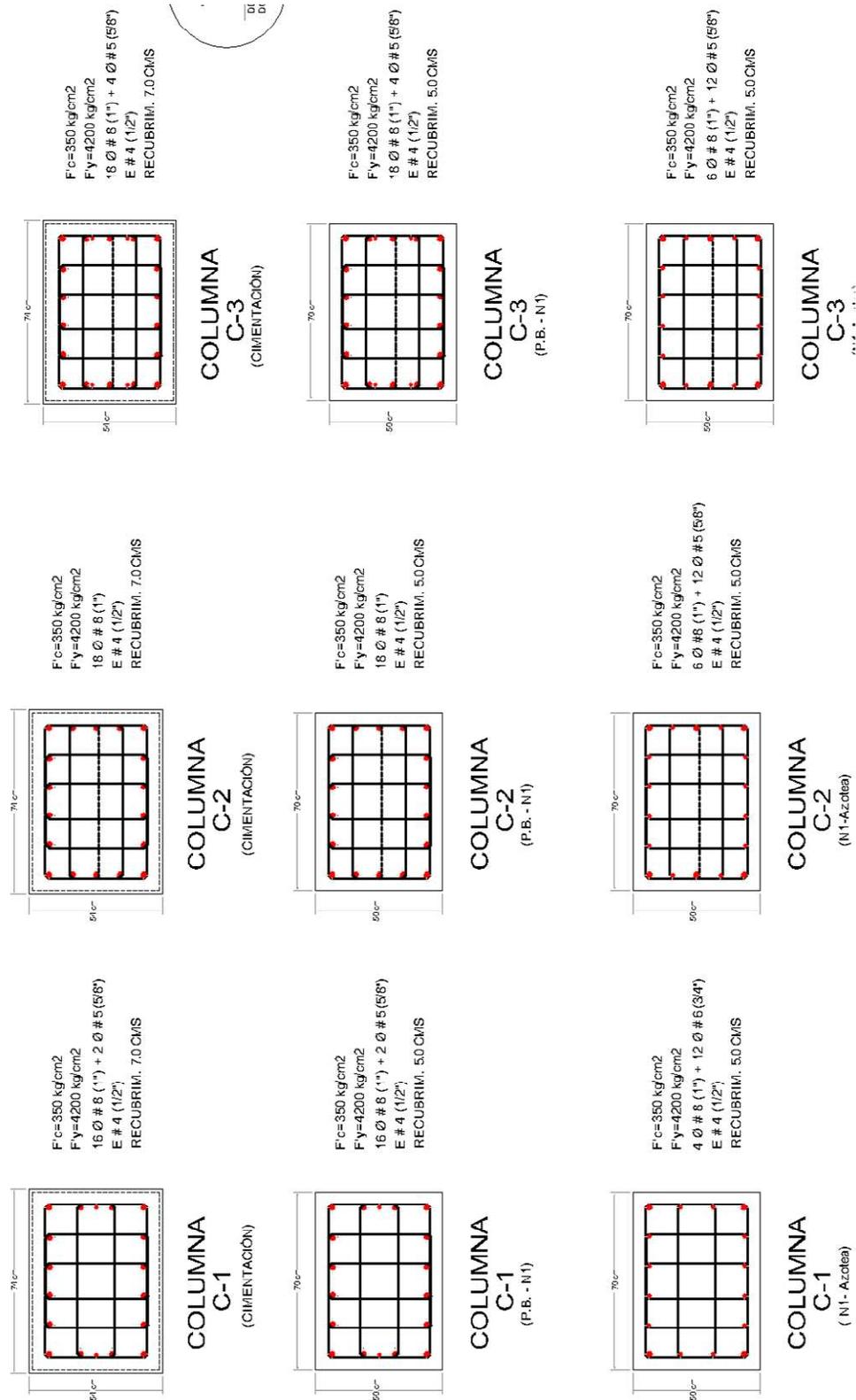


Figura 252. Armado de Columnas (Bloque C).

5.11. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL EDIFICIO CORRESPONDIENTE AL BLOQUE D

La estructura es a base marcos rígidos de concreto reforzados combinados con muros de concreto reforzado y para el análisis se construyó un modelo matemático mediante el programa ETABS, que tomara en cuenta la rigidez de todo elemento estructural que sea significativo, sus conexiones y las diferentes cargas actuantes aplicando el método de Análisis Dinámico Modal Espectral con base en las Normas Técnicas Complementarias 2017 y el Manual de Diseño de Obras Civiles 2015.

Se determinaron los desplazamientos horizontales que se presentan en cada nivel, producidos por las cargas laterales, y se compararon con los máximos desplazamientos relativos de entrepiso permisibles. También se obtuvieron los elementos mecánicos en los miembros estructurales para las diferentes combinaciones de carga, revisando que no se excediera la capacidad de resistencia de dichos miembros.

5.11.1. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO “Q” Y CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Para el caso particular de este edificio, de acuerdo a su estructuración y lineamientos marcados por las Normas correspondientes, se utilizó un factor de comportamiento sísmico en ambas direcciones ortogonales $Q_x = Q_y = 3.0$.

En lo referente al factor de corrección por irregularidad (α) este se tomó igual a 0.8 por no cumplir con las especificaciones para considerarse Regular de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la C.F.E. 2015.

Tabla 113. Características de la Estructura para Diseño Sísmico (Bloque D).

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA					Ta = 0.1	Tb = 1.4	k = 1	r = 2/3		
DIRECCION DE ANÁLISIS	Q	Te (s)	β	α	Ro	R	Q'	ρ	$\frac{\alpha \beta A_{c,d}}{Q' R \rho \alpha}$	Cdiseño
X	3.0	0.136	1.0	0.8	2.5	2.5	1.194	1.0	354.0113	0.3609
Y	3.0	0.196					1.280	1.0	330.3052	0.3367
Z	Tv = 0.134		$a_v = 1.4 F_d a \left[\frac{0.05}{T_v} \right]^{2/3}$			Fd = 1		av = 256.8751	0.2619	

5.11.2. MODELO MATEMÁTICO

Se presenta el resumen del modelo matemático generado para el análisis y diseño estructural.

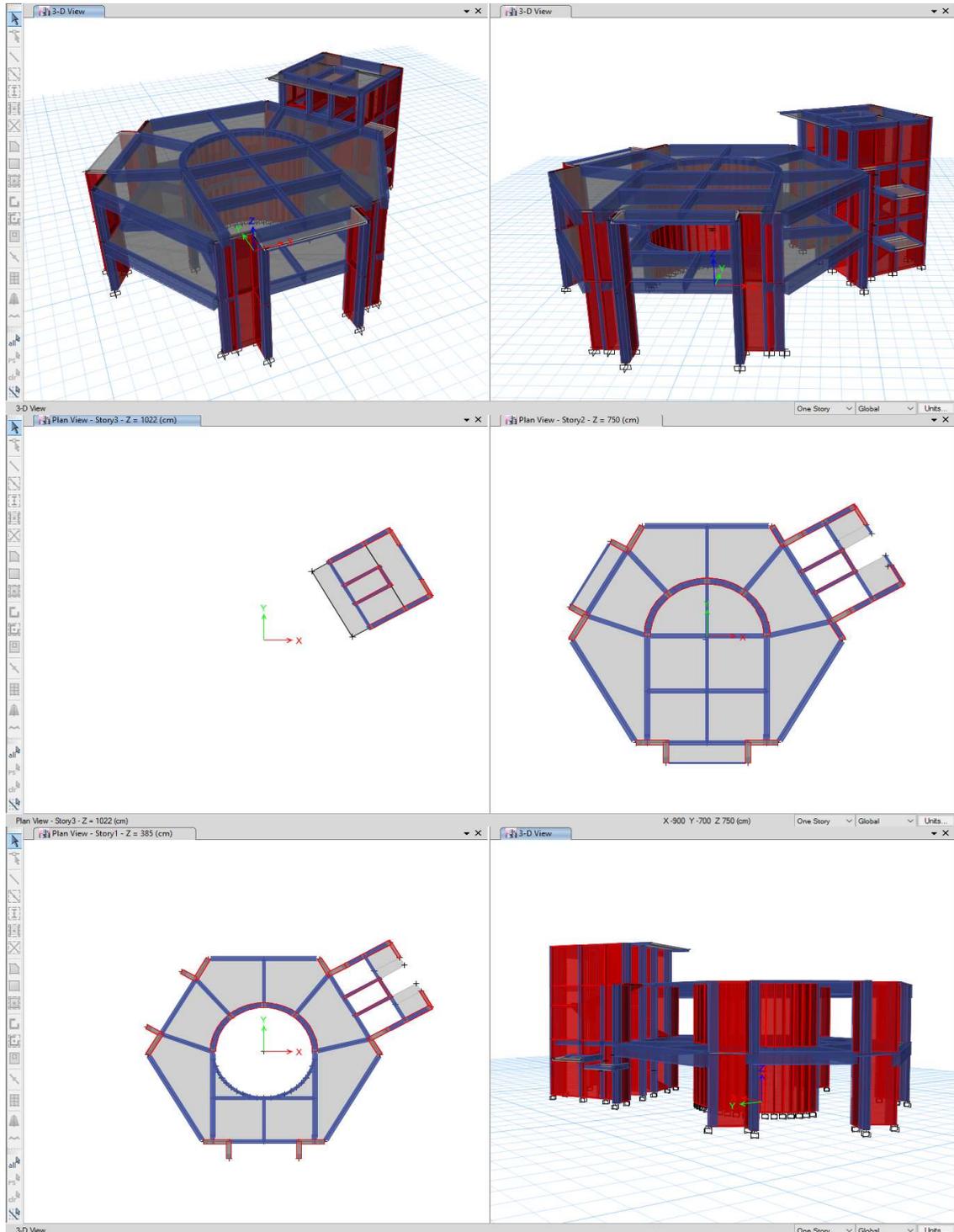


Figura 253. Modelo Matemático Tridimensional (Bloque D).

5.11.3. CARGAS EN LA ESTRUCTURA

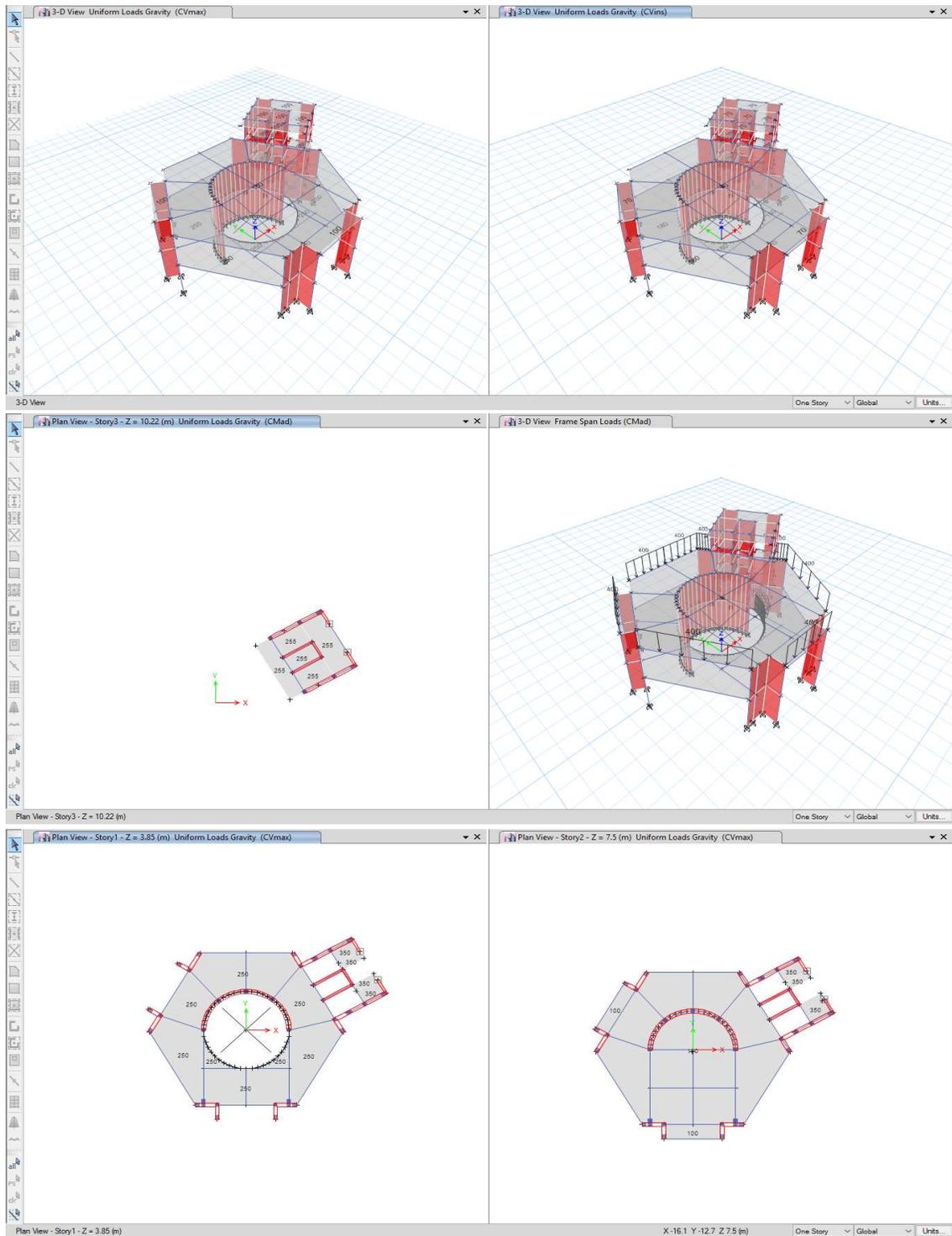


Figura 254. Cargas Aplicadas en el Modelo (Bloque D).

5.11.4. RESULTADOS: PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

5.11.4.1. Deformadas

A continuación, se muestra el comportamiento paramétrico de la estructura de acuerdo a un análisis matricial (método de rigideces) y de elementos finitos realizado en el modelo tridimensional, tal como las deformadas, los modos de virar, su comportamiento modal, entre otros.

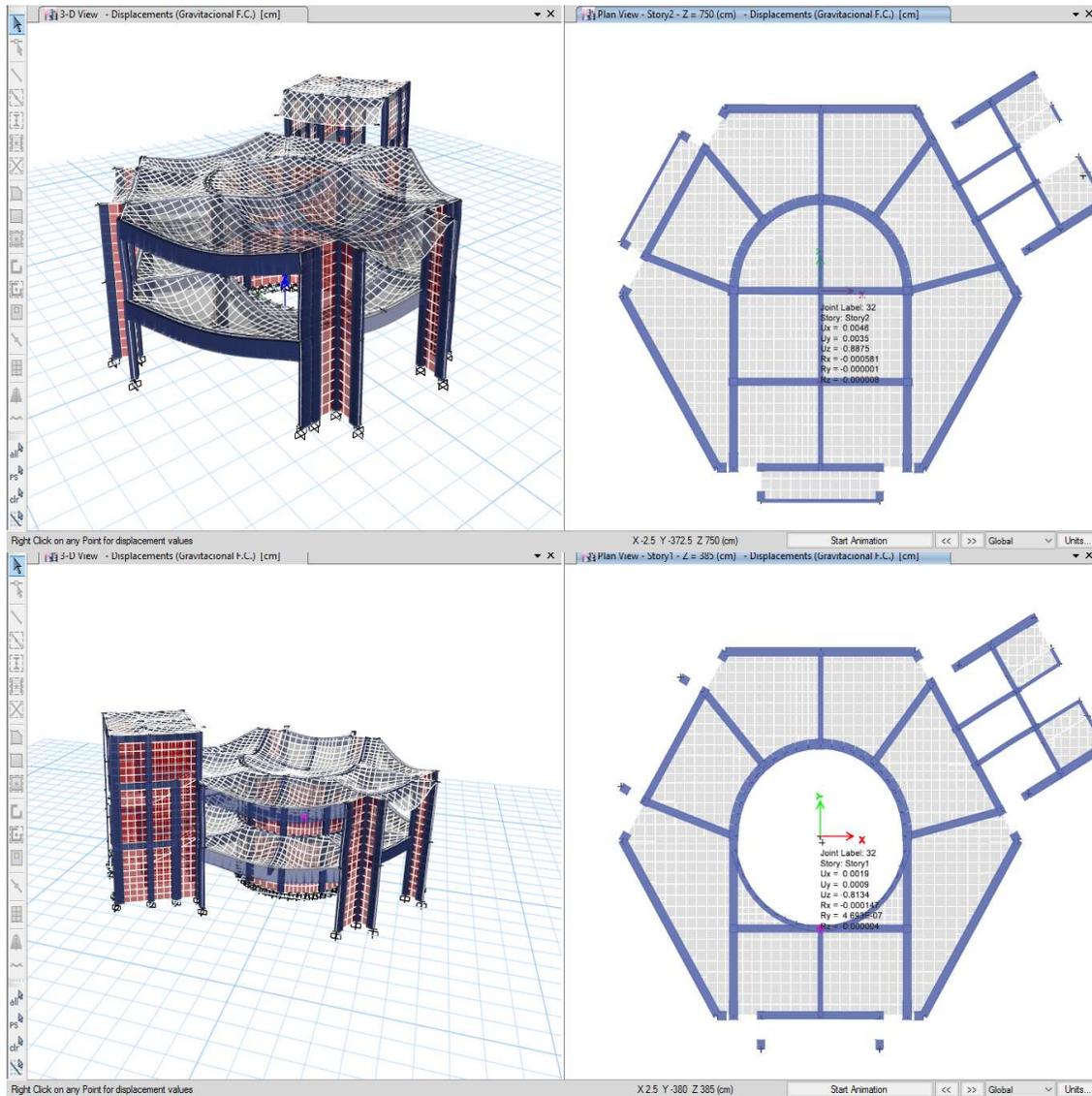


Figura 255. Deformada Cargas Combinación Gravitacional (Bloque D).

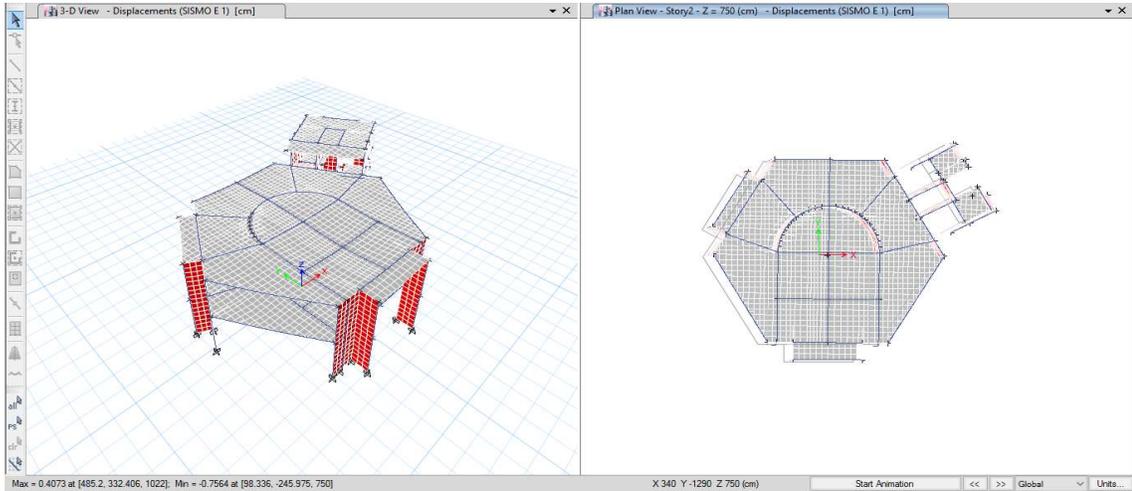


Figura 256. Deformada Cargas Combinación SISMO E-1 (Bloque D).

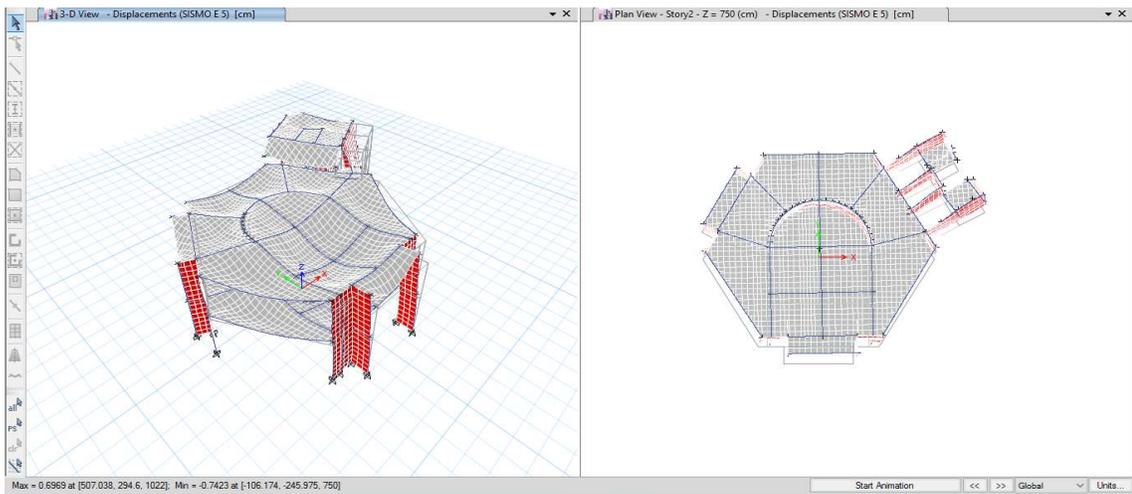


Figura 257. Deformada Cargas Combinación SISMO E-5 (Bloque D).

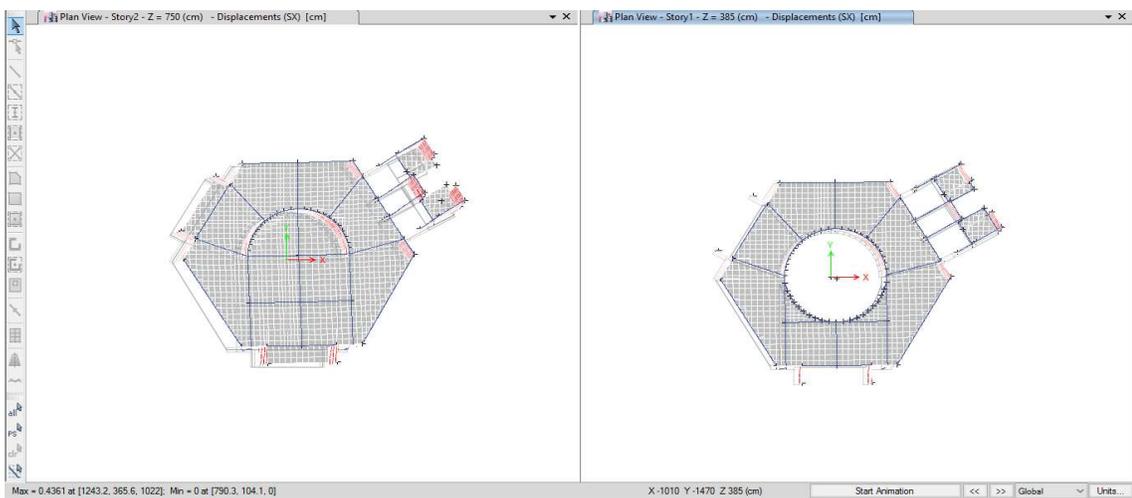


Figura 258. Deformada Cargas Combinación SX (Bloque D).

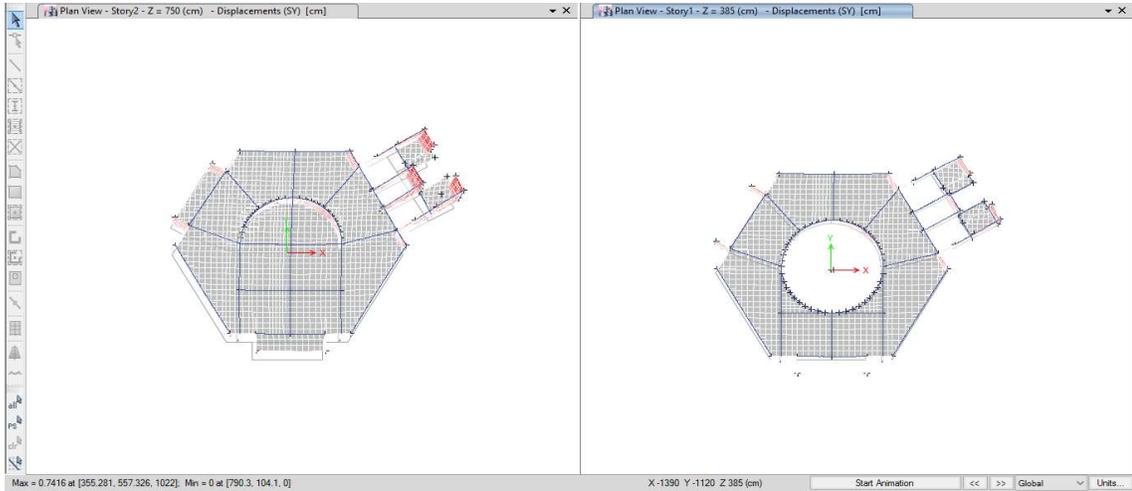


Figura 259. Deformada Cargas Combinación SY (Bloque D).

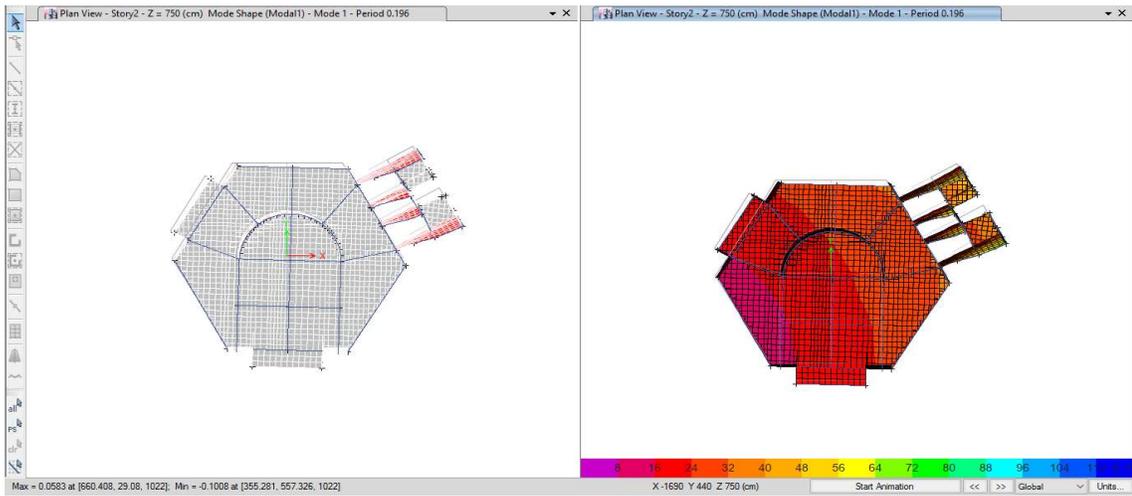


Figura 260. Deformada Modo de Vibrar 1 y Resultante (Bloque D).

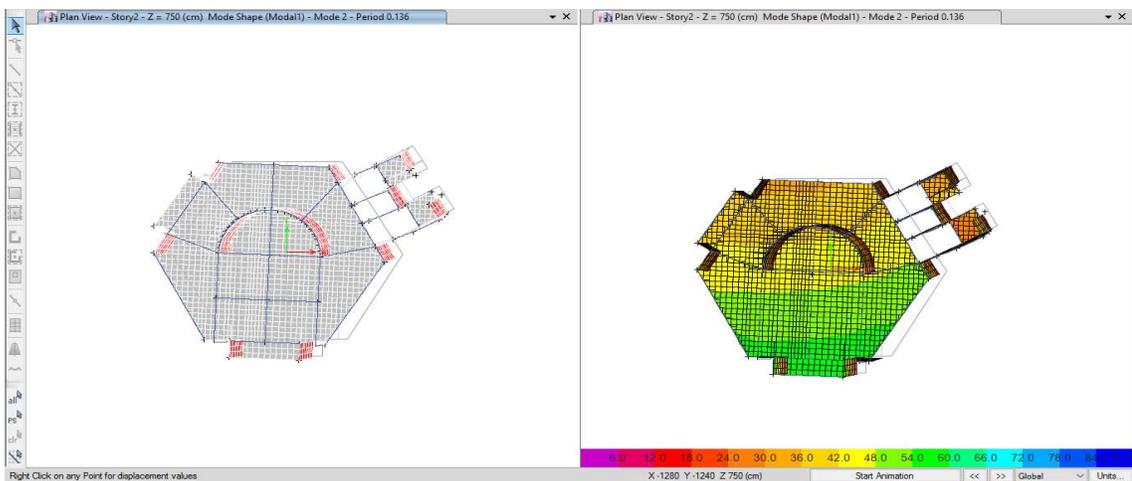


Figura 261. Deformada Modo de Vibrar 2 y Resultante (Bloque D).

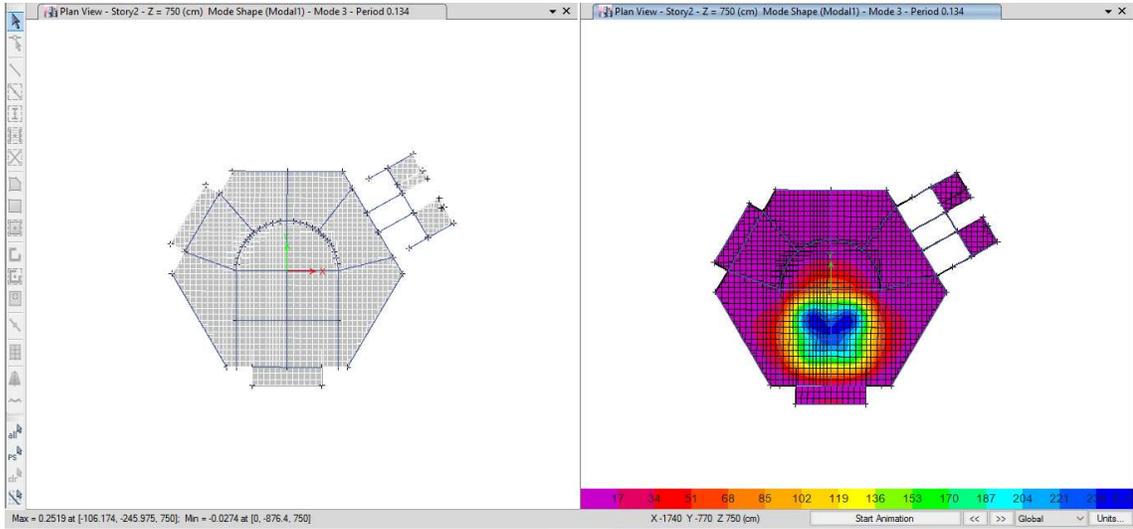


Figura 262. Deformada Modo de Vibrar 3 y Resultante (Bloque D).

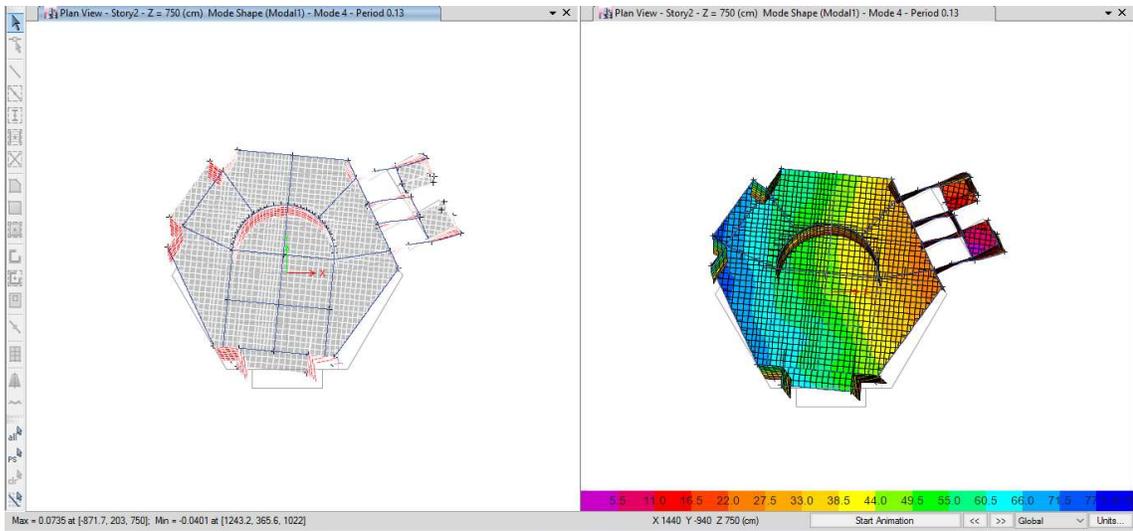


Figura 263. Deformada Modo de Vibrar 4 y Resultante (Bloque D).

5.11.4.2. Información Modal de la Estructura

En la tabla siguiente se presenta los periodos fundamentales de vibración de la estructura para cada una de las cuatro posiciones del centro de masas prescritas en las NTC (el total de modos de vibración tomados en cuenta fue de 420 modos, esto para garantizar por lo menos el 90% de pesos efectivos para el Análisis Dinámico Modal Espectral tal como lo marca la Normativa vigente).

Tabla 114. Periodos y Frecuencias Modales (Bloque D).

Case	Mode	Period (sec)	Frequency (cyc/sec)	Circular Frequency (rad/sec)	Eigenvalue (rad²/sec²)
Modal	1	0.196	5.104	32.0723	1028.6305
Modal	2	0.136	7.373	46.3256	2146.0658
Modal	3	0.134	7.480	46.9953	2208.5584
Modal	4	0.130	7.684	48.2825	2331.2018
Modal	5	0.126	7.958	49.9997	2499.9675
Modal	6	0.114	8.766	55.0755	3033.3126
Modal	7	0.102	9.785	61.4801	3779.8021
Modal	8	0.101	9.948	62.5042	3906.7691
Modal	9	0.100	9.960	62.5781	3916.0191
Modal	10	0.097	10.294	64.6780	4183.2481

5.11.4.3. Pesos Efectivos para Análisis Dinámico

En el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal también se menciona lo siguiente acerca del análisis modal: cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotaciones con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos de vibración con un periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis. Si en el análisis se reconoce el acoplamiento deberá incluirse el efecto de los modos naturales necesarios para que la suma de pesos efectivos en cada dirección sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura (NTC-2017).

Tabla 115. Porcentajes de Cargas de Participación Modal (Bloque D).

Case	Item Type	Item	Static (%)	Dynamic (%)
Modal	Acceleration	UX	99.98	95.43
Modal	Acceleration	UY	99.99	95.59

Tabla 116. Porcentajes de Direcciones Modales (Bloque D).

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0.196	0.228	0.695	0	0.077
Modal	2	0.136	0.817	0.131	0	0.051
Modal	3	0.134	0.005	0.025	0.954	0.016
Modal	4	0.130	0.091	0.581	0.002	0.326
Modal	5	0.126	0.009	0.064	0.895	0.032
Modal	6	0.114	0.077	0.048	0.872	0.004
Modal	7	0.102	0	0.006	0.953	0.041
Modal	8	0.101	0	0.011	0.954	0.035
Modal	9	0.100	0.062	0.353	0.528	0.058
Modal	10	0.097	0.023	0.047	0.763	0.168

5.11.4.4. Efecto de la Torsión

El reglamento exige que se “Provoque” por decir de alguna manera, el efecto de torsión, esto se hace adicionando un momento en el eje Z de una proporción igual a la fuerza sísmica multiplicado la Excentricidad Torsional de Diseño ($e_{n \text{ diseño}}$) lo que genera efectos de torsión.

En un Análisis Dinámico Tridimensional el efecto de torsión por efecto dinámico viene implícitamente en la estructuración, pero la Normativa en Diseño Sismo Resistente nos marca que debemos considerar $0.05b_n$ por las incertidumbres de las ondas sísmicas y sus direcciones. Es este edificio se consideró el $0.1b_n$ de excentricidad debido a la forma irregular que tiene.

En el caso del método de análisis estático se debe de calcular la excentricidad torsional estática para determinar la excentricidad torsional de diseño y así aplicar las cargas estáticas con la excentricidad calculada.

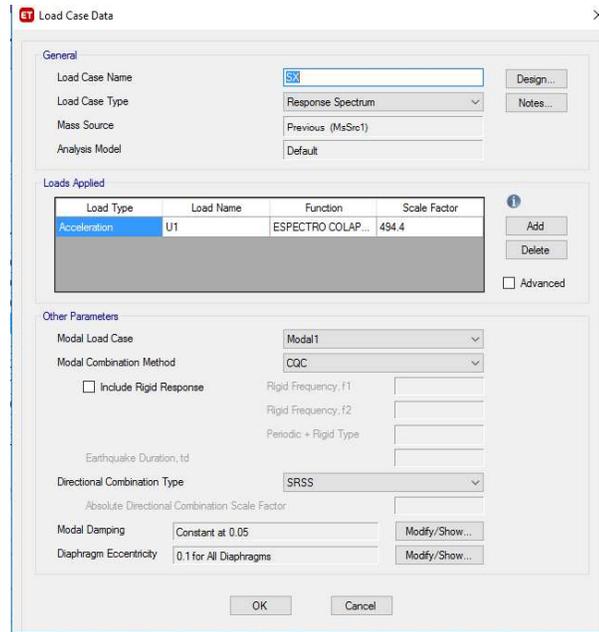


Figura 264. Efecto de Torsión (Bloque D).

Tabla 117. Excentricidad Torsional de Diseño (Bloque D).

EXCENTRICIDAD TORSIONAL DE DISEÑO									
NIVEL	bXn	bYn	Excentricidad torsional calculada estáticamente		Excentricidad de diseño (para método estático)	e _{nx} diseño	e _{ny} diseño	Excentricidad mayor	
	cm	cm	e _{xn}	e _{yn}		cm	cm	e _{nx} diseño	e _{ny} diseño
2	1520	1750	-135.3	-112.3	$e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n$	127	81	9%	8%
					$e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n$	144	144		
1	1520	1750	-79.0	-32.6	$e_n^+ = e_{dn} + 0.05b_n$	43	39	8%	6%
					$e_n^- = 0.5e_n - 0.05b_n$	116	104		

Originalmente la excentricidad estática calculada de la edificación superaba el 20%, se estuvo probando distintas formas de elementos resistentes hasta que se logró abatir esta excentricidad a 9% máximo con la ayuda y adicción de muros de concreto reforzado.

5.11.4.5. Revisión por Cortante Basal

En las primeras corridas realizadas al modelo las fuerzas cortantes dinámicas eran mucho menores a las mínimas estáticas para ser usadas, es por ello que se procedió a aumentar las cargas dinámicas hasta alcanzar el porcentaje mínimo que marca la norma para usar el método dinámico modal espectral.

Tabla 118. Parámetros Estructurales (Bloque D).

$a_0^r =$	309.5	$T_a =$	0.1	$T_b =$	1.4	$k =$	1	$r =$	2/3
Q	$T_e = 0$ (s)	β	α	R_o	R	Q'	ρ	$\frac{\alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha}$	
3.0	0	1.00	0.8	2.5	3.5	1.000	1.00	110.5393	

Tabla 119. Revisión por Cortante Basal (Bloque D).

REVISIÓN POR CORTANTE BASAL			W_T (TON)	V_{DX}/V_{EX} %	V_{DY}/V_{EY} %	$\frac{V_0}{W_T} > \frac{0.7 \alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha}$	Para $T_e = 0$ $\frac{\alpha \beta A_{cd}}{Q' R \rho \alpha} \cdot W_T < V_0$	
Cortante Dinámico	V_{DX} (TON)	227.22	829.99	78.8%	80.6%	0.274	93.5	
	V_{DY} (TON)	225.66				0.272		0.253
Cortante Estático	V_{EX} (TON)	288.51		CORRECTO		CORRECTO		CORRECTO
	V_{EY} (TON)	279.81						

Se observa que el cortante dinámico cumple con las condiciones para poder usarlo en el diseño de elementos estructurales.

Tabla 120. Fuerzas Cortantes de Entrepiso (Bloque D).

Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiffness X tonf/cm	Shear Y tonf	Drift Y cm	Stiffness Y tonf/cm
Story3	SX	31.5837	0.1362	231.9141	31.223	0.2182	143.0617
Story2	SX	174.6497	0.1353	1290.388	73.5323	0.1161	633.4808
Story1	SX	227.2282	0.098	2318.5889	88.4122	0.0645	1370.92
Story3	SY	38.85	0.2796	138.9459	47.3742	0.4398	107.7158
Story2	SY	88.7888	0.1358	654.0533	173.6809	0.2357	736.9195
Story1	SY	106.8527	0.0747	1430.4825	225.6687	0.1421	1588.3659
Story3	X	38.454	0.1559	246.7092	0	0.1411	0
Story2	X	204.2221	0.1508	1354.5971	0	0.0571	0
Story1	X	288.5069	0.1099	2624.4723	0	0.0342	0
Story3	Y	0	0.1381	0	37.2951	0.2931	127.2494
Story2	Y	0	0.0512	0	198.0677	0.2055	963.6053
Story1	Y	0	0.0385	0	279.8126	0.1334	2097.9883
Story3	SSX	11.3916	0.0488	233.2947	11.2612	0.078	144.3394
Story2	SSX	62.9898	0.0472	1333.2793	26.5204	0.0399	665.2889
Story1	SSX	81.9534	0.0339	2417.7871	31.8872	0.0216	1473.8817
Story3	SSY	11.5938	0.0832	139.3989	14.1375	0.1307	108.1722
Story2	SSY	26.4964	0.0393	673.6867	51.8299	0.069	750.9118
Story1	SSY	31.8872	0.0214	1490.2331	67.3445	0.0416	1616.9215

5.11.4.6. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión De Desplazamientos

Tabla 121. Centros de Masa, Centros de Rigidez y Revisión de Desplazamientos (Bloque D).

CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ															
UBICACIÓN	MASAS		C. GRAVEDAD		ACUMULADO		C. CORTANTE		C. DETORSION		Excentricidad torsional e _{max} = $\sqrt{e_{cc}^2 + e_{CT}^2}$ e _Y =X _{CC} -X _{CT}				
	Mass X kgf/s ² /cm	Mass Y kgf/s ² /cm	XCM cm	YCM cm	XCCM cm	YCCM cm	XCR cm	YCR cm	bXn cm	bYn cm		e _{max} /b _{min}	e _{max} /b _{min}		
Story2	D2	225.76	225.76	-9	-22	225.76	225.76	-9	-22	104	113	-135.29	-112.32	8.9%	6.4%
Story1	D1	203.93	203.93	9	-27	203.93	203.93	9	-27	41	52	-79.01	-32.59	5.2%	1.9%
Mínimo: 1520															

SISMO X	Q = 3	DESPLAZAMIENTOS				FUERZA CORTANTE DE ENTRENPO. ENTRENPO	PESO ESTRUCTURAL A SOBRE ENTRENPO	ESTADO LÍMITE A1. NIVEL DE SERVICIO Limitación de daños a elementos no estructurales	ESTADO LÍMITE B1. NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO Distorsión Permisible según Sistema Estructural	SEPARACIÓN CON ESTRUCTURAS ADYACENTES (cm)	
		A1. NIVEL DE SERVICIO	B1. NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO	TOTALES	RELATIVOS						
NIVEL		X _n (cm)	X _n '=V _n /R _n (cm)	X _n (cm)	X _n '=V _n /R _n (cm)	V _n (ton)	W _n (ton)	X _n ≤ 0.002 h' _n	X _n Real (cm)	X _n ' ≤ 0.006 h' _n	Amplificar
4	0.00	0	0	0	0			0.000	0	0.000	0
3	0.00	0	0	0	0			0.000	0	0.000	0
2	3.65	0.081	0.0472	0.26	0.1507	204.22	462.88	0.047	0.7300	0.0031	OK
1	3.85	0.034	0.034	0.11	0.1099	288.51	829.99	0.034	0.7700	0.0021	OK

SISMO Y	Q = 3	DESPLAZAMIENTOS				FUERZA CORTANTE DE ENTRENPO. ENTRENPO	PESO ESTRUCTURAL A SOBRE ENTRENPO	ESTADO LÍMITE A1. NIVEL DE SERVICIO Limitación de daños a elementos no estructurales	ESTADO LÍMITE B1. NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO Distorsión Permisible según Sistema Estructural	SEPARACIÓN CON ESTRUCTURAS ADYACENTES (cm)	
		A1. NIVEL DE SERVICIO	B1. NIVEL DE PREVENCIÓN DE COLAPSO	TOTALES	RELATIVOS						
NIVEL		X _n (cm)	X _n '=V _n /R _n (cm)	X _n (cm)	X _n '=V _n /R _n (cm)	V _n (ton)	W _n (ton)	X _n ≤ 0.002 h' _n	X _n Real (cm)	X _n ' ≤ 0.006 h' _n	Amplificar
4	0.00	0	0	0	0			0.000	0	0.000	0
3	0.00	0	0	0	0			0.000	0	0.000	0
2	3.65	0.111	0.069	0.34	0.2055	198.07	462.88	0.069	0.7300	0.0042	OK
1	3.85	0.042	0.042	0.13	0.1334	279.81	829.99	0.042	0.7700	0.0026	OK

Se puede observar de las tablas anteriores que los desplazamientos máximos obtenidos del análisis sísmico no superan los máximos permisibles, lo que nos demuestra que la estructura es lo suficientemente rígida y adecuada ante cargas sísmicas y gravitacionales.

5.11.4.7. Revisión de los Elementos Mecánicos del Modelo Estructural

Se presenta las siguientes figuras que indican los elementos mecánicos actuantes en la edificación.

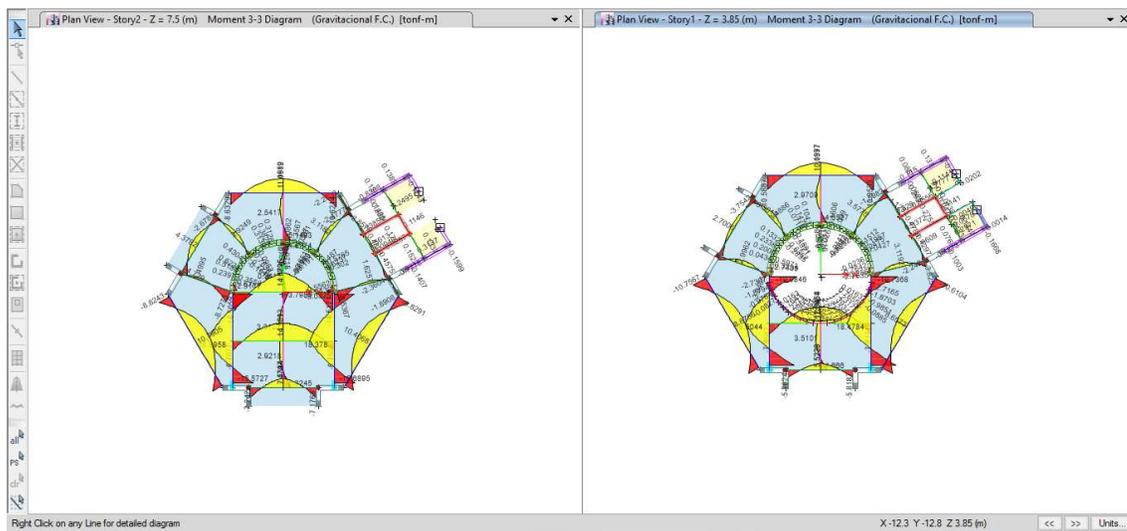


Figura 265. Momentos (3-3 y 2-2) combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D).

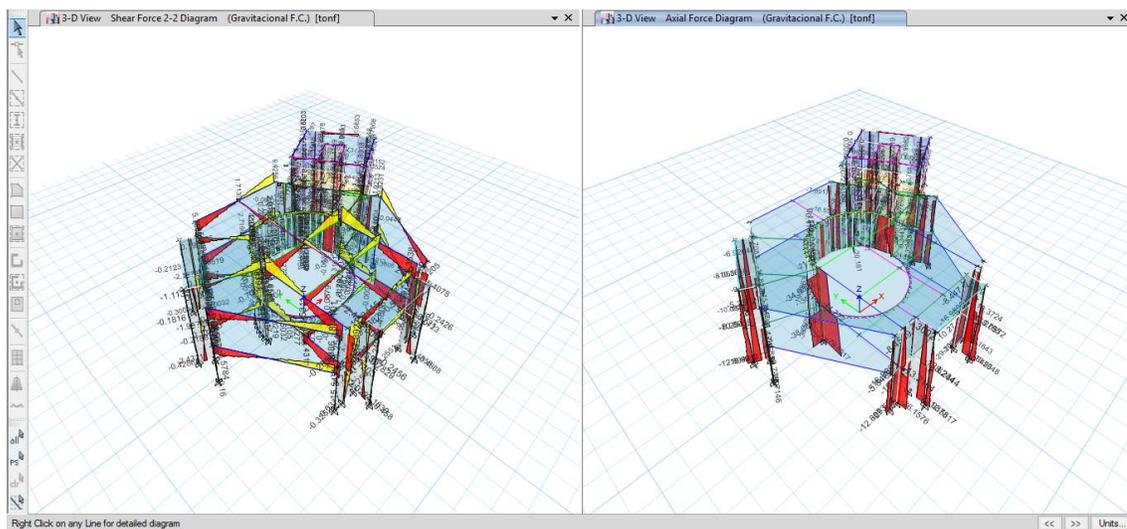


Figura 266. Cortante 2-2 y Fuerza Axial combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D).

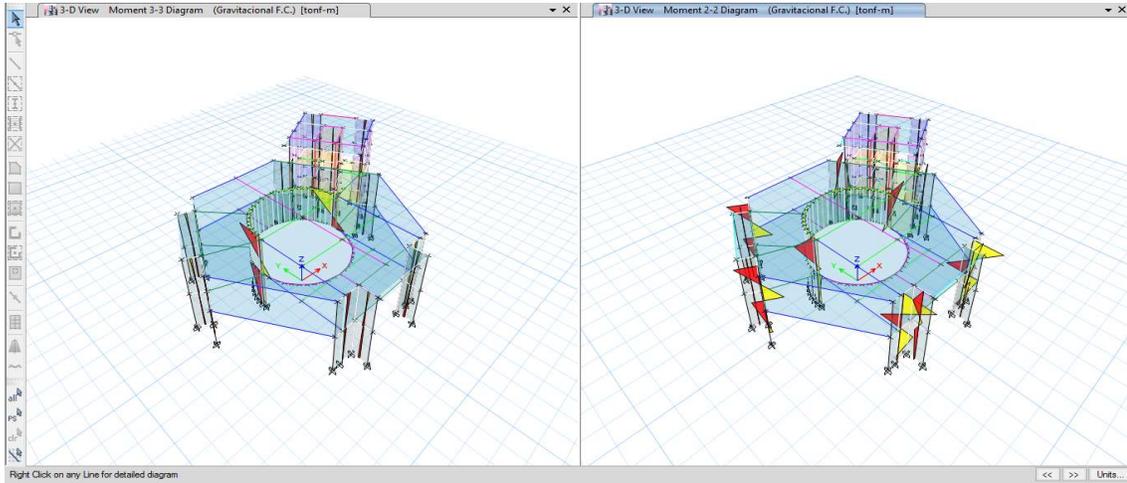


Figura 267. Torsión y Cortante 3-3 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D).

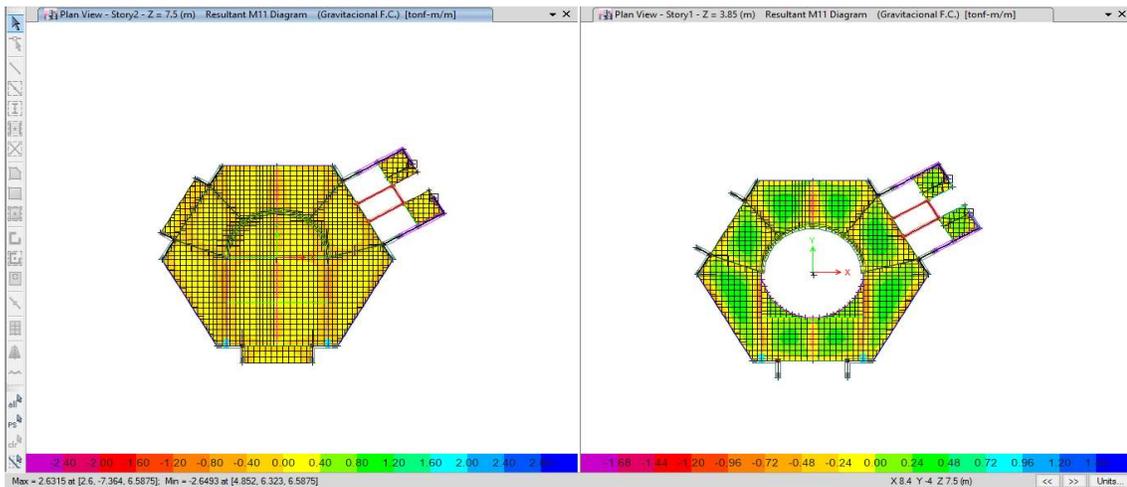


Figura 268. Momento M11 Combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D)

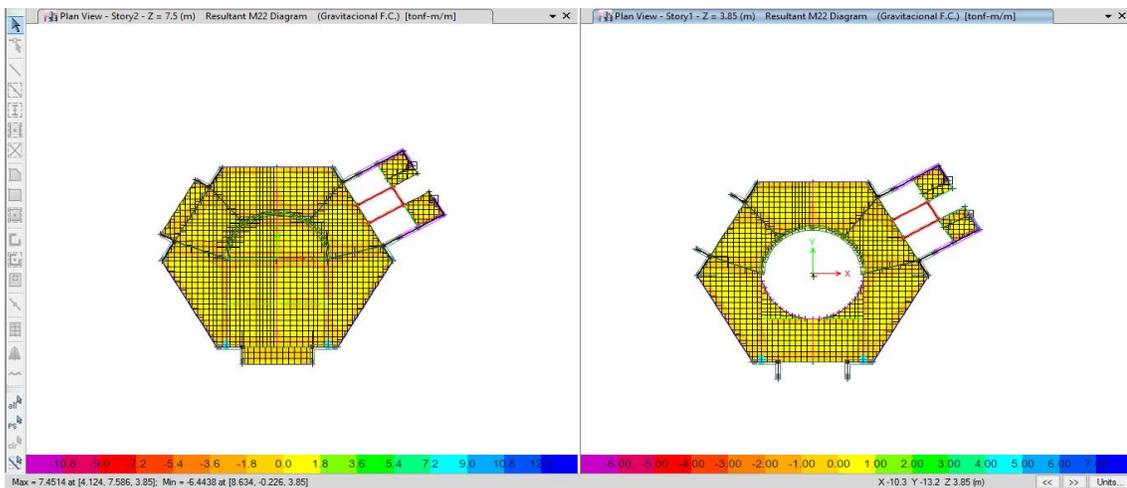


Figura 269. Momento M22 combinación GRAVITACIONAL F.C. (Bloque D).

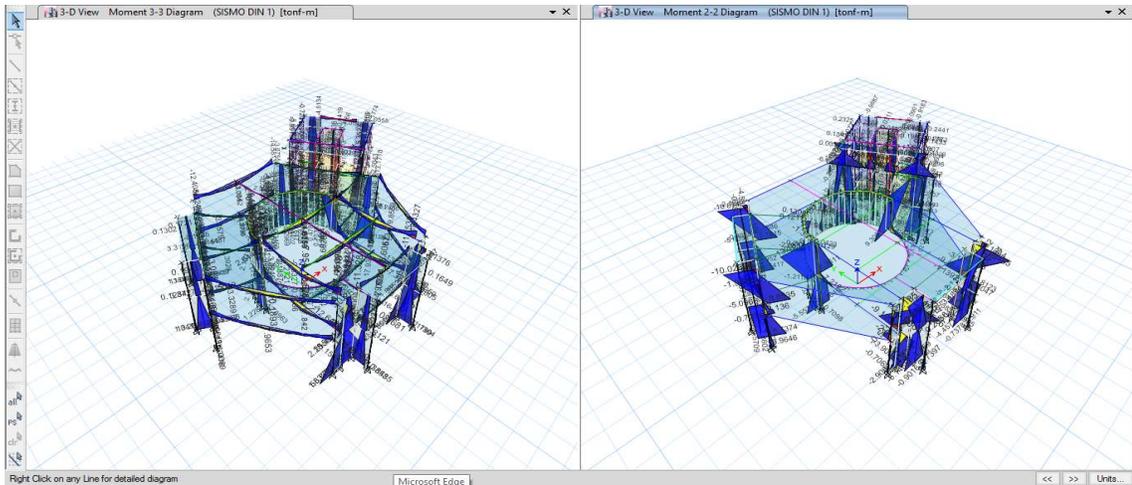


Figura 270. Momentos (3-3 y 2-2) combinación SISMO DIN-1 (Bloque D).

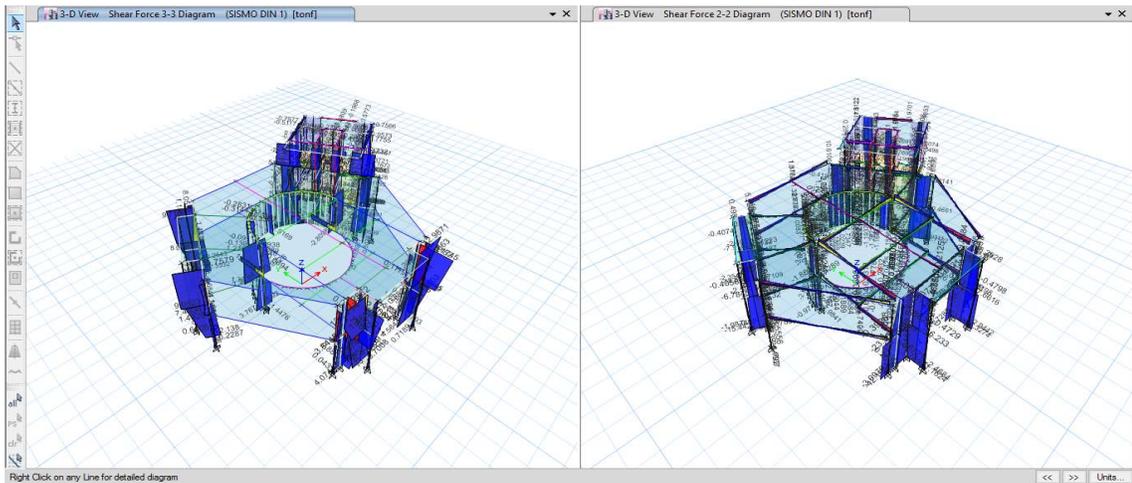


Figura 271. Cortante 3-3 y 2-2 combinación SISMO DIN-1 (Bloque D).

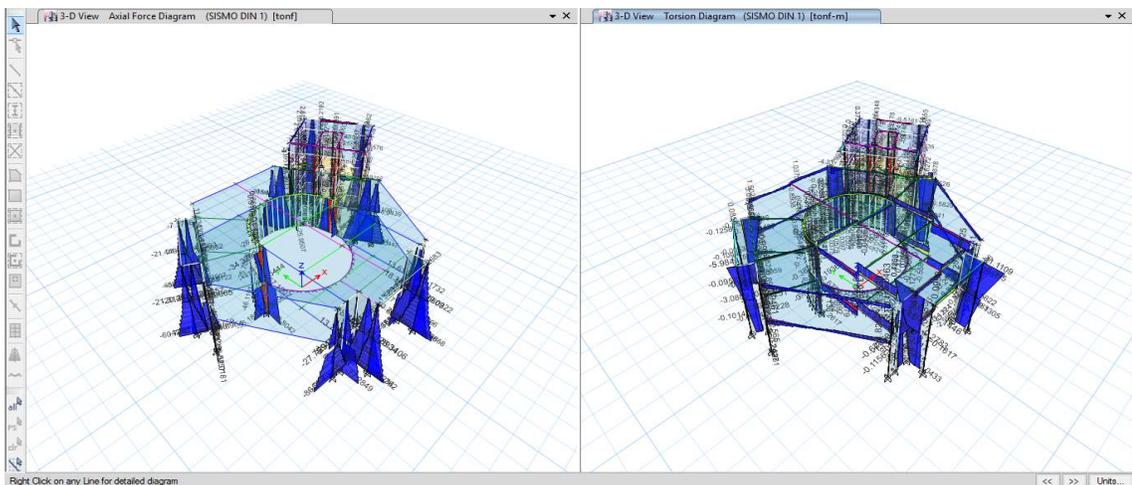


Figura 272. Fuerza Axial y torsión combinación SISMO DIN-1 (Bloque D).

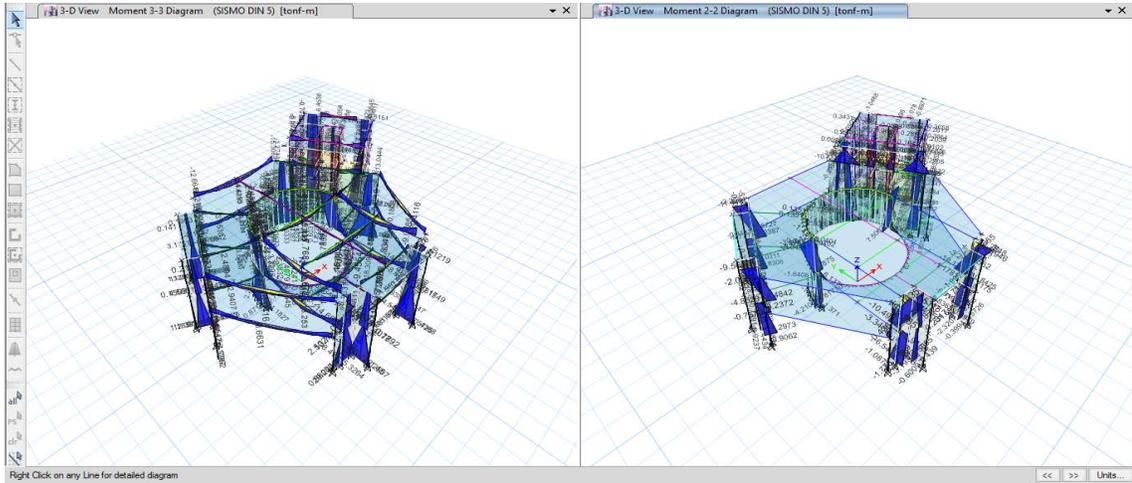


Figura 273. Momentos (3-3 y 2-2) combinación SISMO DIN-5 (Bloque D).

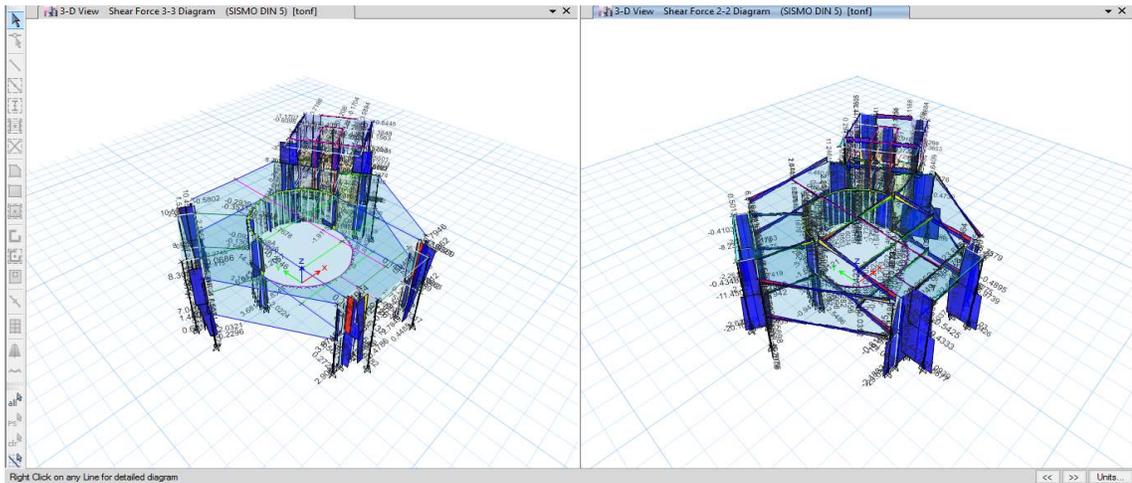


Figura 274. Cortante 3-3 y 2-2 combinación SISMO DIN-5 (Bloque D).

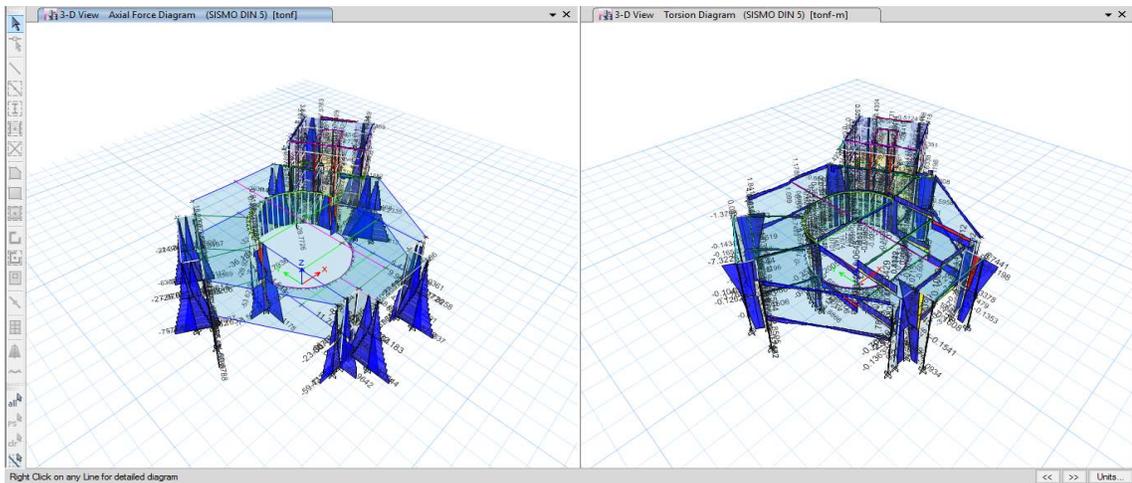


Figura 275. Fuerza Axial y torsión combinación SISMO DIN-5 (Bloque D).

5.11.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO

5.11.5.1. Diseño de Columnas

La revisión de los elementos estructurales se centró principalmente en la revisión de las columnas seguido de las traveses y vigas. Las columnas primero por ser estos elementos de vital importancia para la estabilidad de la estructura. Además, el desplazamiento ante cargas laterales depende en gran medida de la rigidez de las mismas. Se revisó las resistencias de diseño de las columnas. Se emplearon combinaciones de los efectos gravitacionales y sísmicos, empleando para este último caso las fuerzas obtenidas del análisis dinámico. Con esta revisión se calculó el acero longitudinal y transversal de columnas y traveses.

Una vez obteniendo el acero calculado se unificaron los armados de columnas distribuyendo el acero de refuerzo de tal manera que fuera práctico en la construcción. Con estos armados definitivos se procedió a revisar la capacidad a flexocompresión biaxial y posteriormente, la condición límite del cortante actuante considerando la resistencia a cortante del concreto de acuerdo con el reglamento.

Se presenta únicamente el ejemplo de una columna por motivos de espacio en este trabajo.

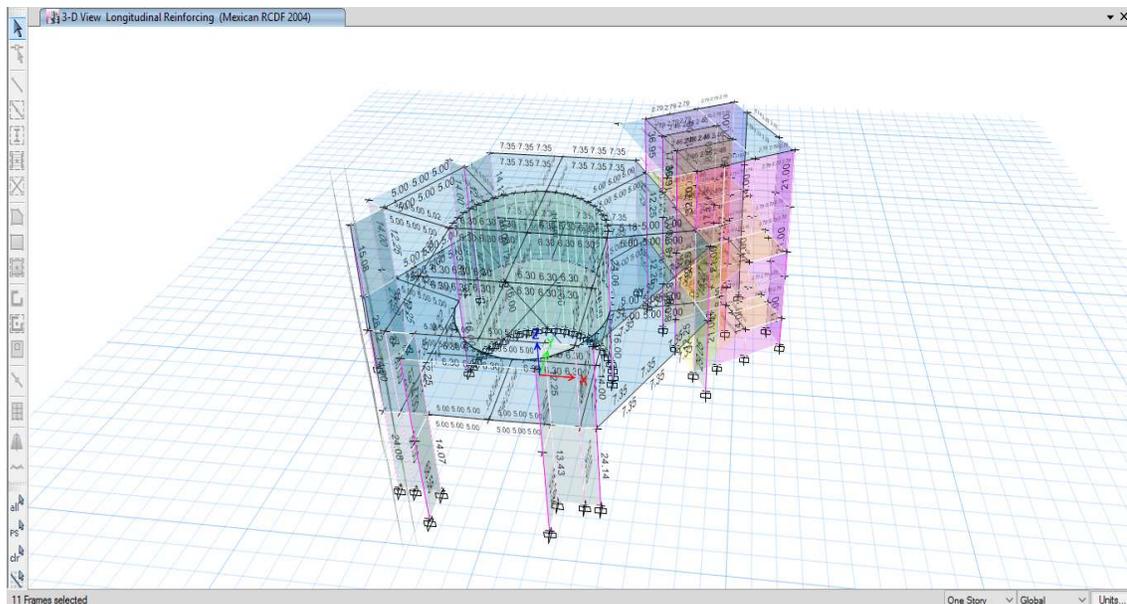


Figura 276. Acero Longitudinal de Diseño (Bloque D).

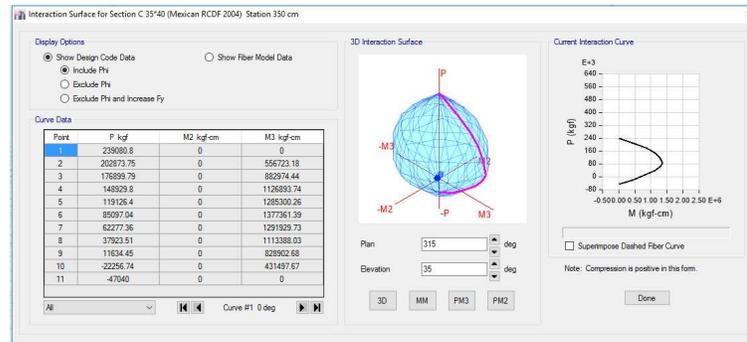


Figura 277. Diagrama de interacción a flexocompresión biaxial de columnas (Bloque D).

En la figura anterior se presentan las curvas de interacción biaxiales obtenidas con el programa ETABS. La curva de color rosa es la que corresponde a la relación de excentricidades actuantes en la columna, la línea rosa con punto indica la excentricidad de la carga y el punto al final de la misma corresponde a la sollicitación de carga axial y momento debida a una cierta condición de carga sobre la columna.

Tabla 122. Diseño Automatizado de Columna a Flexocompresión Biaxial (Bloque D).

Column Element Details (Flexural Details)							
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Story1	C35	237	C 35*40	SISMO DIN 4	325.008	385	1
Section Properties							
b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)				
35	40	5.907	3				
Design Code Parameters							
FR _T	FR _{CTwd}	FR _{CSplnl}	FR _B	FR _V			
0.8	0.7	0.8	0.9	0.8			
Axial Force and Biaxial Moment Design For P _u , M _{u2} , M _{u3}							
Design P _u kgf	Design M _{u2} kgf-cm	Design M _{u3} kgf-cm	Minimum M2 kgf-cm	Minimum M3 kgf-cm	Rebar Area cm ²	Rebar %	
-21231.84	1269489.25	-9018.17	42463.68	42463.68	40.22	2.87	
Factored & Minimum Biaxial Moments							
	NonSway M _b kgf-cm	Sway M _s kgf-cm	Factored M _u kgf-cm	Minimum M _{min} kgf-cm	Minimum Eccentricity cm		
Major Bending(M _{u3})	272.06	-9290.23	-9018.17	42463.68	2		
Minor Bending(M _{u2})	51195.46	-14792.11	36403.35	42463.68	2		

Tabla 123. Diseño Automatizado de Columna a Cortante (Bloque D).

Column Element Details (Shear Details)							
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Story1	C35	237	C 35*40	SISMO DIN 4	325.006	385	1
Section Properties							
b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)				
35	40	5.907	3				
Design Code Parameters							
FR _T	FR _{Comp}	FR _{Dist}	FR _B	FR _V			
0.8	0.7	0.8	0.9	0.8			
Shear Design for V _{u2} , V _{u3}							
	Rebar A _s /s cm ² /cm	Design V _u kgf	Design P _u kgf	Design M _u kgf-cm	V _{cr} kgf	V _{ult} kgf	V _{res} kgf
Major Shear(V2)	0.0412	1137.68	39508.58	9562.28	8241.44	4722.52	12963.96
Minor Shear(V3)	0.0471	767.22	39508.58	65987.57	8037.46	4605.64	12643.1
Design Forces							
	Factored V _u kgf	Factored P _u kgf	Factored M _u kgf-cm	Capacity V _p kgf			
Major Shear(V2)	1137.68	-21231.84	-9018.17	0			
Minor Shear(V3)	767.22	-21231.84	36403.35	0			

5.11.5.2. Diseño de Traveses y Vigas

Las traveses y vigas se diseñaron a flexión y cortante. También se revisaron las fechas máximas actuantes contra las máximas permisibles. El diseño de una se muestra a continuación.

Tabla 124. Diseño Automatizado de Vigas a Flexión (Bloque D).

Beam Element Details (Summary)							
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Story1	B18	55	TB-1 (35*80)	SISMO DIN 8	716.4	736.4	1

Section Properties						
b (cm)	h (cm)	b _r (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)	
35	80	35	0	7.5	7.5	

Design Code Parameters				
FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.7	0.8	0.9	0.8

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M _{U3}						
	Design -Moment tonf-cm	Design +Moment tonf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-2431.36		9.22	0	7.35	9.22
Bottom (-2 Axis)		1215.68	0	4.52	7.35	7.35

Tabla 125. Diseño Automatizado de Vigas a Cortante (Bloque D).

Beam Element Details (Summary)							
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Story1	B18	55	TB-1 (35*80)	SISMO DIN 8	716.4	736.4	1

Section Properties						
b (cm)	h (cm)	b _r (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)	
35	80	35	0	7.5	7.5	

Shear Force and Reinforcement for Shear, V _{U2}				
Shear V _{U2} tonf	Shear V _{CR} tonf	Shear V _{SR} tonf	Shear V _P tonf	Rebar A _v /S cm ² /cm
21.8249	5.9141	15.9107	8.8938	0.0871

5.11.5.3. Diseño de Losas

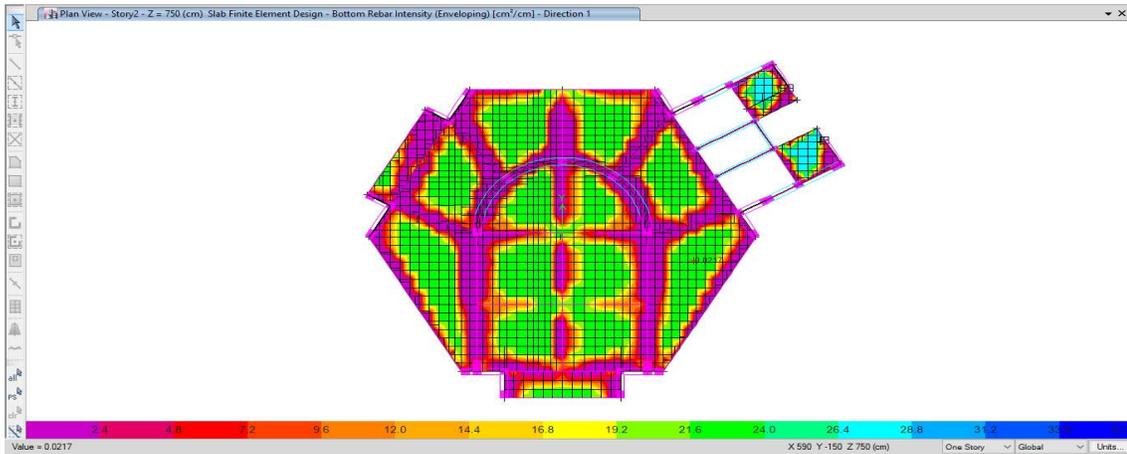


Figura 278. Diseño de Losa Azotea (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)

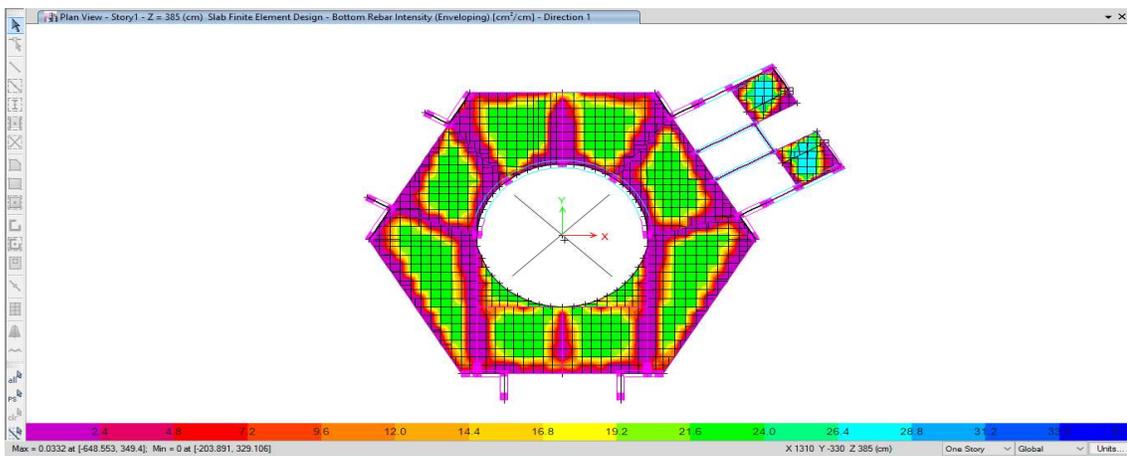


Figura 279. Diseño de Losa Entrepiso (acero inferior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)

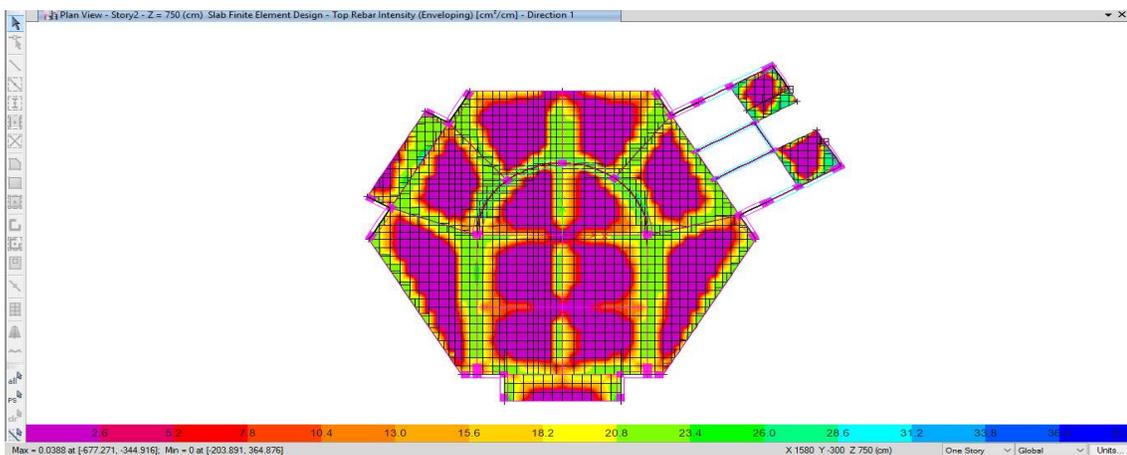


Figura 280. Diseño de Losa Azotea (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)

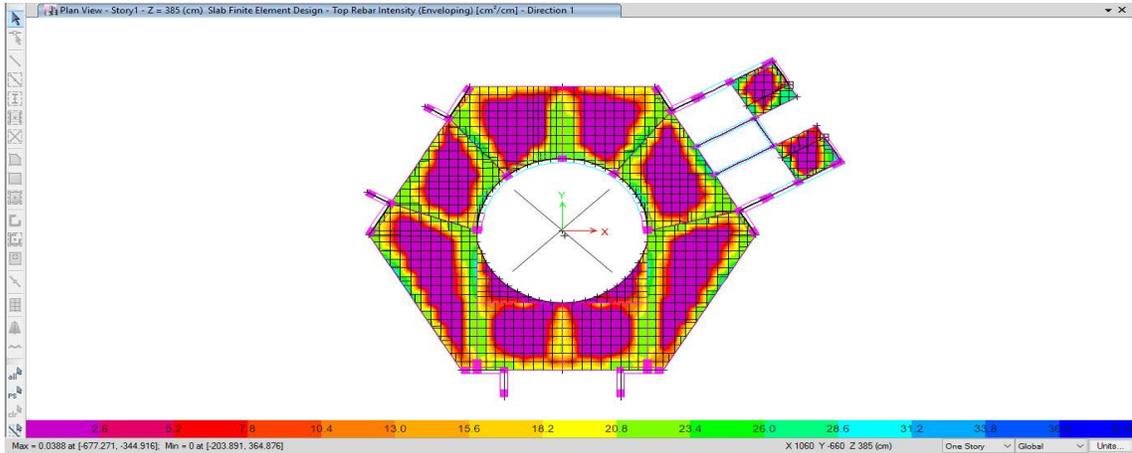


Figura 281. Diseño de Losa Entrepiso (acero superior Dirección 1) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)

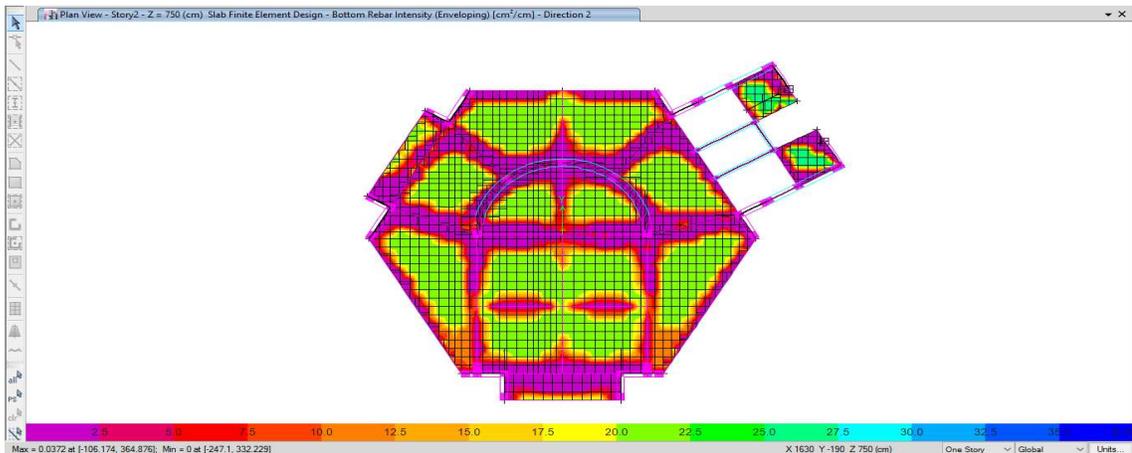


Figura 282. Diseño de Losa Azotea (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)

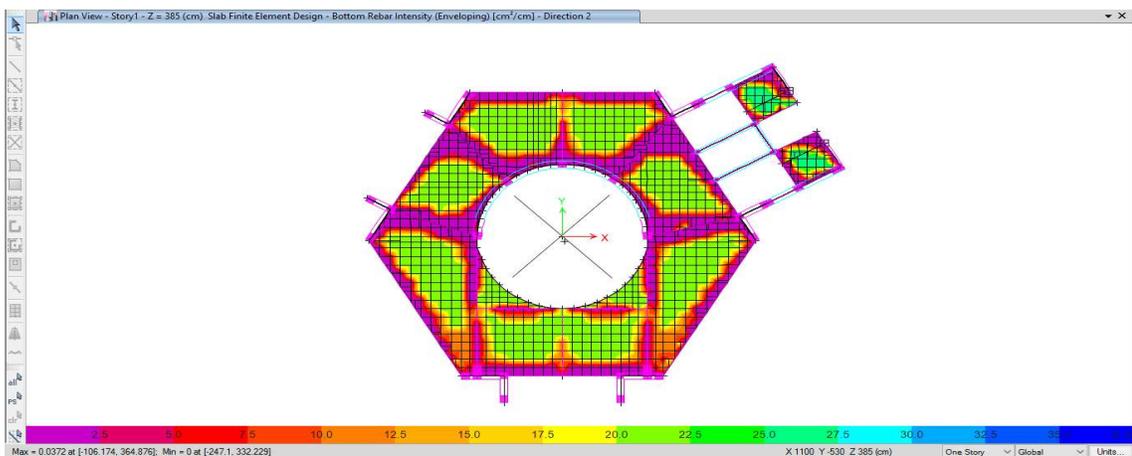


Figura 283. Diseño de Losa Entrepiso (acero inferior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)

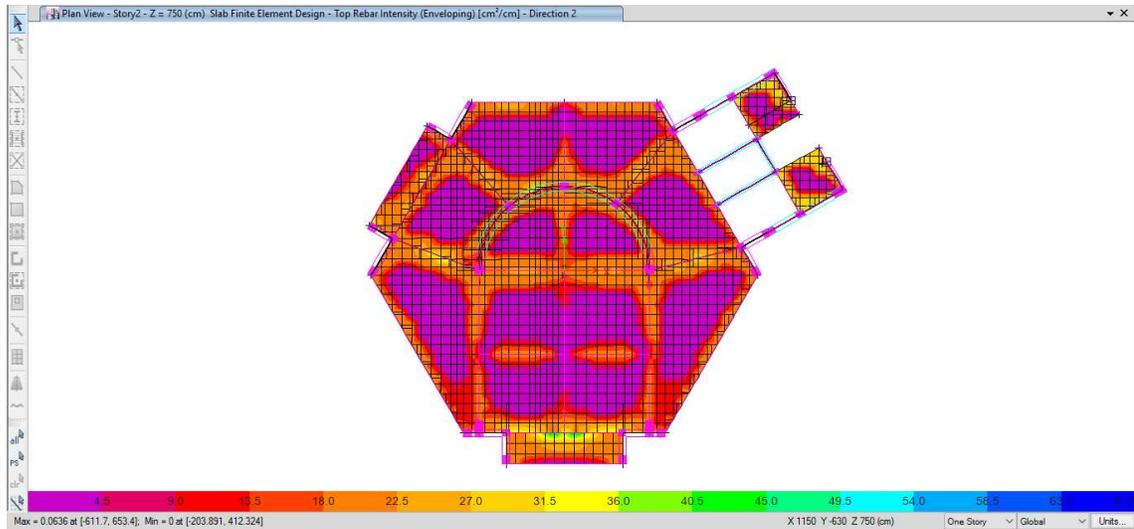


Figura 284. Diseño de Losa Azotea (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)

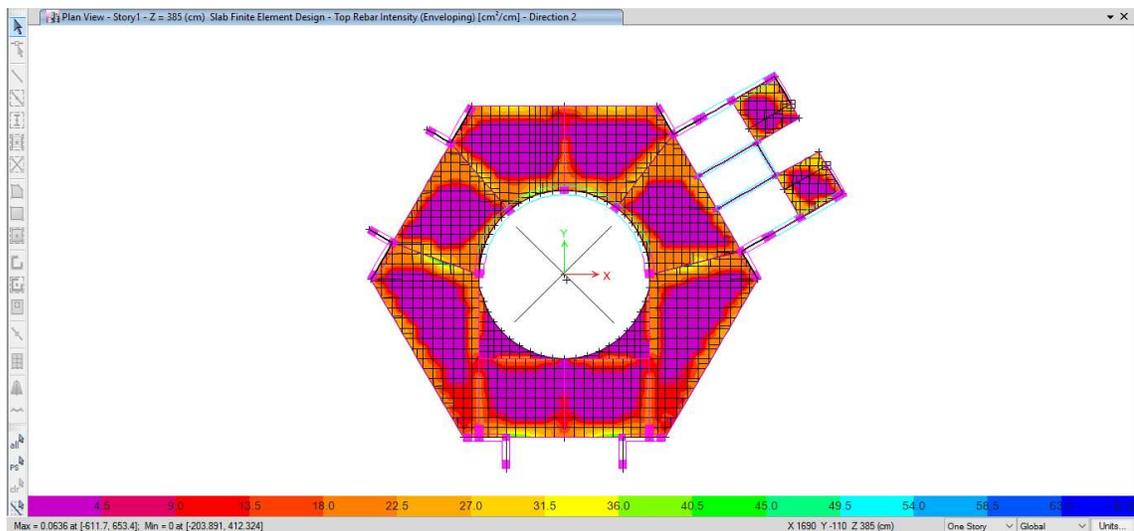


Figura 285. Diseño de Losa Entrepiso (acero superior Dirección 2) combinación Gravitacional F.C. (Bloque D)

5.11.5.4. Diseño de Muros de Concreto Reforzado

Los muros de concreto fueron revisados para los diferentes estados de carga revisando que estos cumplieran ante fuerzas cortantes, y flexo-compresión.

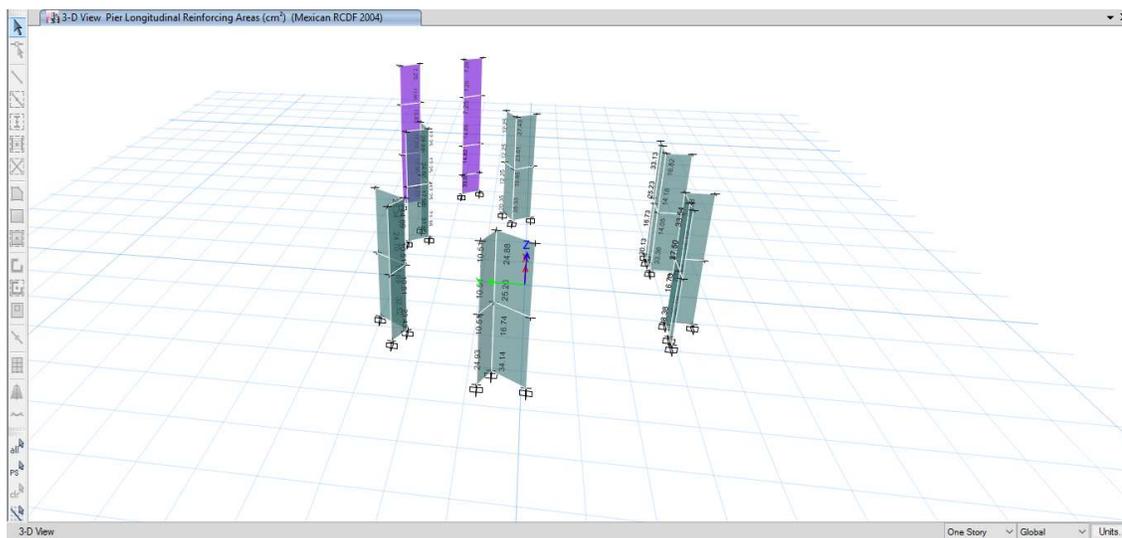


Figura 286. Diseño Acero Longitudinal en Muros (Bloque D).

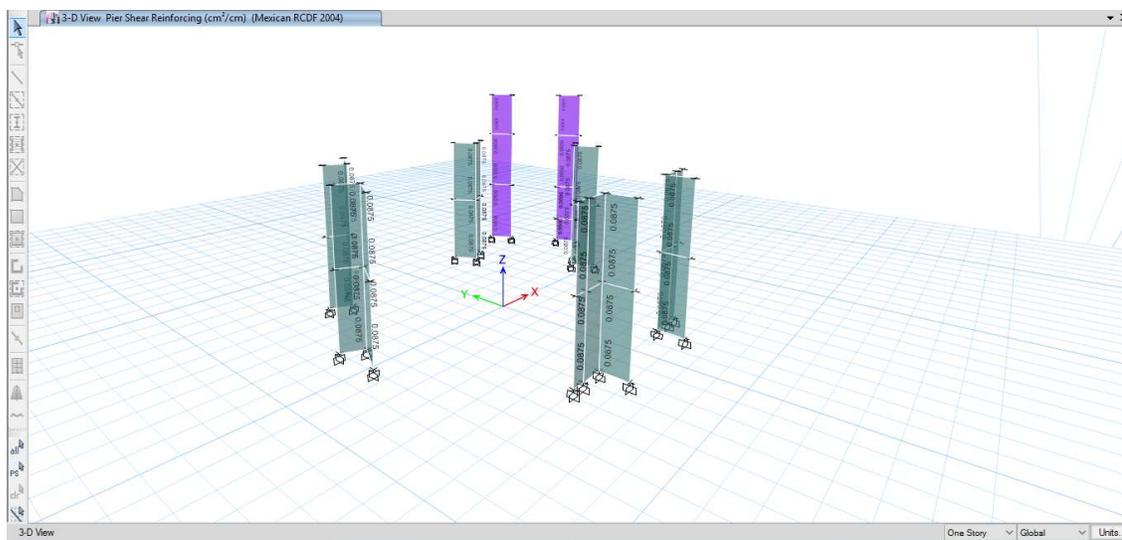


Figura 287. Diseño Acero a Cortante en Muros (Bloque D).

Tabla 126. Diseño Automatizado de Muros a Flexión, Cortante y Axial (Bloque D).

Design Code Parameters						
F_{Rb}	F_{Rt}	F_{Rc}	F_{Rv}	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0.9	0.8	0.7	0.8	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness							
Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	-451.2	-736.4	-260	-736.4	191.2	35
Bottom	Leg 1	-451.2	-736.4	-260	-736.4	191.2	35

Flexural Design for P _u , M _{u2} and M _{u3}								
Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u tonf	M _{u2} tonf-cm	M _{u3} tonf-cm	Pier A _g cm ²
Top	16.73	0.0025	0.0034	SISMO DIN 8	37.9588	167.829	-539.493	6692
Bottom	28.38	0.0042	0.0034	SISMO DIN 4	-13.4565	-390.366	-5478.602	6692

Shear Design								
Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	V _u tonf	&F;R _c tonf	&F;R _n tonf
Top	Leg 1	0.0875	SISMO DIN 4	-0.7221	472.471	48.71	12.7125	57.6828
Bottom	Leg 1	0.0875	SISMO DIN 4	-13.4565	5387.352	42.1596	12.7125	57.6828

Boundary Element Check									
Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	Stress Comp tonf/cm ²	Stress Limit tonf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	0	SISMO DIN 5	37.9588	-539.493	0.008	0.06	Not Required	Not Required
Top-Right	Leg 1	0	SISMO DIN 5	37.9588	254.993	0.007	0.06	Not Required	Not Required
Bottom-Left	Leg 1	0	SISMO DIN 5	71.3652	-3014.014	0.025	0.06	Not Required	Not Required
Bottom-Right	Leg 1	0	SISMO DIN 5	71.3652	2922.764	0.024	0.06	Not Required	Not Required

5.11.5.5. Esfuerzo Cortante en los Muros de Mampostería

Por otro lado, los principales parámetros que se revisaron fueron el esfuerzo cortante en los muros de mampostería. En la figura siguiente se muestran la distribución del esfuerzo cortante en los muros, correspondientes a la dirección X y Y del análisis respectivamente. Se aprecia en la escala de colores que no existen concentraciones de los esfuerzos cortantes en los elementos de mampostería y que además los esfuerzos actuantes son del orden de 1.9 kg/cm^2 inferiores al valor máximo de diseño de la mampostería $v'_m = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ indicado por el reglamento.

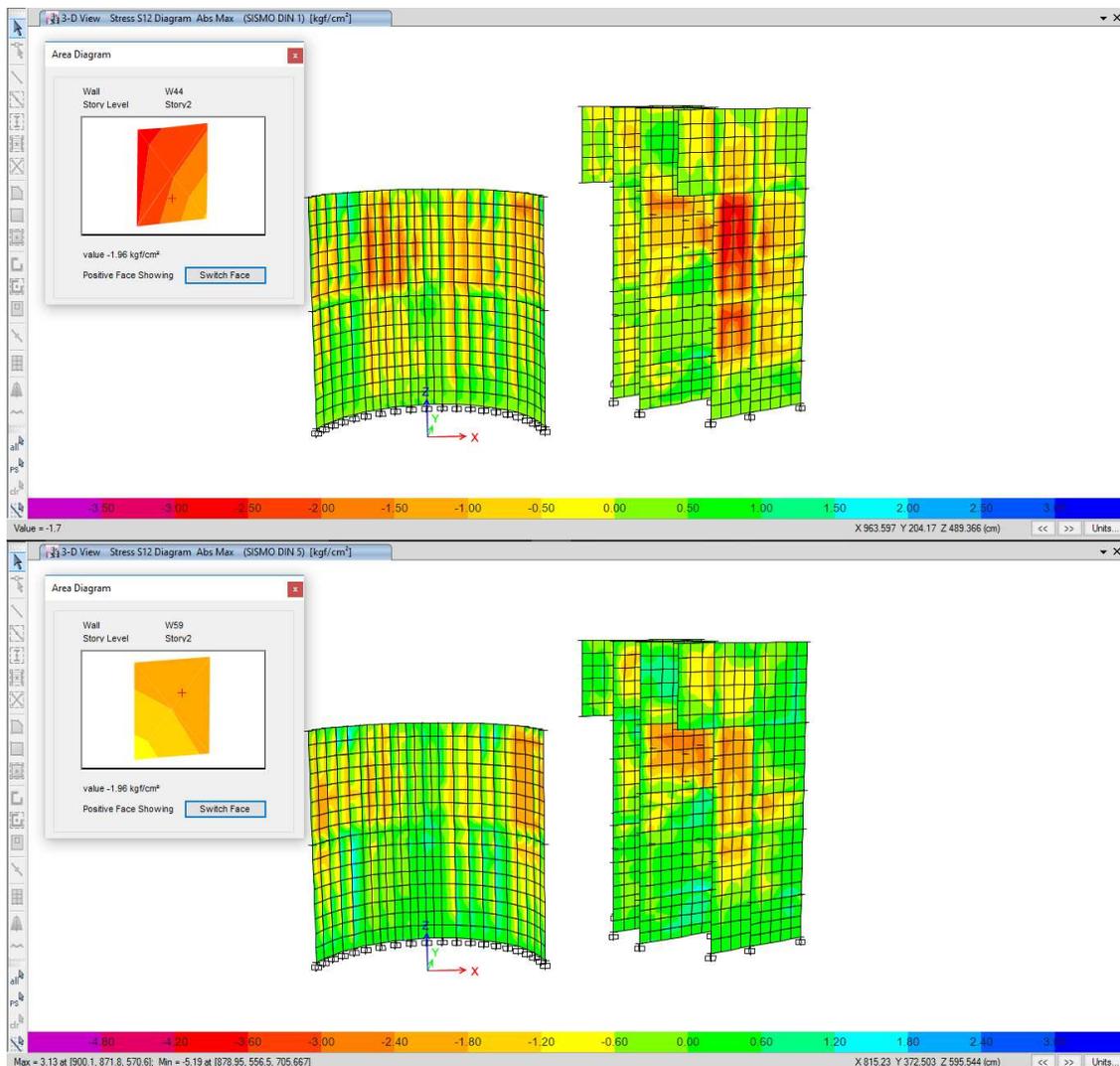


Figura 288. Esfuerzo Cortante Combinación Sísmica en Muros de Mampostería (Bloque D).

5.11.5.6. Análisis y Diseño de Cimentación

La cimentación se resolvió a base de zapatas corridas con contratrabes, diseñadas con capacidad de suelo $Q_{adm} = 8.0 \text{ ton/m}^2$ el cual puede incrementarse un 30% para los casos de carga con acciones de sismo ($Q_{adm} = 10.40 \text{ ton/m}^2$). Se puede observar que las presiones del suelo no superan las 8.0 ton/m^2 ni las 10.40 ton/m^2 (para cargas gravitacionales y accidentales respectivamente) por lo que esta es adecuada para resistir las presiones actuantes. Todos los elementos fueron revisados por estados límite de falla y estados límite de servicio.

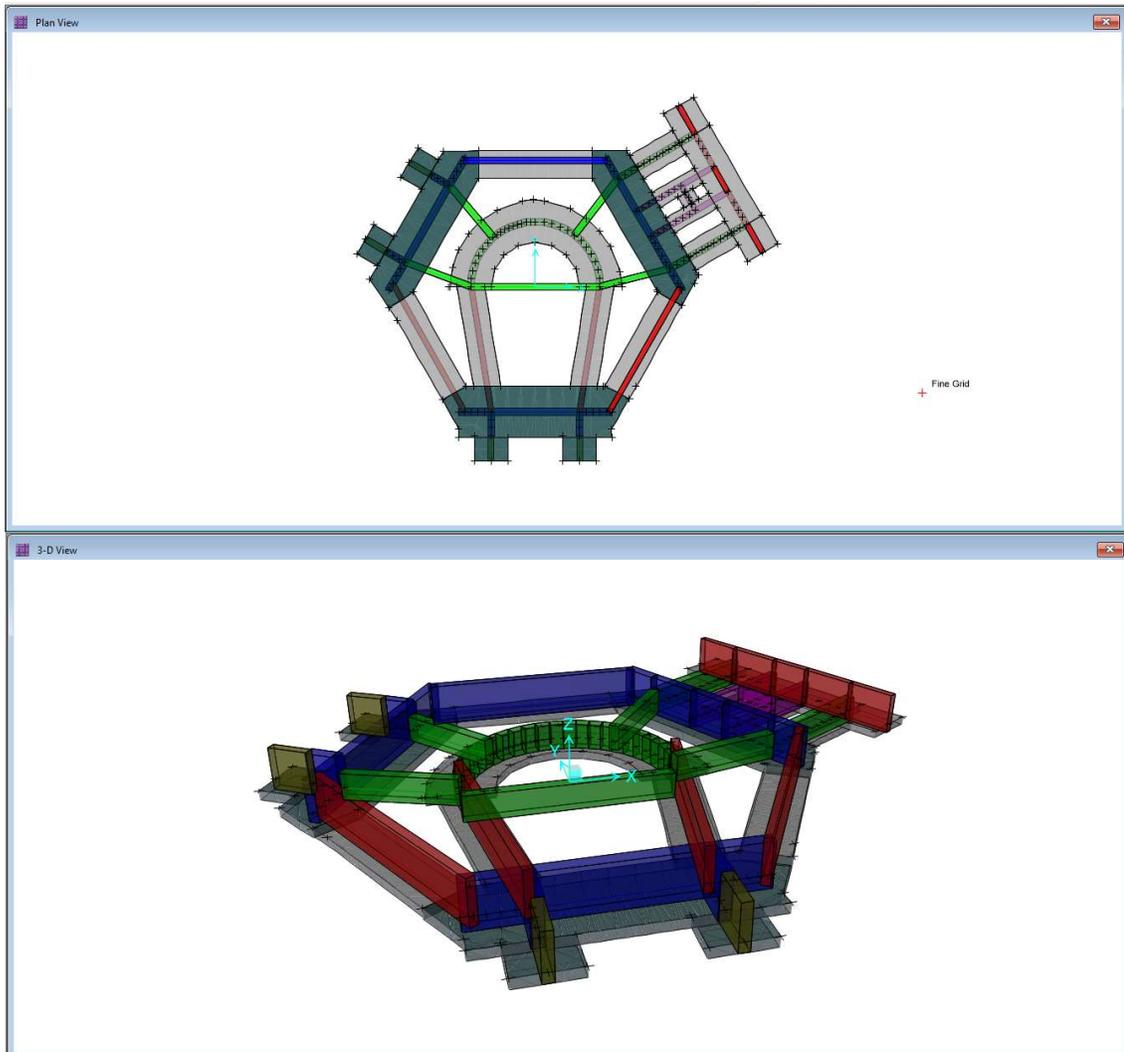


Figura 289. Modelo Estructural de Cimentación.

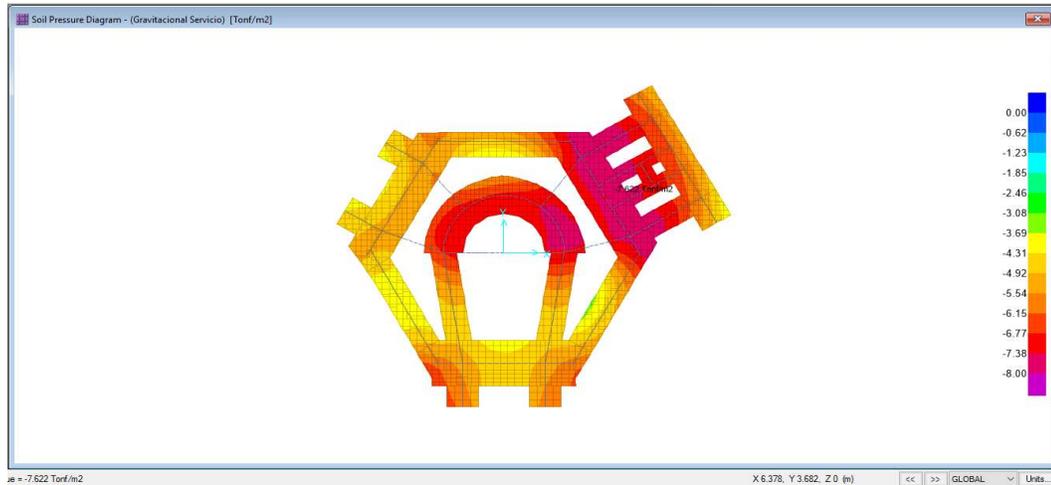


Figura 290. Esfuerzo en el Suelo por Carga Gravitacional de servicio (Bloque D).

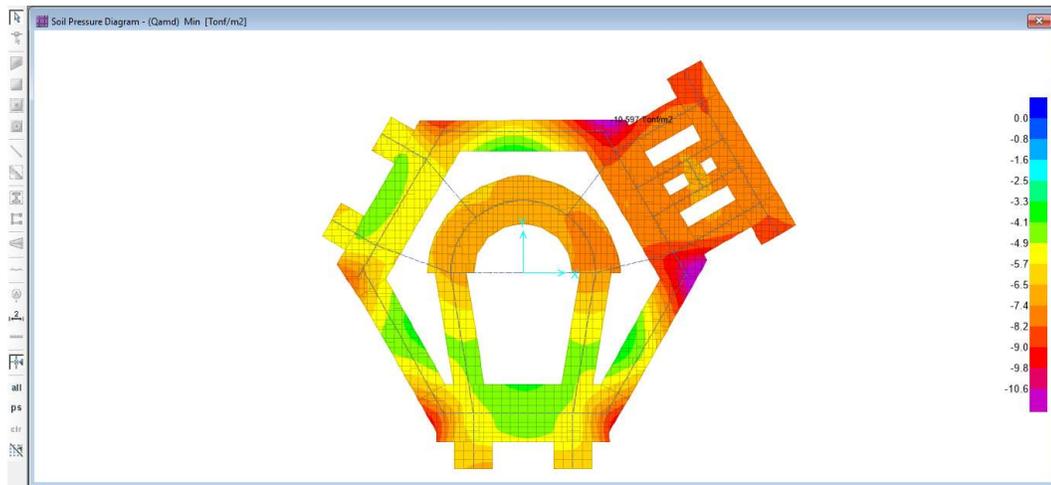


Figura 291. Esfuerzo en el suelo por carga Sísmica (Bloque D).

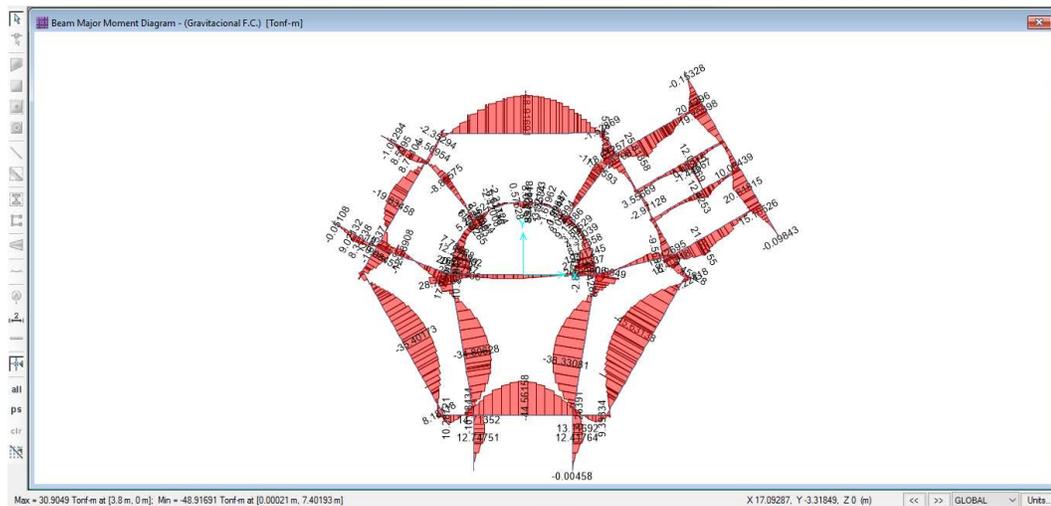


Figura 292. Momentos principales por carga gravitacional F.C.=1.4 (Bloque D).

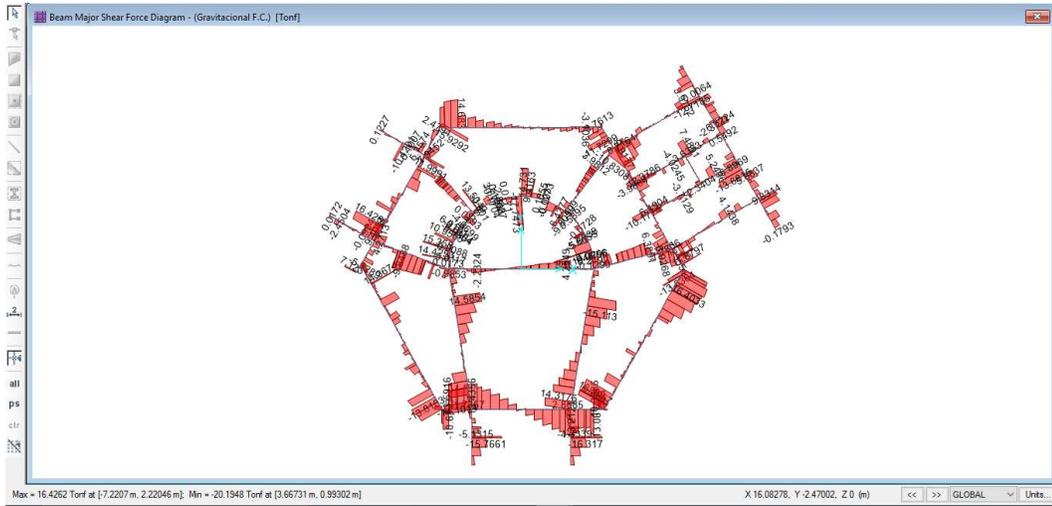


Figura 293. Cortantes principales por carga gravitacional F.C.=1.4 (Bloque D).

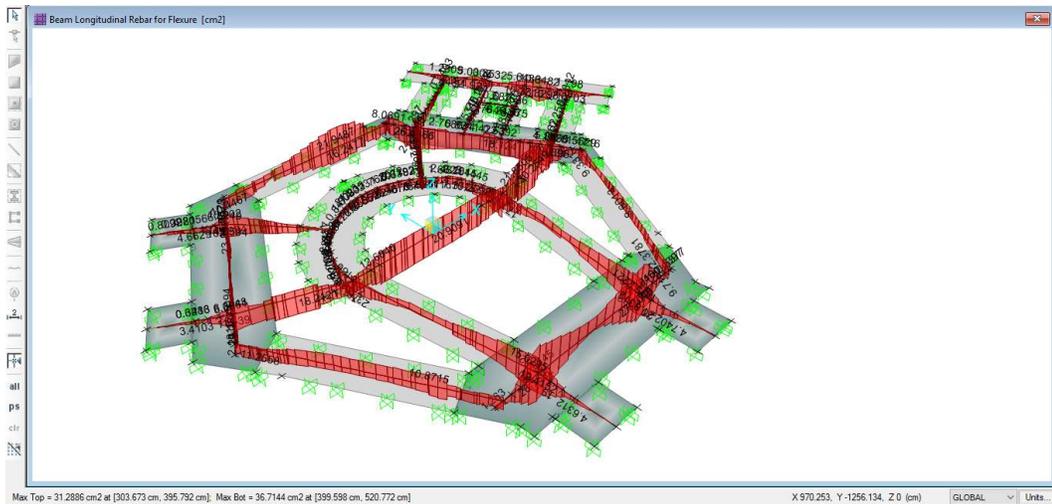


Figura 294. Acero longitudinal a flexión en contratrabes (Bloque D).

5.11.6. ARMADOS DEFINITIVOS

Todos los elementos fueron revisados por estados límite de falla y estados límite de servicio. Para fines de este trabajo se muestran algunas secciones armadas tal como columnas, contratrabes, zapatas, entre otros.

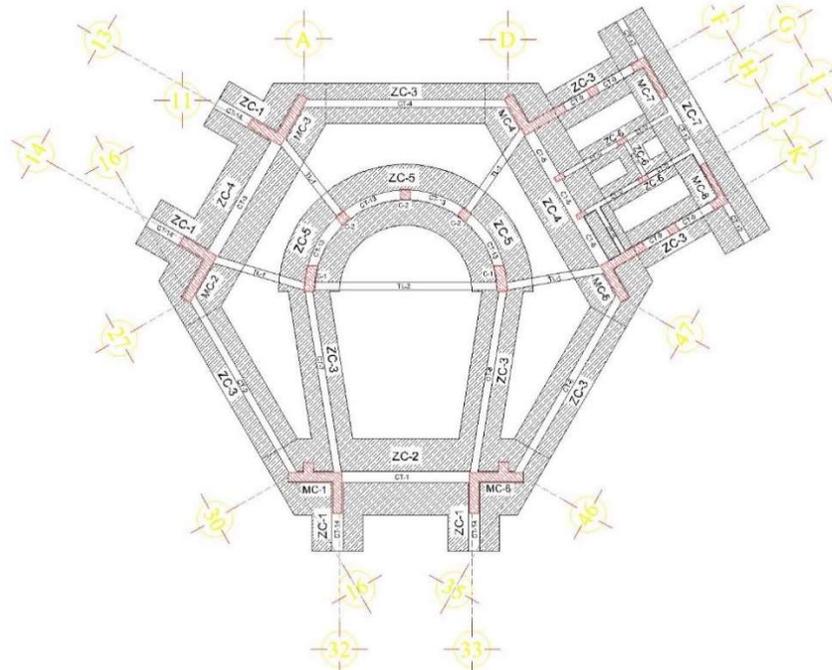


Figura 295. Planta de Cimentación (Bloque D).

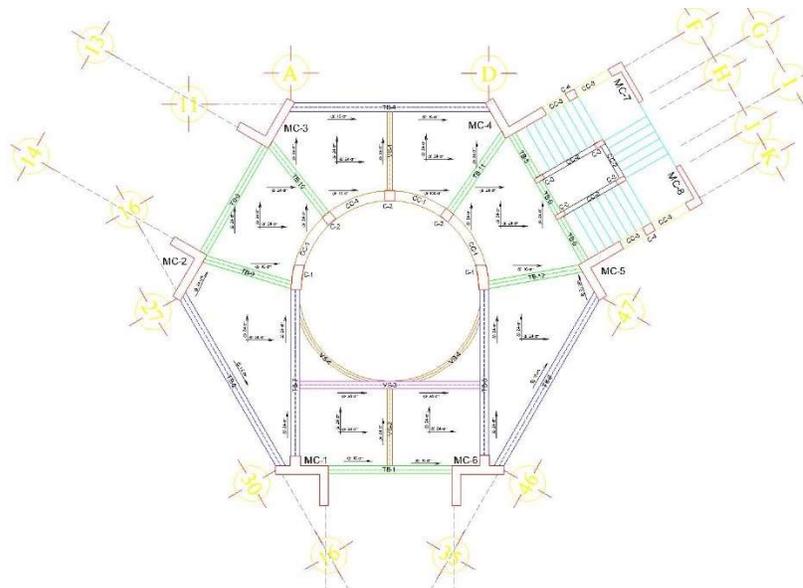


Figura 296. Losa de Entrepiso H=12cm (Bloque D).

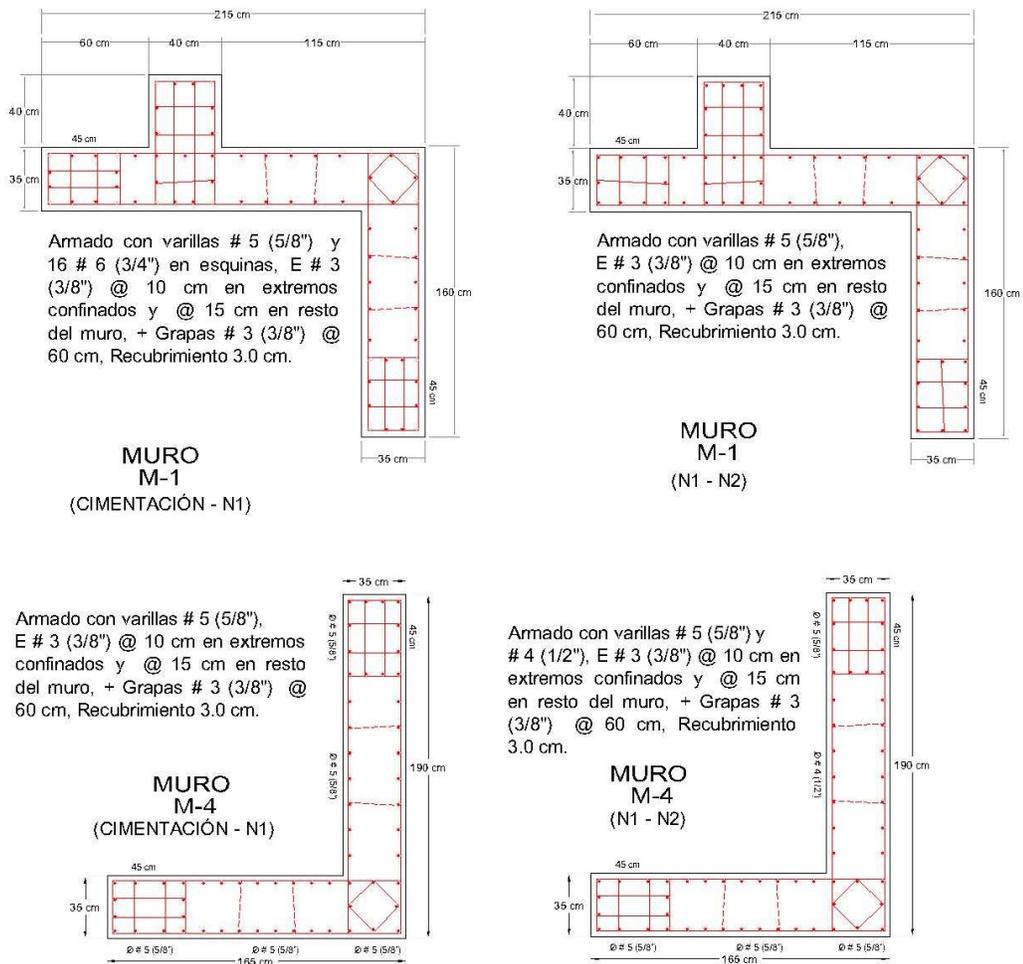


Figura 297. Armado de Muros (Bloque D).

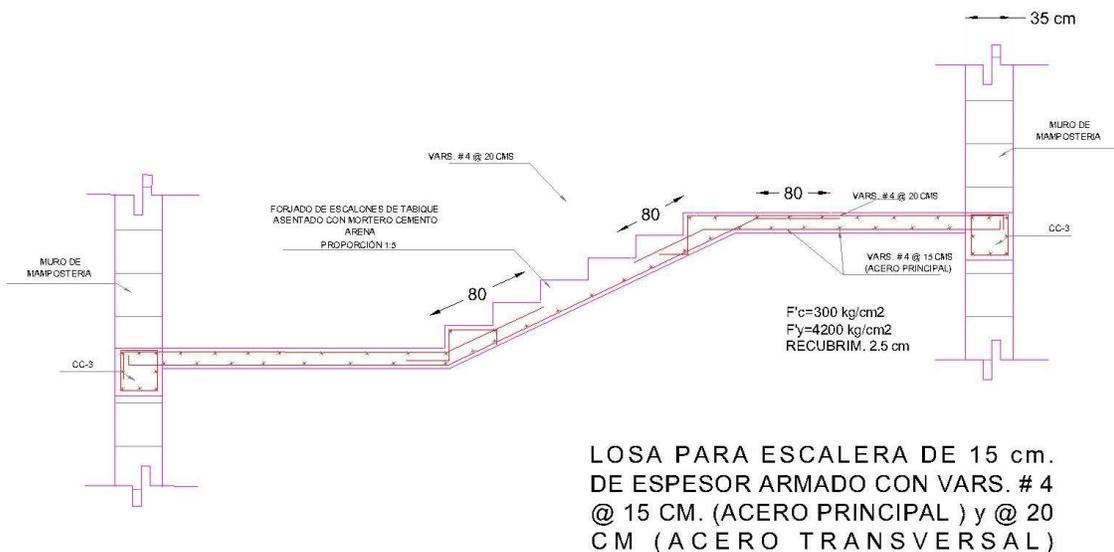
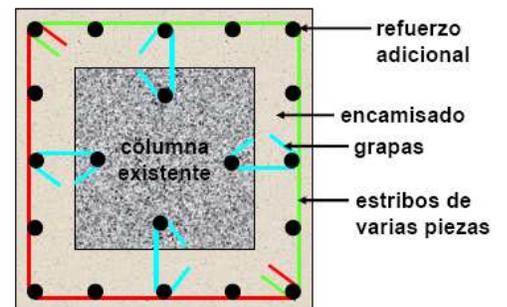


Figura 298. Armado de Rampa de Escaleras (Bloque D).

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Muchas edificaciones resultan fuertemente dañadas tras la ocurrencia de sismos de gran magnitud, generando consigo una gran pérdida económica a sus habitantes y en muchos de los casos generando hasta pérdidas humanas por el colapso parcial o total de las mismas. Gracias a la aplicación correcta de la evaluación post-sísmica detallada realizada por ingenieros especialistas en diseño estructural es posible determinar la capacidad sismo-resistente actual de las edificaciones en estudio, esto mediante una serie de análisis y cálculos estructurales realizados al inmueble para llegar a la conclusión de saber a ciencia cierta si la edificación en estudio es segura o no de usarse, si ésta requerirá intervención tal como reparación, reforzamiento, reestructuración o incluso demolición, teniendo como principal objetivo el evitar poner en riesgo la vida de las personas que ocupan dichas edificaciones.

La metodología presentada en este trabajo es una representación de lo que es una evaluación post-sísmica detalla de un edificio dañado por un sismo de gran magnitud, donde se llevó a cabo un proceso de evaluación estructural eficiente y ordenado para determinar la capacidad resistente actual del inmueble, esto mediante una serie de estudios, análisis y cálculos realizados a la edificación apoyándose con softwares especializados para análisis estructural siguiendo los lineamientos y Normas relacionadas al ámbito de construcción y diseño estructural vigentes en México y así finalmente poder demostrar físicamente, numéricamente y legalmente la necesidad de intervenir a dicha edificación a tal grado que se tomó la decisión de demolerla.

Esta metodología mostrada en este trabajo puede ser tomada como guía del proceso de evaluación post-sísmica detallada, así mismo puede seguirse los pasos utilizados por su servidor para el análisis y diseño estructural de nuevas edificaciones.

El edificio API presentó daños importantes tras el paso del sismo del 14 de junio de 2017, y de acuerdo al reporte del Servicio Sismológico Nacional este ocurrió a las 2:29:03 horas Ciudad de México con una magnitud de 7.0 M_M , cuyo epicentro fue localizado a 13 km al

Noroeste de Ciudad Hidalgo, Chiapas, a 113 km de profundidad y a una distancia de 34.80 km del edificio en estudio, además éste fue diseñado con Normas Sísmicas que en la actualidad ya no son válidas teniendo un total 43 años desde su construcción (a la fecha de la evaluación) donde actualmente para este tipo de estructuras clasificadas dentro del Grupo B su vida útil es de 50 años teniendo únicamente un restante de 7 años de vida útil, aunado a su edad avanzada y falta de mantenimiento preventivo también presenta una serie de patologías en el concreto a consecuencia de la salinidad del lugar. Al realizarle una evaluación post-sísmica detallada (Capítulo III - Evaluación Post-Sísmica del Edificio de la Administración Portuaria Integral API) se pudo determinar numéricamente que éste tiene problemas fuertes de torsión causados por su irregularidad en planta, así mismo se determinó que sus desplazamientos relativos de entrepiso son superiores a los máximos permitidos por las Normas Actuales para seguridad contra el colapso (Diseño por Sismo) y se pudo verificar que las resistencias de sus elementos estructurales tales como columnas y muros son mucho menores a las fuerzas actuantes de diseño, demostrándose con evidencia física, numérica, técnica y legal que la edificación era de RIESGO ALTO. Considerándose que una rehabilitación de los daños previamente señalados y una adecuación estructural sísmo-resistente (Capítulo IV - Propuesta de Adaptación Estructural del Edificio Actual API) resultaría en un costo muy elevado, además de que probabilísticamente la efectividad de dicha rehabilitación y adecuación no podría ser total ni podría garantizar la estabilidad de la estructura, es por eso que se tomó la decisión de desocupar el edificio y proceder a la demolición total del mismo, para ser reemplazado por uno nuevo que se ajustara adecuadamente a los requisitos que exigen las Normas y Reglamentos vigentes en relación a seguridad, eficiencia, economía y funcionalidad.

El Ingeniero Estructurista debe estar en constante actualización, debido a que los reglamentos de construcción y normas de diseño constantemente van sufriendo modificaciones y mejoras cuando en estos hay cambios significativos en conceptos, fórmulas, tolerancias de diseño, nuevas aportaciones, etc. Es importante destacar que la utilización de softwares especializados para análisis y diseño estructural es de esencial apoyo a para los ingenieros siempre y cuándo se utilicen adecuadamente ya que permite reducir el tiempo invertido en la obtención de los elementos mecánicos, aumenta la exactitud de los resultados, nos muestra

el comportamiento que la estructura tendrá ante cualquier tipo de sollicitación entre muchas otras más.

Finalmente, en lo personal, el hecho de haber participado directamente en el proceso completo de la evaluación post-sísmica, propuesta de adaptación estructural y diseño de nueva estructuración del edificio de la Administración Portuaria Integral de Tapachula Chipas me llena de satisfacción ya que pude aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de mi carrera profesional y se evitó poner en riesgo a los usuarios del edificio dañado.

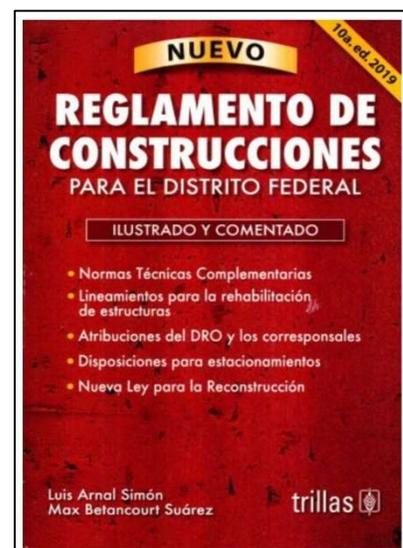
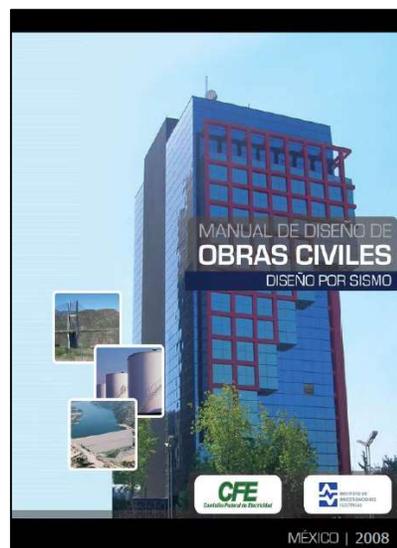
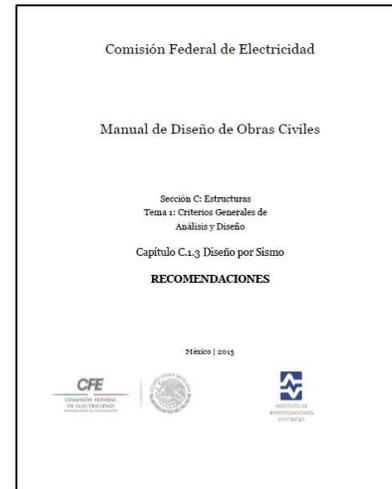
6.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda poner especial atención en las estructuras del grupo A (Hospitales, escuelas, centrales telefónicas, centrales eléctricas, entre otras.) tras el paso de sismos de gran magnitud, ya que estas son fundamentales para brindar auxilio ante cualquier catástrofe y son esenciales para el funcionamiento de la sociedad en que vivimos.

Se recomienda a las autoridades locales, colegios de profesionistas y sociedades mexicanas de ingeniería sísmica y de ingeniería estructural la creación de un comité de estructuristas evaluadores en la región para brindar pronta atención a edificios dañados tras ocurrir sismos intensos. Así mismo desarrollar cursos de actualización en el área de evaluación post-sísmica nivel 1, nivel 2 e incluso hasta nivel 3 (detallado) dirigidos a: ingenieros, arquitectos, técnicos en construcción, personal de protección civil, bomberos y personas interesadas en el tema. Además de crear un listado de profesionistas en el área de estructuras y personal que hayan recibido anteriormente dicha capacitación, a fin de que cuando ocurra alguna emergencia se tenga la información de ellos de acuerdo a su nivel de capacitación.

Se recomienda a los propietarios de edificaciones existentes las cuales hayan sido diseñadas con Normas anteriores o incluso edificaciones que simplemente hayan sido construidas sin seguir ningún lineamiento normativo, que contraten a ingenieros especialistas en el área de estructuras para la elaboración de dictámenes técnicos de seguridad estructural a fin de conocer la capacidad sismo-resistente de sus edificaciones y poder tomar decisiones de reforzamientos, adecuaciones y mejoras antes de ocurrir sismos que pudieran ocasionar el colapso de los mismos, esto para evitar tener pérdidas económicas mayores o aún peor tener pérdidas humanas.

BIBLIOGRAFÍA



BIBLIOGRAFÍA

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (MÉXICO – 2008). MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. DISEÑO POR SISMO.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA (6 DE OCTUBRE DE 2004), TOMO I NO. 103-BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (6 DE OCTUBRE DE 2004), TOMO I NO. 103-BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES (6 DE OCTUBRE DE 2004), TOMO II NO. 103-BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES (6 DE OCTUBRE DE 2004), TOMO II NO. 103-BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO (6 DE OCTUBRE DE 2004), TOMO II NO. 103-BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (15 DE DICIEMBRE DE 2017). NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA LA REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES (NTC-RSEE). TOMO NO. 220 BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (15 DE DICIEMBRE DE 2017). NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES. TOMO NO. 220 BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (15 DE DICIEMBRE DE 2017). NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO POR SISMO. TOMO NO. 220 BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (15 DE DICIEMBRE DE 2017). NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. TOMO NO. 220 BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (15 DE DICIEMBRE DE 2017). NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA. TOMO NO. 220 BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (15 DE DICIEMBRE DE 2017). NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES. TOMO NO. 220 BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

GUZMÁN ALFARO, J. S. (JUNIO 2013). “ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO APLICANDO EL SOFTWARE SAP2000”. TAPACHULA, CHIAPAS

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (04 DE DICIEMBRE DE 2017). NORMAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO DAÑADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017. TOMO NO. 211 BIS. GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL.

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL (SEPTIEMBRE 2006). DICTAMEN ESTRUCTURAL CORRESPONDIENTE AL PROYECTO ESTRUCTURAL TORRE “PLAZA JUÁREZ” (TORRE TLATELOLCO). MÉXICO DISTRITO FEDERAL.

GAMA, A. (2002) “MANUAL DE LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE CHILPANCINGO, GUERRERO”, PUBLICACIÓN INTERNA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUERRERO, CHILPANCINGO, MÉXICO.

RMCH, (1999) REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL MUNICIPIO DE CHILPANCINGO, GRO. GACETA OFICIAL DEL H. AYUNTAMIENTO, CHILPANCINGO, GUERRERO, MÉXICO.

INIFED (2011) NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA ESTUDIOS PROYECTOS CONSTRUCCIÓN E INSTALACIONES, INSTITUTO NACIONAL DE LA

INFRAESTRUCTURA FÍSICA EDUCATIVA, VOLUMEN 4, SEGURIDAD ESTRUCTURAL, TOMO VII, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

GONZÁLEZ CUEVAS O. M. Y ROBLES FERNÁNDEZ F. (MEXICO 2005) “ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO”. CUARTA EDICIÓN, LIMUSA.

ALVARENGA CARDOZA M. S., GARCÍA RAMÍREZ C. E. Y PÉREZ DE LÉON K. L. (2017). “PROPUESTA DE ÍNDICE DE DAÑO ESTRUCTURAL PARA CUANTIFICAR EL NIVEL DE AFECTACIÓN EN ESTRUCTURAS EN ZONAS URBANAS DESPUÉS DE UN SISMO”. UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL.

ANDRÉS GAMA GARCÍA, HUGÓN JUÁREZ GARCÍA, ROBERTO ARROYO MATUS. “AVANCES RECIENTES EN LAS METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES TÍPICAS”. SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL. XVIII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL ACAPULCO, GUERRERO, 2012.

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES, AGENCIA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL DEL JAPÓN (1999). “CURSO SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS”. PRIMERA EDICIÓN. MÉXICO.

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (MÉXICO – 2015). “MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES”. DISEÑO POR SISMO.

MORA CHAPARRO, J.C., GONZÁLEZ HERRERA, R., AGUIRRE GONZÁLEZ, J., GARCÍA MORENO, L.M., RUEDA IBARRA, J.A., CÁRDENAS SARMIENTO, R.A. LOVERA SALAZAR, S.B., GIL RÍOS, A., JIMÉNEZ FRANCO, A., PAREDES VICTORIO, V.E., EDÉN TAMAYO, O.I., HERNÁNDEZ ARRAZATE, R., CRUZ GUTIÉRREZ, J.A., CARRASCO ALFARO, C., VELÁZQUEZ HERNÁNDEZ, A.M., MOLINA SANTOS, R., LÓPEZ LENA, D.L., GÓMEZ JUAN, E.A., FLORES COUTIÑO, R.C., SOLÍS ESCALANTE, A. Y ZAVALA DE LOS SANTOS, C.A. (2012). “MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE TAPACHULA DE CÓRDOBA Y ORDOÑEZ, CHIAPAS”. TAPACHULA CHIAPAS.

ANEXOS



Geortec S.A. de C.V. Teléfono: 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 33 66
R.F.C. GE090804-3AS

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYE A COMPRESION SIMPLE DE CORAZONES DE CONCRETO HIDRAULICO

"INMUEBLE QUE OCUPAN LAS OFICINAS DE LA ADMINISTRACION
PORTUARIA INTEGRAL (API)"

Av. Río Orizaba No. 24, (Altos) Col. 24 de Junio Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
Para mayor información consulte la página internet: www.geortec.com.mx E-mail: geotecn@geortec.com.mx
El contenido de este documento, es responsabilidad de la empresa, queda prohibida su reproducción total o parcial.



Geortec S.A. de C.V. Teléfono: 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 33 66
R.F.C. GE090804-3AS

Estudio para el inmueble que ocupa las oficinas operativas de administración portuaria integral (API).

Ubicación:

Tapachula de Córdova y Ordoñez, Chiapas.

Ordenado por:

LRG infraestructura y construcciones S.A de C.V.

Lugar y fecha de expedición del informe:

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; 14 Agosto de 2017.

Av. Río Orizaba No. 24, (Altos) Col. 24 de Junio Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
Para mayor información consulte la página internet: www.geortec.com.mx E-mail: geotecn@geortec.com.mx
El contenido de este documento, es responsabilidad de la empresa, queda prohibida su reproducción total o parcial.



**LRG INFRAESTRUCTURA Y
CONSTRUCCION S.A. DE C.V.**
PROYECTOS CONSTRUCCIONES TOPOGRAFIA MANTENIMIENTO
RFC: LIC131004PDA

INFORME TOPOGRÁFICO "REVISIÓN DE DESPLOME DE COLUMNAS" DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL (API).



14 AV. SUR No. 56 TEL: 0196236255181 CORREO ELECTRONICO: CONSTRUCCIONES_45@HOTMAIL.COM
COL.CENTRO C.P.30700 TAPACHULA CHIAPAS. DESCRIPCION: "REVISIÓN DE DESPLOME DE COLUMNAS"

ANEXO A.

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYE A COMPRESIÓN SIMPLE DE CORAZONES DE CONCRETO HIDRÁULICO



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYE A COMPRESION SIMPLE DE CORAZONES DE CONCRETO HIDRAULICO

"INMUEBLE QUE OCUPAN LAS OFICINAS DE LA ADMINISTRACION
PORTUARIA INTEGRAL (API)"



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

**INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYE A COMPRESION SIMPLE
DE CORAZONES DE CONCRETO HIDRAULICO**

**“INMUEBLE QUE OCUPAN LAS OFICINAS DE LA ADMINISTRACION
PORTUARIA INTEGRAL (API)”**



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Índice.

Introducción	1
Informes técnicos	2
Observaciones	3
Informe de resultados	4
Anexos	7
Localización de zona sísmica	8
Croquis de localización de muestras	9
Informe de calibración de prensa hidráulica	11
Reporte fotográfico	16
Conclusión	19



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Introducción.

LRG Infraestructura y construcción, S.A. de C.V. el “cliente”, encomendó a Geortec, S.A. de C.V. el “laboratorio” la determinación de resistencia a compresión simple de corazones de concreto hidráulico extraídos de las columnas del inmueble que ocupan las oficinas operativas de la administración portuaria integral (API), ubicada en Puerto Chiapas en Tapachula de Córdova y Ordoñez, Chiapas.

Las instalaciones de la administración portuaria integral (API), se encuentra ubicada en una zona sísmica tipo D (figura A).

El inmueble que ocupan las oficinas operativas de la administración portuaria integral (API) ya rebasa los 30 años de servicio.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Informes técnicos.

Visita a la obra:

El día 11 de agosto del presente, se realizó la visita a las instalaciones de la administración portuaria integral (API), ubicada en puerto Chiapas en Tapachula de Córdova y Ordoñez, Chiapas, con la finalidad de realizar las extracciones de corazones de concreto de las columnas seleccionadas por el cliente en el inmueble que ocupan las oficinas operativas, para ello se realizó el siguiente programa.

Exploración y muestreo:

Se extrajeron dos corazones de concreto por columnas para la realización de ensayos a compresión simple en el laboratorio central para determinar la resistencia del concreto hidráulico de dichas columnas.

Pruebas de campo:

Se extrajeron corazones de concreto con una broca de diámetro exterior de 2" debido al tipo de armado del acero de refuerzo observado en las columnas dañadas, el acuerdo de la extracción de corazones de concreto hidráulico con una broca de 2" de diámetro exterior fue aceptado por el cliente debido a la falta de espacio en el armado en las columnas para la extracción de núcleos de mayor dimensión.

Pruebas de laboratorio central:

De las muestras recuperadas de corazones de concreto hidráulico se realizaron ensayos a compresión simple para determinar la resistencia promedio de las columnas.

2



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Observaciones.

El Reglamento de Construcciones, indica que para la revisión de estados límite de falla se deberán comparar la resistencia del suelo (capacidad de carga admisible) con las acciones de diseño que resulten más desfavorables entre la combinación de descarga máxima en condiciones estáticas y la condición dinámica.

Los estados límites de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la cimentación o de cualquiera de sus miembros o al hecho de que, sin que se logre la capacidad de carga, se presenten daños irreversibles que afecten su resistencia ante acciones futuras. Se deberán de revisar en el cálculo estructural que no se alcancen estados de este tipo de falla local o colapso general, extracción, movimiento lateral, flotación, desequilibrio estático, etc. Cada uno de los estados límites de falla deberán de evaluarse para las condiciones más críticas durante la construcción, para instantes inmediatamente posteriores a la puesta en servicio de la estructura y para tiempos del orden de la vida útil de la misma.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Informe de resultados.

Los presentes resultados están basados en las siguientes normas aplicables a la extracción y ensaye de corazones de concreto hidráulico:

- NMX-C-169-1997-ONNCCE “Industria de la construcción-Concreto- Obtención y prueba de corazones y vigas extraídos de concreto endurecido”
- NMX-C-160-ONNCCE “Industria de la construcción-Concreto- Elaboración y curado de especímenes de concreto”
- NMX-C-109-ONNCCE “Industria de la construcción- Concreto hidráulico – cabeceo de especímenes”
- NMX-C-083-ONNCCE “Industria de la construcción-Concreto- Determinación de la resistencia a compresión”

ANEXO A. INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYE A COMPRESIÓN SIMPLE DE CORAZONES DE CONCRETO HIDRÁULICO

Página | 265



Geortec S.A. de C.V.

AV. RIO GRUJALVA # 24 (ALTOS) COL. 24 DE JUNIO, TUXTLA GUTIERREZ CHIAPAS
TEL/FAX 019-616-3313 E-mail: servicios@geortec.com.mx

INFORME DE RESULTADOS DE NUCLEOS DE CONCRETO

OBRA: INMUEBLE QUE OCUPAN LAS OFICINAS DE ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL DE PUERTO MADERO
UBICACION: PUERTO CHIAPAS, CHIAPAS
PROPIEDAD: SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
CONSTRUCTORA: LGR INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCION S.A. DE C.V.
EMPRESA SUPERVISORA: SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

INFORME: **103**
HOJA: **1/2**

FECHA EMISIÓN: **18 de agosto de 2017**
FECHA DE MUESTREO: **11 de agosto de 2017**

FECHA DE COLADO:		LOCALIZACIÓN EN PLANOS:												
DESCONOCIDO		COLUMNA, EJE B/3, PLANTA BAJA												
RELACION DE ESBELTEZ h/D=						FECHA DE EXTRACCION:								
-						cm						11-ago-17		
CODIGO	FECHA ENSAYO	DIAMETRO	ÁREA	ALTURA	PESO	CARGA RUPTURA	RESISTENCIA (kgf/cm ²)				FACTOR	ESFUERZO CORREGIDO	TIPO DE FALLA *	
NUCLEO		cm	cm ²	cm	g	kgf	h/D	3 DIAS	7 DIAS	>28 DIAS	CORRECTIVO	kg/cm ²		
01-01	18-ago-17	4.44	15.48	7.96	261	3280	1.79	-	-	211.84	0.99	209.73	2	
01-02	18-ago-17	4.44	15.48	8.90	332	2980	2.00	-	-	192.47	1.00	192.47	2	
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
PROMEDIO:												201.1		

FECHA DE COLADO:		LOCALIZACIÓN EN PLANOS:												
DESCONOCIDO		COLUMNA, EJE D/4, PLANTA BAJA												
RELACION DE ESBELTEZ h/D=						FECHA DE EXTRACCION:								
-						cm						11-ago-17		
CODIGO	FECHA ENSAYO	DIAMETRO	ÁREA	ALTURA	PESO	CARGA RUPTURA	RESISTENCIA (kgf/cm ²)				FACTOR	ESFUERZO CORREGIDO	TIPO DE FALLA *	
NUCLEO		cm	cm ²	cm	g	kgf	h/D	3 DIAS	7 DIAS	>28 DIAS	CORRECTIVO	kg/cm ²		
02-01	18-ago-17	4.44	15.48	6.72	277	1230	1.51	-	-	79.44	0.97	77.06	2	
02-02	18-ago-17	4.44	15.48	7.21	229	1110	1.62	-	-	71.69	1.00	71.69	2	
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
PROMEDIO:												74.4		

FECHA DE COLADO:		LOCALIZACIÓN EN PLANOS:												
DESCONOCIDO		COLUMNA, EJE A/2, PLANTA BAJA												
RELACION DE ESBELTEZ h/D=						FECHA DE EXTRACCION:								
-						cm						11-ago-17		
CODIGO	FECHA ENSAYO	DIAMETRO	ÁREA	ALTURA	PESO	CARGA RUPTURA	RESISTENCIA (kgf/cm ²)				FACTOR	ESFUERZO CORREGIDO	TIPO DE FALLA *	
NUCLEO		cm	cm ²	cm	g	kgf	h/D	3 DIAS	7 DIAS	>28 DIAS	CORRECTIVO	kg/cm ²		
03-01	18-ago-17	4.44	15.48	7.91	282	4900	1.78	-	-	316.47	0.99	313.31	2	
03-02	18-ago-17	4.44	15.48	6.97	226	4650	1.57	-	-	300.33	0.98	294.32	2	
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
PROMEDIO:												303.8		

Datos generales:

Premezcladora: ---
f'c = ---
OBSERVACIONES: -----

Notas:

1) EL SISTEMA GENERAL DE UNIDADES DE MEDIDA (S.G.U.M.), ES EL ÚNICO SISTEMA RECONOCIDO POR LA LEY FEDERAL DE METROLOGÍA Y NORMALIZACIÓN, POR LO TANTO, SU USO ES OBLIGATORIO, PARA CONVERTIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO REPORTADA A SU EQUIVALENTE EN EL S.G.U.M. EL FACTOR DE CONVERSION ES EL SIGUIENTE: 1 MPa = 10.197 kgf/cm² DONDE "MPa" ES EL SÍMBOLO DE LA UNIDAD "megapascal".
2) NORMAS APLICABLES: NMX-C-083-ONNCC-2002 "DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS DE CONCRETO", NMX-C-109-ONNCC-2010 "CABEEZO DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO", Y NMX-C-169-ONNCC-2009 "EXTRACCIÓN DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS O PRISMÁTICOS DE CONCRETO HIDRÁULICO ENDURECIDO".

Revisó	Autorizó	Vo. Bo.
Ing. Erick Alberto Hernández González	Ing. Benito Mendez Ortiz	Ing. José Carlos Jiménez Muñoz
Elaboración de Informes	Signatario de Laboratorio	Jefatura de Control de Calidad

ANEXO A. INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYE A COMPRESIÓN SIMPLE DE CORAZONES DE CONCRETO HIDRÁULICO

Página | 266



Geortec S.A. de C.V.

AV. RIO GRUALVA # 24 (ALTOS) COL. 24 DE JUNIO, TUXTLA GUTIERREZ CHIAPAS
TEL/FAX 019-616-3313 E-mail: servicios@geortec.com.mx

INFORME DE RESULTADOS DE NUCLEOS DE CONCRETO

OBRA: INMUEBLE QUE OCUPAN LAS OFICINAS DE ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL DE PUERTO MADERO

INFORME: **103**

UBICACION: PUERTO CHIAPAS, CHIAPAS

HOJA: **2/2**

PROPIEDAD: SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

FECHA EMISIÓN: **18 de agosto de 2017**

CONSTRUCTORA: LGR INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCION S.A. DE C.V.

FECHA DE MUESTREO: **11 de agosto de 2017**

EMPRESA SUPERVISORA: SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

FECHA DE COLADO:		DESCONOCIDO		LOCALIZACIÓN EN PLANOS:										COLUMNA, EJE E3, PLANTA ALTA			
RELACION DE ESBELTEZ h/D=						-		cm		FECHA DE EXTRACCIÓN:						11-ago-17	
CODIGO	FECHA ENSAYO	DIAMETRO	ÁREA	ALTURA	PESO	CARGA RUPTURA	RESISTENCIA (kgf/cm ²) NMX-C-083-ONNCCCE-2002				FACTOR	ESFUERZO CORREGIDO	TIPO DE FALLA *				
NUCLEO		cm	cm ²	cm	g	kgf	h/D	3 DIAS	7 DIAS	>28 DIAS	CORRECTIVO	kgf/cm ²					
04-01	18-ago-17	4.44	15.48	8.22	301	3350	1.85	-	-	216.37	0.99	214.20	2				
04-02	18-ago-17	4.44	15.48	6.91	249	4080	1.56	-	-	263.51	0.97	255.61	2				
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--				
PROMEDIO:												234.9					

FECHA DE COLADO:		DESCONOCIDO		LOCALIZACIÓN EN PLANOS:										COLUMNA, EJE B3, PLANTA ALTA			
RELACION DE ESBELTEZ h/D=						-		cm		FECHA DE EXTRACCIÓN:						11-ago-17	
CODIGO	FECHA ENSAYO	DIAMETRO	ÁREA	ALTURA	PESO	CARGA RUPTURA	RESISTENCIA (kgf/cm ²) NMX-C-083-ONNCCCE-2002				FACTOR	ESFUERZO CORREGIDO	TIPO DE FALLA *				
NUCLEO		cm	cm ²	cm	g	kgf	h/D	3 DIAS	7 DIAS	>28 DIAS	CORRECTIVO	kgf/cm ²					
05-01	18-ago-17	4.44	15.48	6.24	217	4540	1.41	-	-	293.22	0.96	281.49	2				
05-02	18-ago-17	4.44	15.48	8.16	288	4650	1.84	-	-	300.33	0.99	297.32	2				
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--				
PROMEDIO:												289.4					

FECHA DE COLADO:		DESCONOCIDO		LOCALIZACIÓN EN PLANOS:										COLUMNA, EJE E5, PLANTA ALTA			
RELACION DE ESBELTEZ h/D=						-		cm		FECHA DE EXTRACCIÓN:						11-ago-17	
CODIGO	FECHA ENSAYO	DIAMETRO	ÁREA	ALTURA	PESO	CARGA RUPTURA	RESISTENCIA (kgf/cm ²) NMX-C-083-ONNCCCE-2002				FACTOR	ESFUERZO CORREGIDO	TIPO DE FALLA *				
NUCLEO		cm	cm ²	cm	g	kgf	h/D	3 DIAS	7 DIAS	>28 DIAS	CORRECTIVO	kgf/cm ²					
06-01	18-ago-17	4.44	15.48	8.61	313	2130	1.94	-	-	137.57	1.00	137.57	2				
06-02	18-ago-17	4.44	15.48	5.62	188	1950	1.27	-	-	125.94	0.94	118.39	2				
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--				
PROMEDIO:												128.0					

Datos generales:

Premezcladora: ----

f'c = ----

OBSERVACIONES: ----

Notas:

1) EL SISTEMA GENERAL DE UNIDADES DE MEDIDA (S.G.U.M.), ES EL ÚNICO SISTEMA RECONOCIDO POR LA LEY FEDERAL DE METROLOGÍA Y NORMALIZACIÓN. POR LO TANTO, SU USO ES OBLIGATORIO. PARA CONVERTIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO REPORTADA A SU EQUIVALENTE EN EL S.G.U.M. EL FACTOR DE CONVERSIÓN ES EL SIGUIENTE: 1 MPa = 10,197 kgf/cm² DONDE "MPa" ES EL SÍMBOLO DE LA UNIDAD "megapascal".
2) NORMAS APLICABLES: NMX-C-083-ONNCCCE-2002 "DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS DE CONCRETO"; MX-C-109-ONNCCCE-2010 "CABECED DE ESPECIMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO"; Y NMX-C-169-ONNCCCE-2009 "EXTRACCIÓN DE ESPECIMENES CILÍNDRICOS O PRISMÁTICOS DE CONCRETO HIDRÁULICO ENDURECIDO".

Revisó	Autorizó	Vo. Bo.
Ing. Erick Alberto Hernández González	Ing. Benito Mendez Ortiz	Ing. José Carlos Jiménez Muñoz
Elaboración de Informes	Signatario de Laboratorio	Jefatura de Control de Calidad



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

ANEXOS



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Localización de Zonas sísmicas.

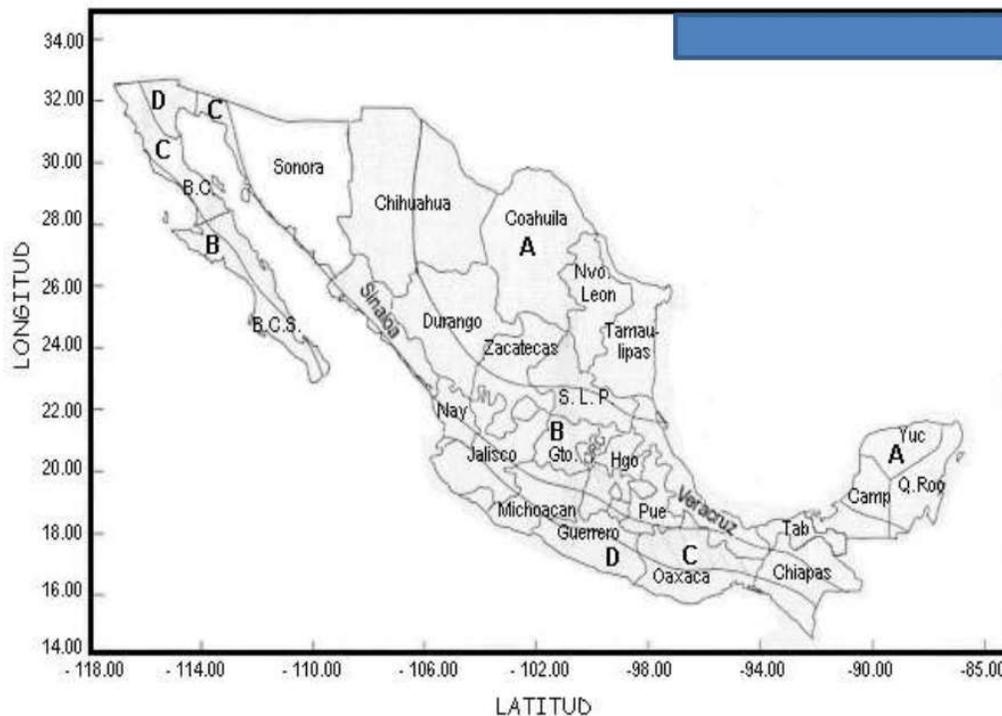
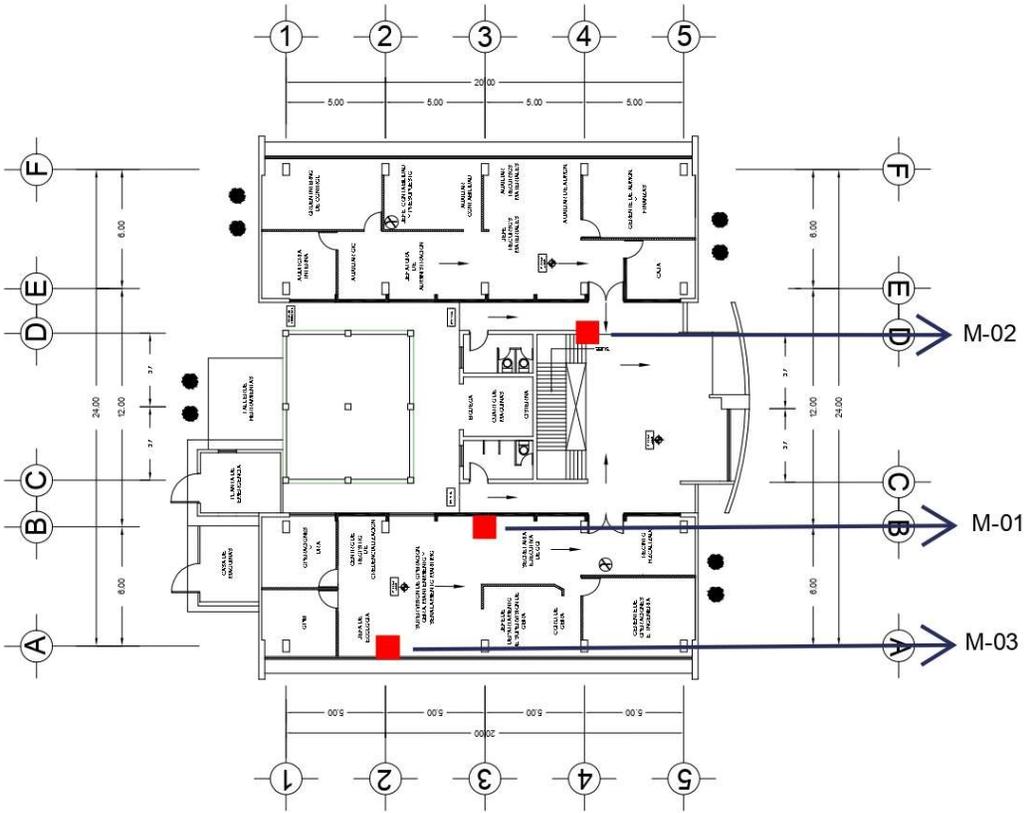
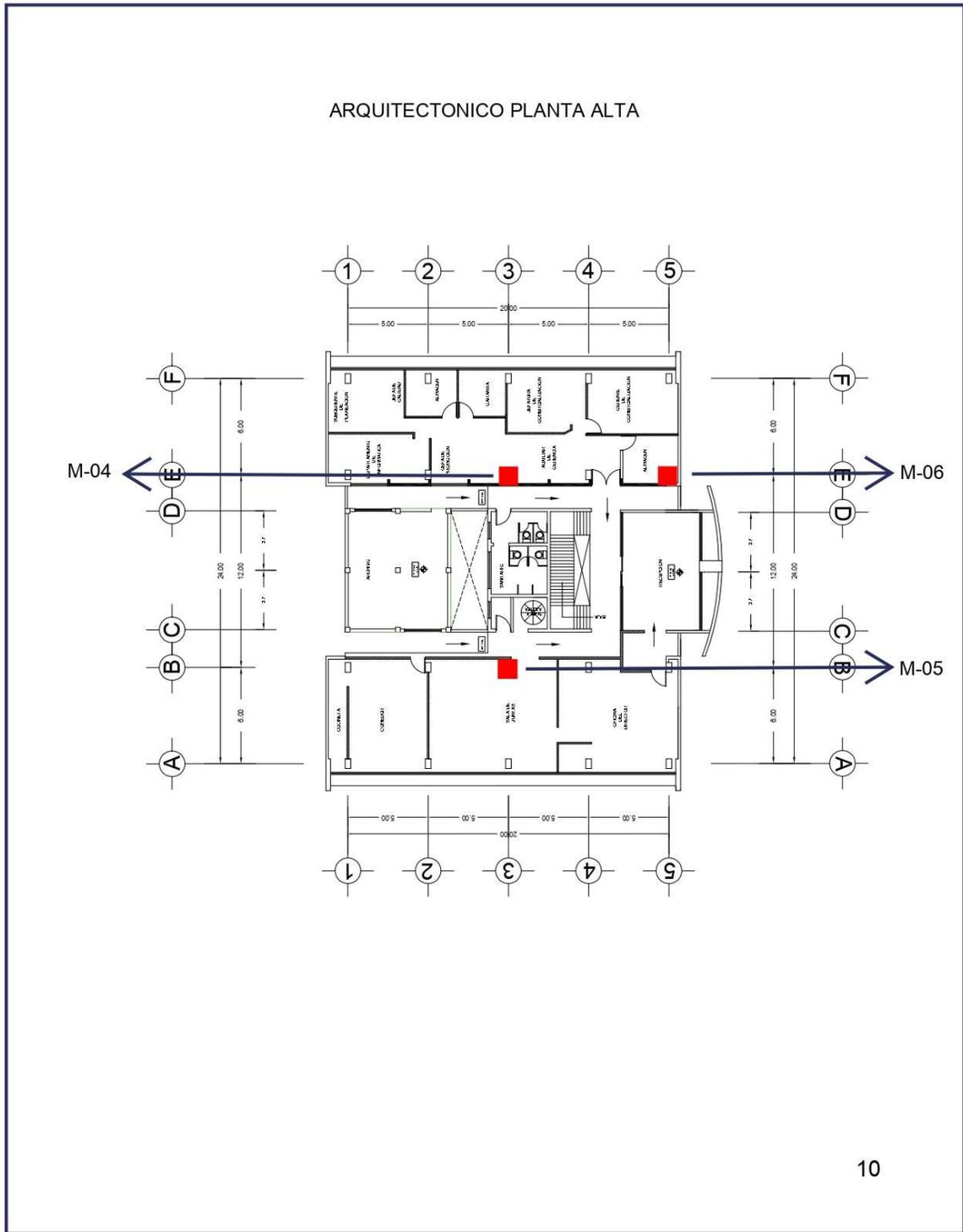


FIGURA.- REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA

ARQUITECTONICO PLANTA BAJA







Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Informe de calibración de prensa hidráulica.



DAVI®

Equipo de Laboratorio para Construcción
S.A. de C.V.

FABRICANTES Y DISTRIBUIDORES DE MÁQUINAS PARA:
TENSION, COMPRESIÓN, PENETRACIÓN, FLEXIÓN, UNIVERSALES Y
PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

OPERADAS CON SISTEMA:
MECÁNICA, HIDRÁULICA, MANUAL, ELÉCTRICA, DIGITAL, ANALÓGICA,
COMPUTADORA, IMPRESORA, GRAFICADORA Y CONTROL DE
VELOCIDAD.

NDJ Laboratorio de Metrología
JAMES INSTRUMENTS
ACREDITACION No. F-24
Vigencia a partir de 2011-11-24

PV 11944

Informe No. 7076
Magnitud: Fuerza
Pág. 1 de 4



INFORME DE CALIBRACIÓN



GEORTEC S.A. DE C.V.
PUERTO MADERO #9 TAPACHULA, CHIAPAS.
LOCALIZACIÓN DE LA MAQUINA CALBRADA:
MISMO DOMICILIO

Fecha de emisión: 2017-03-10

Clave: DMIF-02,17-7076



DATOS DEL INSTRUMENTO

Instrumento: PRENSA DE COMPRESIÓN
Marca: DAVIS
Modelo: 120 t
No. de Serie: D-0001036
Alcance de medición: 90 000 kgf
División Mínima: 10 kgf
Resolución: 10 kgf
Identificación del cliente: D-0001036



DATOS DEL INSTRUMENTO CON TRAZABILIDAD AL CENAM

Patrón: CELDA DE CARGA
Marca: METRONIC
Modelo: CC-100T
No. de Serie: 42-93
Alcance: 980,67 kN
Clave: DMPF-001
Incertidumbre del Patrón: Ver Pág. 3 de 4
Fecha de Calibración: 2016-09-30



DATOS DE LA CALIBRACIÓN

Fecha de Calibración: 2017-02-20
Procedimiento Utilizado: DT-3-03
Método: Comparación Directa
Temperatura inicial: 33 °C

Temperatura Final: 33 °C



EL PRESENTE INFORME NO PODRA SER PARCIALMENTE REPRODUCIDO SIN PREVIA AUTORIZACION DE DAVI EQUIPO DE LABORATORIO PARA LA CONSTRUCCION, S.A. DE C.V.
DT-2-01-02A

La más alta Tecnología Nacional y con Servicio de Calibración para la mejor Calidad y Control en su Laboratorio.

Laboratorio acreditado por ema para las calibraciones indicadas en el escrito con número de acreditación N° F-24. Acreditado a partir de 2011-11-24

OFICINAS CORPORATIVAS / MÉXICO
CIPRES No. 26 COL. VIVEROS DE XALOSTOC,
C.P.55340, ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL.: 5569.4888 / 5569.4085
e-mail: ventas@davi.mx
www.laboratorioparaconstruccion.com



OFICINAS ADMINISTRATIVAS:
PRIMAVERA No. 72 VIVEROS DE XALOSTOC
C.P. 07300 ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL.: 5569.4901
e-mail: metrologiadavi@gmail.com
www.davi.mx



DAVI[®]

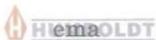
Equipo de Laboratorio para Construcción
S.A. de C.V.

FABRICANTES Y DISTRIBUIDORES DE MÁQUINAS PARA:
TENSION, COMPRESIÓN, PENETRACIÓN, FLEXIÓN, UNIVERSALES Y
PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

OPERADAS CON SISTEMA:
MECÁNICA, HIDRÁULICA, MANUAL, ELÉCTRICA, DIGITAL, ANALÓGICA,
COMPUTADORA, IMPRESORA, GRAFICADORA Y CONTROL DE
VELOCIDAD.

Laboratorio de Metrología
Ni
ACREDITACION No. F-24
vigencia a partir de 2011-11-24

Informe No. 7076
Pág. 2 de 4



EL
GEORTEC S.A. DE C.V.
PUERTO MADERO #9 TAPACHULA, CHIAPAS.



- A. Tablas
B. Gráficas
C. Incertidumbre del instrumento
D. Referencia normativa

RESULTADOS

- X
X
X

NMX-EC-17025-IMNC-2006
NMX-CH-7500-1-IMNC-2008



Estas mediciones son trazables a los patrones nacionales mantenidos por el CENAM.



Calibró:
TEC. ELIAS BELTRAN ROSAS

Aprobó:
TEC. RODOLFO NAVARRETE SILVA



JOAQUIN MARTIN GOMEZ
Davi Equipo de Laboratorio para Construcción S.A. de C.V.

EL PRESENTE INFORME NO PODRA SER REPRODUCIDO PARCIALMENTE SIN PREVIA AUTORIZACION DE DAVI EQUIPO DE LABORATORIO PARA CONSTRUCCION S.A. DE C.V.



DT-2-01-02B

La más alta Tecnología Nacional y con Servicio de Calibración para la mejor Calidad y Control en su Laboratorio.
Laboratorio acreditado por ema para las calibraciones indicadas en el escrito con número de acreditación N° F-24. Acreditado a partir de 2011-11-24

OFICINAS CORPORATIVAS / MÉXICO
CIPRES No. 26 COL. VIVEROS DE XALOSTOC,
C.P.55340, ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL.: 5569.4888 / 5569.4085
e-mail: ventas@davi.mx
www.laboratorioparaconstruccion.com



OFICINAS ADMINISTRATIVAS:
PRIMAVERA No. 72 VIVEROS DE XALOSTOC
C.P. 07300 ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL.: 5569.4901
e-mail: metrologiadavi@gmail.com
www.davi.mx



DAVI®

Equipo de Laboratorio para Construcción
S.A. de C.V.

FABRICANTES Y DISTRIBUIDORES DE MÁQUINAS PARA:
TENSION, COMPRESION, PENETRACION, FLEXION, UNIVERSALES Y
PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

OPERADAS CON SISTEMA:
MECANICA, HIDRAULICA, MANUAL, ELECTRICA, DIGITAL, ANALOGICA,
COMPUTADORA, IMPRESORA, GRAFICADORA Y CONTROL DE
VELOCIDAD.



LABORATORIO DE METROLOGIA
ACREDITACION No. F-24
Vigencia apartir de 2011-11-24

No. de informe 7076	
Temperatura	
inicial °C	final °C
33	33

Pag. 3 de 4



Lecturas obtenidas en el equipo bajo prueba



Fuerza Patron		Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Lectura promedio	
kgf	kN	(0°)	(0°)	(120°)	(240°)	kgf	kN
0	0,00	0	0	0	0	0,0	0,00
9 968	97,76	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	98,07
19 936	195,51	20 000	20 000	20 000	20 000	20 000	196,13
29 904	293,26	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	294,20
39 872	391,01	40 000	40 000	40 000	40 000	40 000	392,27
49 839	488,76	50 000	50 000	50 000	50 000	50 000	490,33
59 807	586,51	60 000	60 000	60 000	60 000	60 000	588,40
69 775	684,26	70 000	70 000	70 000	70 100	70 025	686,71
79 743	782,02	80 000	80 000	80 100	80 100	80 050	785,02
89 711	879,77	90 100	90 100	90 100	90 200	90 125	883,82



RESULTADOS



Fuerza Patron	Mejor valor de lectura		q	b	u	u	u	U
kN	kgf	kN	Error	Error	Reproducibilidad	Resolución	Patrón	Expandida
			% L	% L	% L	% L	% L	% L
					K=1	K=1	K=1	K=2
0,00	0	0,00	----	----	0,00	± 0,00	± 0,00	± 2,0E-1
97,76	10 000	98,07	0,32	0,00	0,00	± 0,03	± 0,08	± 2,0E-1
195,51	20 000	196,13	0,32	0,00	0,00	± 0,01	± 0,05	± 2,0E-1
293,26	30 000	294,20	0,32	0,00	0,00	± 0,01	± 0,04	± 2,0E-1
391,01	40 000	392,27	0,32	0,00	0,00	± 0,01	± 0,03	± 2,0E-1
488,76	50 000	490,33	0,32	0,00	0,00	± 0,01	± 0,03	± 2,0E-1
586,51	60 000	588,40	0,32	0,00	0,00	± 0,00	± 0,03	± 2,0E-1
684,26	70 025	686,71	0,36	0,14	0,05	± 0,00	± 0,03	± 2,0E-1
782,02	80 050	785,02	0,38	0,13	0,04	± 0,00	± 0,03	± 2,0E-1
879,77	90 125	883,82	0,46	0,11	0,04	± 0,00	± 0,03	± 2,0E-1

DT-2-01-02C

La más alta Tecnología Nacional y con Servicio de Calibración para la mejor Calidad y Control en su Laboratorio.
Laboratorio acreditado por ema para las calibraciones indicadas en el escrito con número de acreditación N° F-24. Acreditado a partir de 2011-11-24

OFICINAS CORPORATIVAS / MÉXICO
CIPRES No. 26 COL. VIVEROS DE XALOSTOC,
C.P.55340, ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL.: 5569.4888 / 5569.4085
e-mail: ventas@davi.mx
www.laboratorioparaconstruccion.com



OFICINAS ADMINISTRATIVAS:
PRIMAVERA No. 72 VIVEROS DE XALOSTOC
C.P. 07300 ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL.: 5569.4901
e-mail: metrologiadavi@gmail.com
www.davi.mx



DAVI®

Equipo de Laboratorio para Construcción
S.A. de C.V.

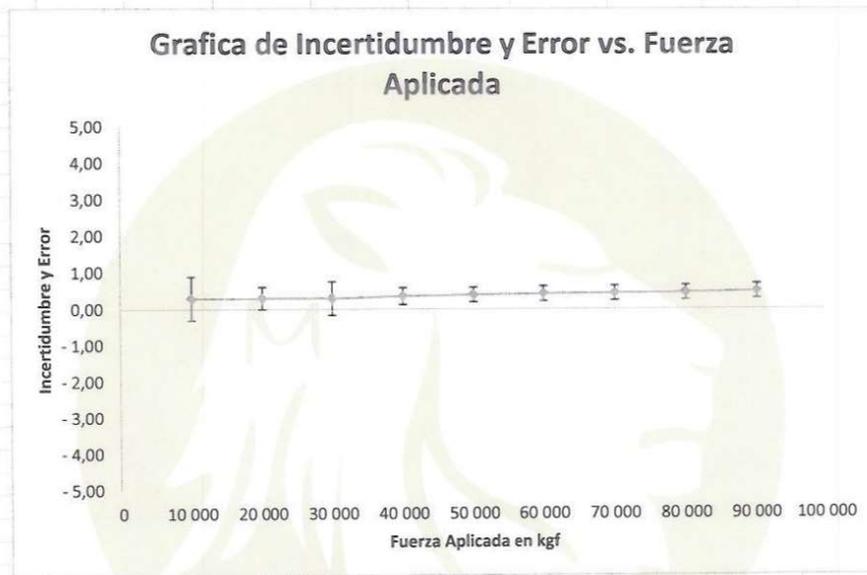
FABRICANTES Y DISTRIBUIDORES DE MÁQUINAS PARA:
TENSION, COMPRESION, PENETRACION, FLEXION, UNIVERSALES Y
PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

OPERADAS CON SISTEMA:
MECANICA, HIDRAULICA, MANUAL, ELÉCTRICA, DIGITAL, ANALÓGICA,
COMPUTADORA, IMPRESORA, GRAFICADORA Y CONTROL DE
VELOCIDAD.



LABORATORIO DE METROLOGIA
ACREDITACION No. F-24
Vigencia apartir de 2011-11-24

No. de informe 7076



NOTA: 1) La incertidumbre en la medición es el resultado de la combinación de las diferentes fuentes de incertidumbre que afectan la medición, y es obtenida con un factor de cobertura $k=2$ U : incertidumbre
 2) Factor de equivalencia 1 kgf = 9,80665 N = 2,20462 lbf
 3) La resolución fue tomada en las mismas unidades del equipo bajo prueba
 4) En la tabla de resultados (q) es el error relativo de exactitud expresado en porcentaje (%)
 5) En la tabla de resultados (b) es el error relativo de repetibilidad expresado en porcentaje (%)

DT-2-01-02D

La más alta Tecnología Nacional y con Servicio de Calibración para la mejor Calidad y Control en su Laboratorio.

Laboratorio acreditado por ema para las calibraciones indicadas en el escrito con número de acreditación N° F-24. Acreditado a partir de 2011-11-24

OFICINAS CORPORATIVAS / MÉXICO
CIPRES No. 26 COL. VIVEROS DE XALOSTOC,
C.P.55340, ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL.: 5569.4888 / 5569.4085
e-mail: ventas@davi.mx
www.laboratorioparaconstruccion.com



OFICINAS ADMINISTRATIVAS:
PRIMAVERA No. 72 VIVEROS DE XALOSTOC
C.P. 07300 ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL.: 5569.4901
e-mail: metrologiadavi@gmail.com
www.davi.mx



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

REPORTE FOTOGRAFICO

Obra :

INMUEBLE QUE OCUPAN LAS OFICINAS DE LA ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL (API).
PUERTO CHIAPAS, TAPACHULA DE CORDOVA Y ORDOÑEZ, CHIAPAS

Localización:



MUESTRA 01



MUESTRA 02



MUESTRA 03



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

REPORTE FOTOGRAFICO

Obra :

INMUEBLE QUE OCUPAN LAS OFICINAS DE LA ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL (API).

Localización:

PUERTO CHIAPAS, TAPACHULA DE CORDOVA Y ORDOÑEZ, CHIAPAS



MUESTRA 04



MUESTRA 05



MUESTRA 06



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

REPORTE FOTOGRAFICO

Obra : INMUEBLE QUE OCUPAN LAS OFICINAS DE LA ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL (API).
Localización: PUERTO CHIAPAS, TAPACHULA DE CORDOVA Y ORDOÑEZ, CHIAPAS



EXTRACCION DE NUCLEOS, MANIOBRAS



COLUMNA 6



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

CONCLUSIÓN.

Los resultados emitidos en este informe son de carácter informativo de los elementos ya que se necesita de más pruebas a realizar para determinar un resultado promedio de la resistencia del concreto analizado.

Se observa que el concreto ha sufrido deterioro a lo largo del tiempo debido a la exposición de la intemperie propia del medio donde se localizan las instalaciones, también se observan partículas gruesas de canto rodado o bien llamado graba de río cribada lo que impide la correcta adherencia del agregado grueso con la lechada del concreto, cabe mencionar que las normas que rigen la calidad del concreto hidráulico de la fecha actual a la de hace más de 30 años ha realizado diversos cambios acorde a las necesidades suscitadas con el transcurso del tiempo.

ANEXO B.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA EL INMUEBLE QUE OCUPA LAS OFICINAS OPERATIVAS DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL



Geortec S.A. de C.V. Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 33 66

R.F.C. GEO980804-3A5

**Estudio para el inmueble que ocupa las oficinas
operativas de administración portuaria integral
(API).**

Ubicación:

Tapachula de Córdova y Ordoñez, Chiapas.

Ordenado por:

LRG infraestructura y construcciones S.A de C.V.

Lugar y fecha de expedición del informe:

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; 14 Agosto de 2017.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Estudio para el inmueble que ocupa las oficinas operativas de administración portuaria integral (API).

Ubicación:

Tapachula de Córdova y Ordoñez, Chiapas.

Ordenado por:

LRG infraestructura y construcciones S.A de C.V.

Lugar y fecha de expedición del informe:

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; 14 Agosto de 2017.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Resumen

En este informe se presenta el estudio geotécnico que contiene los resultados de los trabajos de exploración, muestreo y ensayos de laboratorio correspondientes a los suelos. En reportes de laboratorio y de campo se presentan las propiedades índice y de resistencia que se determinaron. Con estos resultados se integró el estudio geotécnico y se realizaron los cálculos de los ensayos de laboratorio y el análisis de capacidad de carga.

Introducción.

En el capítulo uno se presenta la información general del sitio en estudio: ubicación geográfica del sitio, clima, hidrografía y geología.

Los resultados de los trabajos de exploración, muestreo y ensayos de laboratorio se presentan en los capítulos dos y tres; así como los perfiles estratigráficos de los sondeos tipo SPM y PCA, con los resultados de los ensayos de laboratorio.

En el capítulo cuatro se presentan los resultados de los análisis de capacidad de carga.

En el capítulo cinco se presentan las recomendaciones para el proceso constructivo y en el capítulo seis las conclusiones. En los anexos, se presentan las referencias, croquis, tablas y figuras; así como el reporte fotográfico.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Objetivos

- Analizar los antecedentes de la zona de estudio: geología, geomorfología, tectónica, hidrología y geotecnia.
- Realizar la exploración, muestreo y traslado de las muestras en base a la norma: NMX-C-416-ONNCCE-2003, NMX-C-431-ONNCCE-2002.
- Realizar las pruebas de campo y de laboratorio en base a las normas: NMX-C-430-ONNCCE-2002, M-MMP-1-09-03(SCT), M-MMP-1-07-03(SCT), M-MMP-1-06-03(SCT).
- Determinar las variables de diseño.
- Diseño de la propuesta de cimentación.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Índice

Introducción

Capítulo 1 Información general del sitio de la obra.

- 1.1 Localización.
- 1.2 Hidrografía.
- 1.3 Clima.
- 1.4 Geología local.

Capítulo 2 Exploración y muestreo.

- 2.1 Identificación y descripción de suelos (procedimiento visual y manual).
- 2.2 Prueba de resistencia.
- 2.3 Sondeo Pozo a Cielo Abierto (PCA)
- 2.4 Sondeo profundo tipo mixto (SPM).

Capítulo 3 Pruebas de laboratorio.

- 3.1 Pruebas índice.
- 3.2 Presentación de resultados.

Capítulo 4 Análisis de capacidad de carga.

- 4.1 Mecanismos de transferencia de carga.
- 4.2 Análisis de capacidad de carga para cimentaciones superficiales.

Capítulo 5 Recomendaciones para el proceso constructivo.

Capítulo 6 Conclusiones.

Anexos

- a). Referencias.
- b). Croquis, tablas y figuras.
- c). Reporte fotográfico.



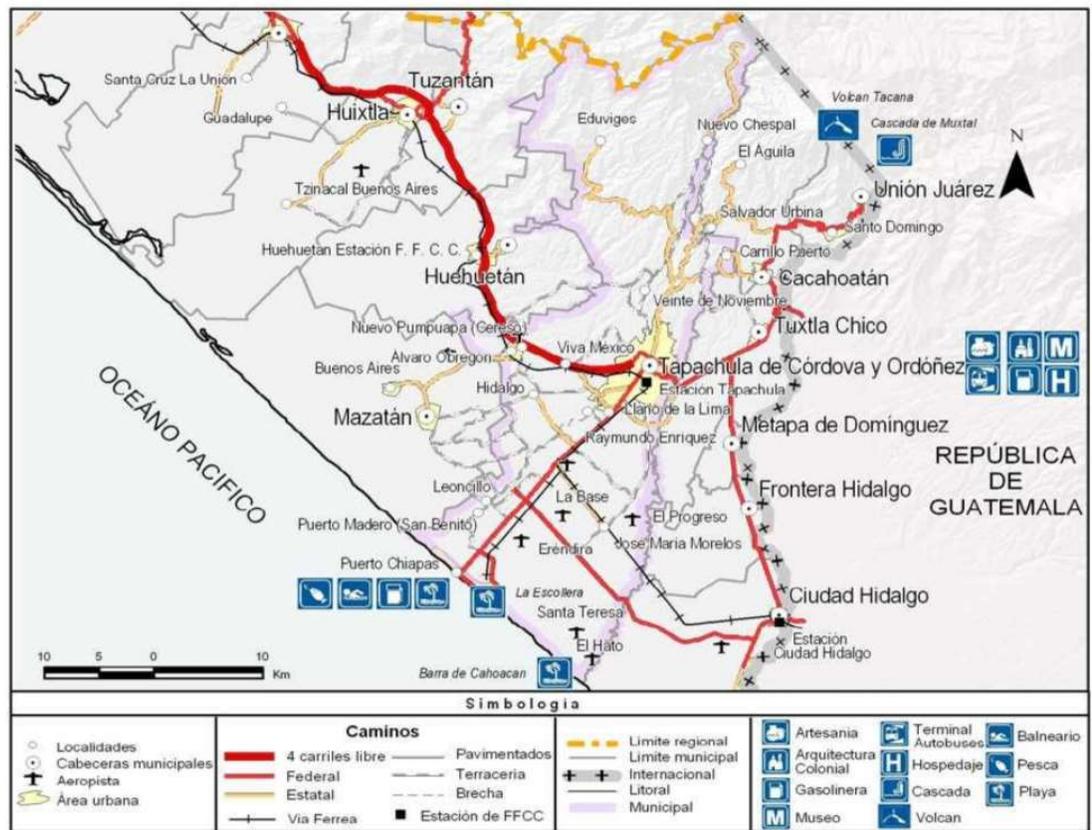
Geortec S.A. de C.V.

Telefono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

1.1 Localización.

El municipio se ubica en la región económica "VIII Soconusco", limita al norte con Motozintla, al este con Cacahoatán, Tuxtla Chico, Frontera Hidalgo y Suchiate, al sur con el Océano Pacífico y al oeste con Huehuetán, Tuzantán y Mazatán. Las coordenadas de la cabecera municipal son: 14° 54' 29" de latitud norte y 92° 15' 38" de longitud oeste y se ubica a una altitud de 170 metros sobre el nivel del mar. En la figura 1.1, se presenta el mapa de ubicación geográfica del sitio en estudio.



Nota: Se ubican únicamente las 10 localidades de mayor población, según el XII Censo General de Población y Vivienda, INEGI 2000.

Figura 1.1 Localización geográfica del sitio en estudio.



Geortec S.A. de C.V.

Telefono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

1.2 Hidrografía.

Las principales corrientes del municipio son: los ríos perennes Cahoacán, Coatán, Cuilco, Pumpuapa y Texcuyuapam; y los ríos intermitentes Cuscusate, San Nicolás y Santa Barbara, entre otros. El territorio municipal se encuentra dentro de las subcuencas Huixtla (de la cuenca Río Huixtla y otros), Huehuetán, Coatán, Puerto Madero y Cahuacán (de la cuenca Río Suchiate). En la figura 1.2 se presenta el mapa hidrológico del sitio en estudio.

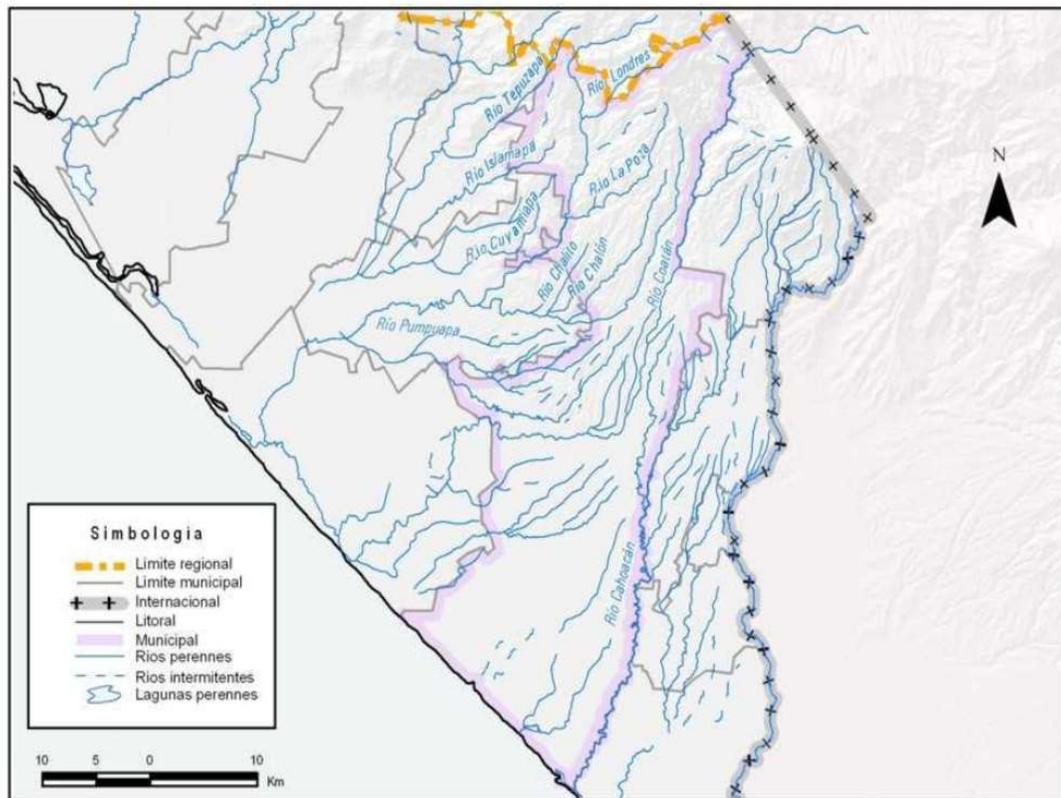


Figura 1.2 Mapa hidrológico del sitio en estudio.



Geortec S.A. de C.V.

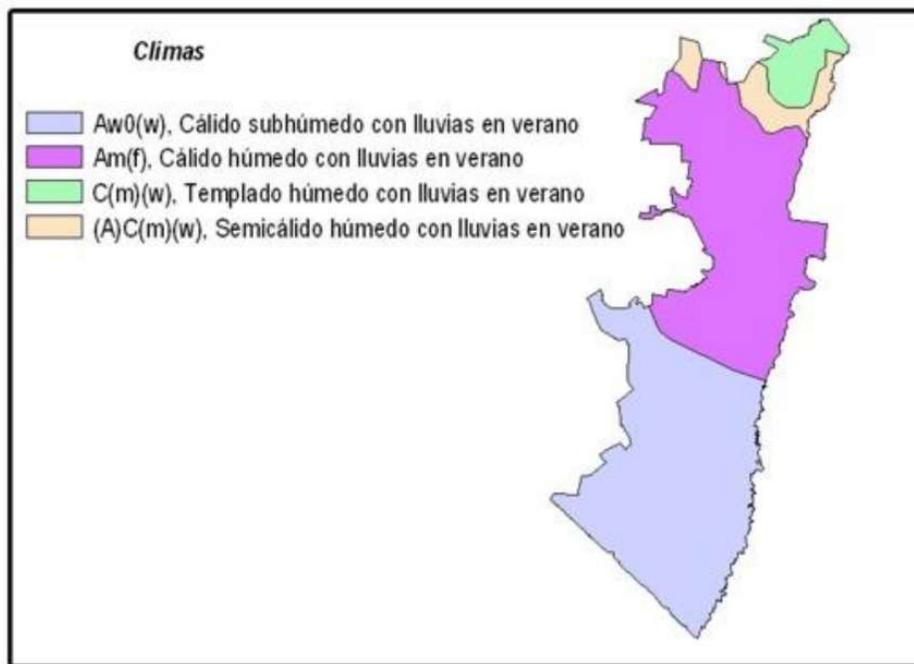
Telefono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

1.3 Clima

Los climas existentes en el municipio son:

Aw0(w) cálido subhúmedo con lluvias en verano que abarca el 47.87%; Am(f) cálido húmedo con lluvias en verano el 41.39%; (A)C(m)(w) semicálido húmedo con lluvias en verano el 5.52% y C(m)(w) templado húmedo con lluvias en verano que ocupa el 5.24% de la superficie municipal. En los meses de Mayo a Octubre, la temperatura mínima promedio va de los 9°C a los 22.5°C, mientras que la máxima promedio oscila entre 18°C y 34.5°C. En el periodo de Noviembre - Abril, la temperatura mínima promedio va de 9°C a 19.5°C, y la máxima promedio fluctúa entre 18°C y por arriba de los 33°C. En los meses de Mayo a Octubre, la precipitación media va desde los 1200 mm y hasta más de 3000 mm, y en el periodo de Noviembre - Abril, la precipitación media va de los 75 mm a 800 mm. En la figura 1.3 se presenta mapa de la climatología de la zona en estudio; así como el mapa de la variación de los climas lluvias del sitio en estudio (figura 1.4).



1.3 Mapa climatológico de la zona en estudio.

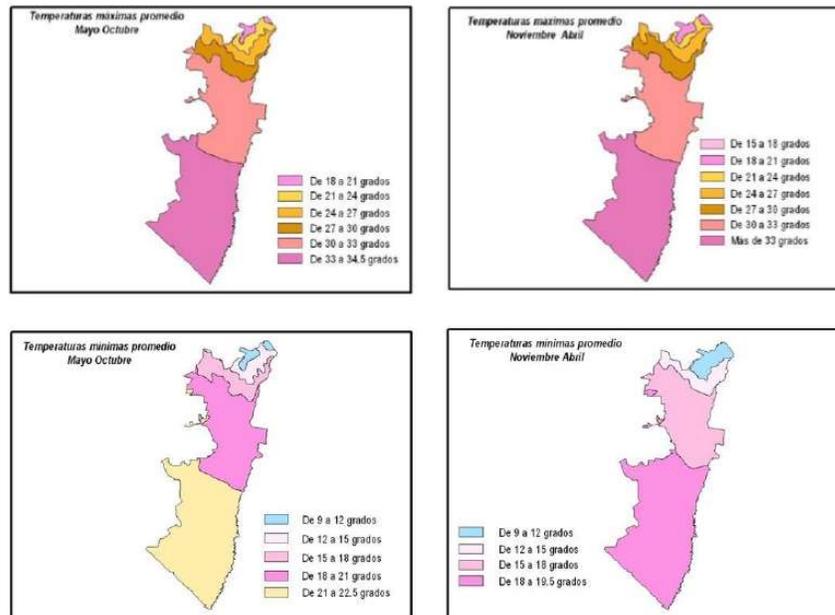


Geortec S.A. de C.V.

Telefono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Temperaturas



Precipitaciones

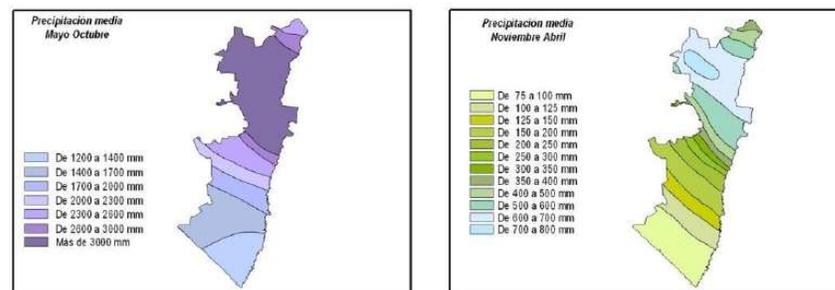


Figura 1.4 Diagramas de temperaturas y precipitaciones de la zona del sitio en estudio.



Geortec S.A. de C.V.

Telefono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

1.4 Geología local.

La corteza terrestre del municipio está formada por:

Suelos aluviales que abarca el 46.56%; rocas ígneas extrusivas (toba intermedia el 25.73%; andesita el 13.48%; latita el 1.92%); rocas ígneas intrusivas (granito) el 9.54%, suelo litoral que abarca el 1.61% y rocas sedimentarias (conglomerado) que abarca el 0.93% de la superficie municipal. En la figura 1.5 se presenta el plano geológico local, que comprende la zona en estudio.

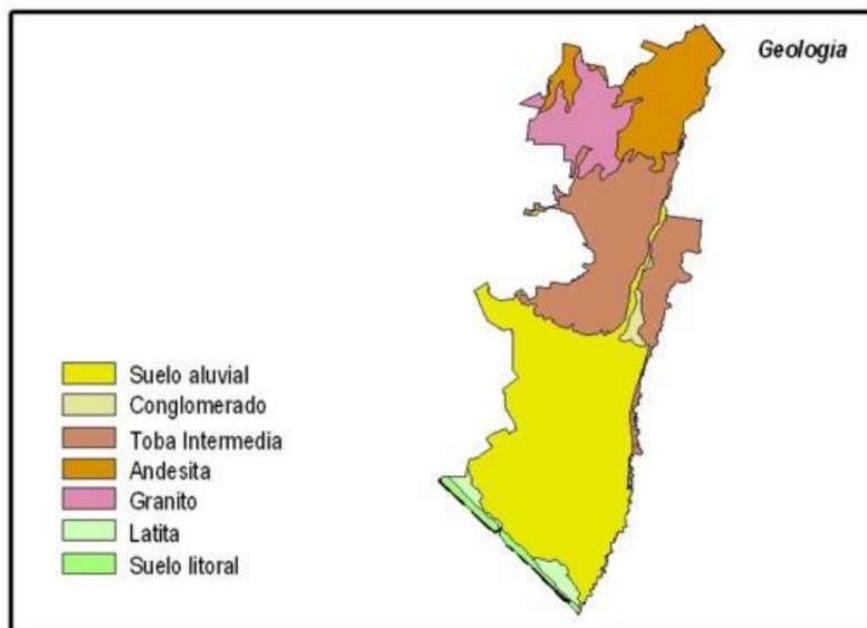


Figura 1.5 Plano geológico local de la zona en estudio.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

2. Exploración y muestreo.

El programa de exploración y muestreo consistió en realizar un sondeo profundo tipo mixtos (SPM) y un sondeo pozo a cielo abierto (PCA). En el sondeo, se recuperaron muestras de suelo en estado alterado, tal y como lo establecen las normas y procedimientos de muestreo (ASTM-D1586-11 y ASTM-D2113). La protección y traslado de las muestras se realizó como lo establecen las normas de pruebas de campo (ASTM-D-4220).

Es necesario comentar que la caracterización del terreno está en función de la exploración y muestreo de la zona en estudio. Por lo cual se debe de realizar un sondeo profundo tipo mixto (SPM) y un sondeo pozo a cielo abierto (PCA) por cada estructura o edificio a construir.

2.1 Identificación y descripción de suelos (procedimiento visual y manual)

Este procedimiento se realizó en campo y en el laboratorio. Las definiciones de los componentes del suelo, bloques, bolones, gravas, arenas, finos (limo y arcilla), suelos orgánicos y turba, están de acuerdo con la definición ASTM-D-653, términos y símbolos relativos a la mecánica de suelos y de rocas.

La muestra se consideró como representativa del estrato en el que fue obtenida. El método de muestreo se llevó a cabo mediante la exploración de suelos con perforación de barreno (ASTM-D-1452), en base al ensayo de penetración estándar y el muestreo de suelos con barra partida a media caña (ASTM-D-1586).

La distinción más importante se realizó en base al tamaño. Las partículas individuales perceptibles a simple vista, caracterizaron a la fracción gruesa y aquellas muy pequeñas para ser vistas individualmente, caracterizaron a la fracción fina. Como las muestras no presentaron un olor típico de materia orgánica en descomposición, ni un color marrón oscuro, gris oscuro o negro; no es orgánico. El análisis de resistencia en estado seco indicó un material de mediana resistencia. Por lo anterior se tomó la decisión de clasificar los materiales explorados como arenas, sin embargo, la clasificación final será mediante el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

2.2 Prueba de resistencia.

Se realizó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), tal y como lo establece la norma ASTM-D1586. Consistió en hincar un muestreador de caña `partida para obtener una muestra representativa de suelo y medir su resistencia al corte, en base a la penetración del muestreador. Los resultados obtenidos en esta prueba se muestran en los perfiles estratigráficos anexos a este estudio.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

2.3 Sondeo pozo a cielo abierto PCA.

Se realizó un sondeo pozo a cielo abierto hasta la profundidad de 2.0 m, a partir del nivel de terreno existente. No se localizó el NAF a la profundidad explorada.

2.4 Sondeo profundo mixto SPM.

Se realizó un sondeo profundo tipo mixto hasta la profundidad de 5.0 m, a partir del nivel del terreno existente. No se localizó el N.A.F a la profundidad explorada.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

3. Pruebas de laboratorio.

Las pruebas de laboratorio se realizaron de acuerdo a lo establecido en las normas y manuales de pruebas de laboratorio de mecánica de suelos. Las muestras de suelo en estado alterado e inalterado fueron transportadas al laboratorio central, donde se trataron, cribaron y ensayaron.

3.1 Pruebas índice

- Contenido de agua, w (%). ASTM-D-4643
- Límites de Atterberg (w_p , w_L). ASTM-D-4318
- Contracción lineal, S_L (%). ASTM-D-427
- Gravedad específica o densidad de sólidos, (G_s). ASTM-D-854
- Peso volumétrico de la muestra del suelo γ_m (t/m^3). ASTM-D-2216
- Granulometrías (F , S , G). ASTM-D-422

Con la información obtenida, se seleccionaron los parámetros geotécnicos para realizar el análisis de capacidad de carga.

3.2 Presentación de resultados

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de pruebas de laboratorio realizadas a las muestras extraídas de los sondeos SPM y PCA.



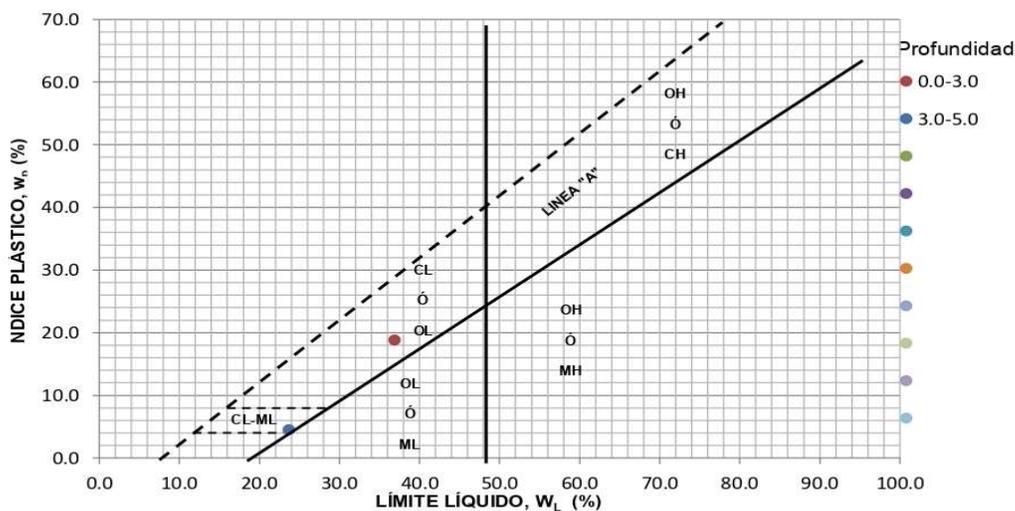
GEORTEC S.A. DE C.V.
R.F.C. GEO980804-3A5

Teléfono: 61 6 33 13 y
Fax : 61 6 93 66

CLASIFICACIÓN EN BASE AL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Sondeo de penetracion mixto No.1			
Profundidad	Índice Plástico	Límite Líquido	SUCS
0.0-3.0	18.8	36.9	CL
3.0-5.0	4.5	23.7	SC-SM

CARTA DE PLASTICIDAD (AASHTO)



Auxiliar de Geotécnia: c. Manuel de Jesús Pérez Moli
 Gte. del área de geotecnia: Ing. Jorge A. Ordóñez Alfaro
 Jefe del área de Geotecnia: Ing. Sergio E. Farrera Ordóñez

GEORTEC S.A. DE C.V.

Tel: 61-6-33-13

MECÁNICA DE SUELOS, CONTROL DE CALIDAD, CIMENTACIONES.

Fax: 61-6-93-66

Análisis Granulométrico

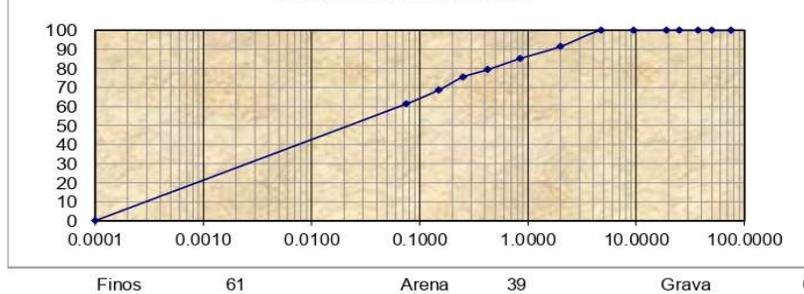
Descripción de la muestra:	Arcilla arenosa de color gris claro	Muestra No.	01
Estudio para efectuar:	Análisis granulométrico	Fecha de Inicio:	27-jul-17
Procedencia:	Inmueble que ocupa las oficinas operativas de administración portuaria integral(API)	Fecha de Término:	03-ago-17
Tapachula, Chis.	SPM # 1	Prof:	0.0-3.0
		Laboratorista:	Tec.Manuel Pérez Molina

Peso Volumétrico seco suelto		Densidad de sólidos		Peso total de la muestra	274	Gramos
Peso Mat.(grs)	274	Matraz No.	7	Peso específico suelto (Kg/m³)	979	
Volúmen (cm³)	280	P1: (grs)	672.3	Peso de la fracción retenida en la malla número	4.75 mm (No. 4).	
P.V.S.S (kg/cm³)	979	P2: (grs)	734.2		0	Gramos
		Gs=	2.62	Peso de la fracción que pasa en la malla número	4.75 mm (No. 4).	
Peso Mat.(grs)		Matraz No.			274	Gramos
Volúmen (cm³)		P1: (grs)		Gravedad específica: (Gs) =	2.62	
P.V.S.S (kg/cm³)		P2: (grs)		Clasificación(SUCS):	CL	
Peso Seco (gr)		Gs=				
Prom. P.V.S.S		Prom.Gs=		Tamaño máximo del material:	4.75	

Muestra representativa: 100.0 Gramos

Material retenido en la malla número. 4.75				Material que pasa en la malla número. 4.75			
Malla número.	Peso material retenido Wi (g)	Retenido Parcial i (%)	Material que pasa (%)	Malla número.	Peso material retenido Wi (g)	Retenido Parcial i (%)	Material que pasa (%)
75.00	0	0	100	2.360			
63.00				2.000	8.6	9	91
50.00	0	0	100	1.180			
37.50	0	0	100	0.850	6.3	6	85
31.50				0.600			
25.00	0	0	100	0.425	5.9	6	79
19.00	0	0	100	0.300			
16.00				0.250	3.9	4	75
12.50				0.180			
9.50	0	0	100	0.150	6.7	7	69
6.30				0.075	7.3	7	61
4.75	0	0	100	Pasa 0.075	61.3	61	
Pasa 4.75	274	100		Suma	100.0	100	
Suma	274	100					

Curva Granulométrica



Aux. de Geotecnia
Tec.Manuel de Jesús Pérez Molina

Gte. del área Geotecnia
Ing. Jorge A. Ordóñez Alfaro

Jefe del área de Geotecnia
Ing. Sergio Farrera Ordóñez.

GEORTEC S.A. DE C.V.

Tel: 61-6-33-13

MECÁNICA DE SUELOS, CONTROL DE CALIDAD, CIMENTACIONES.

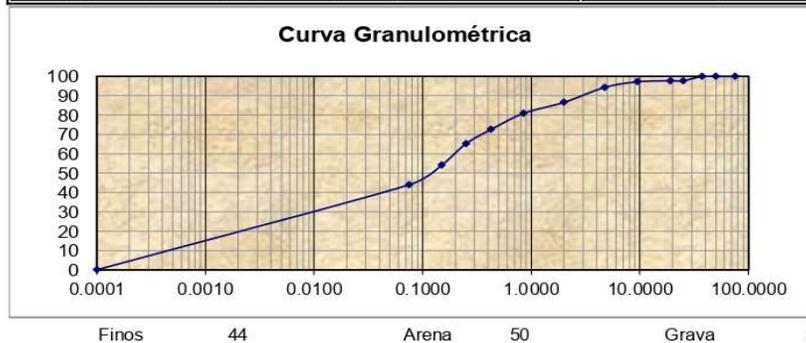
Fax: 61-6-93-66

Análisis Granulométrico

Descripción de la muestra:	Arena limosa arcillosa de color café claro	Muestra No.	02
Estudio para efectuar:	Análisis granulométrico	Fecha de Inicio:	27-jul-17
Procedencia:	Inmueble que ocupa las oficinas operativas de administración portuaria integral (API)	Fecha de Término:	03-ago-17
Tapachula, Chis.	SPM # 1	Prof:	3.0-5.0
		Laboratorista:	Tec. Manuel Pérez Molina

Peso Volumétrico seco suelto		Densidad de sólidos		Peso total de la muestra	2,281	Gramos
Peso Mat.(grs)	1250	Matraz No.	10	Peso específico suelto (Kg/m³)	1250	
Volúmen (cm³)	1000	P1: (grs)	676.0	Peso de la fracción retenida en la malla número		
P.V.S.S (kg/cm³)	1250	P2: (grs)	737.5	4.75 mm (No. 4).	130	Gramos
		Gs=	2.60	Peso de la fracción que pasa en la malla número		
Peso Mat.(grs)		Matraz No.		4.75 mm (No. 4).	2151	Gramos
Volúmen (cm³)		P1: (grs)		Gravedad específica: (Gs) =	2.60	
P.V.S.S (kg/cm³)		P2: (grs)		Clasificación(SUCS):	SC-SM	
Peso Seco (gr)		Gs=				
Prom. P.V.S.S		Prom.Gs=		Tamaño máximo del material:	4.75	

Material retenido en la malla número. 4.75				Material que pasa en la malla número. 4.75			
Malla número.	Peso material retenido Wi (g)	Retenido Parcial i (%)	Material que pasa (%)	Malla número.	Peso material retenido Wi (g)	Retenido Parcial i (%)	Material que pasa (%)
75.00	0	0	100	2.360			
63.00				2.000	8.2	8	87
50.00	0	0	100	1.180			
37.50	0	0	100	0.850	6.0	6	81
31.50				0.600			
25.00	52	2	98	0.425	8.9	8	72
19.00	0	0	98	0.300			
16.00				0.250	7.8	7	65
12.50				0.180			
9.50	13	1	97	0.150	11.6	11	54
6.30				0.075	10.9	10	44
4.75	65	3	94	Pasa 0.075	46.6	44	
Pasa 4.75	2151	94		Suma	100.0	94	
Suma	2281	100					

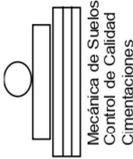


Aux. de Geotecnia
Tec. Manuel de Jesús Pérez Molina

Gte. del área Geotecnia
Ing. Jorge A. Ordóñez Alfaro

Jefe del área de Geotecnia
Ing. Sergio Farrera Ordóñez.

FS-09.4-01



Geortec S.A. De C.V.

AV. RIO GRIJALVA # 24 (ALTOS) COL. 24 DE JUNIO, TUXTLA GUTIERREZ CHIAPAS
TEL/FAX 961-616-3313 E-mail: servicios@geortec.com.mx

Mecánica de Suelos
Control de Calidad
Cimentaciones

Determinación de Límites de Consistencia

Obra:	Inmueble que ocupa las oficinas operativas de administración portuaria integral(API)	N.P.:-	Prueba realizada No.1, 2, 3, 4, 5 Y 8
Ubicación de la Obra:	Tapachula, Chis.	Laboratorista:	Tec. Manuel Pérez Molina
Fecha de Inicio:	09/13/16	Fecha de término:	3/8/17
		No. de Somdeo:	SPM # 1

Descripción y clasificación de la muestra:		Clasificación (SUCS)		Descripción y clasificación de la muestra:		Clasificación (SUCS)																																																																																																									
Arcilla arenosa de color gris claro		CL		Arena limosa arcillosa de color café claro		SC-SM																																																																																																									
Profundidad correspondiente a la muestra:		0.0-3.0		Profundidad correspondiente a la muestra:		3.0-5.0																																																																																																									
Masa total de la muestra (g):		N° de muestra:		Masa total de la muestra (g):		N° de muestra:																																																																																																									
274		01		2,281		02																																																																																																									
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Límite líquido</th> <th colspan="4">Límite plástico</th> </tr> <tr> <th>de golpes</th> <th>tara (gr)</th> <th>(grs)</th> <th>(%)</th> <th>de golpes</th> <th>tara (grs)</th> <th>(grs)</th> <th>(%)</th> </tr> </thead> <tr> <td>31</td> <td>41.66</td> <td>37.87</td> <td>27.15</td> <td>34</td> <td>42.67</td> <td>39.81</td> <td>27.24</td> </tr> <tr> <td>28</td> <td>46.55</td> <td>41.53</td> <td>27.58</td> <td>29</td> <td>38.87</td> <td>36.29</td> <td>25.07</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>11</td> <td>45.55</td> <td>40.52</td> <td>18</td> <td>43.10</td> <td>40.00</td> <td>27.47</td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>23</td> <td>47.56</td> <td>41.75</td> <td>13</td> <td>46.70</td> <td>42.70</td> <td>26.87</td> </tr> <tr> <td colspan="4">Límite líquido</td> <td colspan="4">Límite plástico</td> </tr> <tr> <td colspan="4">08</td> <td colspan="4">03</td> </tr> <tr> <td colspan="4">29.36</td> <td colspan="4">12.40</td> </tr> <tr> <td colspan="4">26.95</td> <td colspan="4">11.90</td> </tr> <tr> <td colspan="4">0.37</td> <td colspan="4">9.30</td> </tr> <tr> <td colspan="4">2.04</td> <td colspan="4">0.50</td> </tr> <tr> <td colspan="4">18.1</td> <td colspan="4">19.2</td> </tr> </table>								Límite líquido				Límite plástico				de golpes	tara (gr)	(grs)	(%)	de golpes	tara (grs)	(grs)	(%)	31	41.66	37.87	27.15	34	42.67	39.81	27.24	28	46.55	41.53	27.58	29	38.87	36.29	25.07	25	11	45.55	40.52	18	43.10	40.00	27.47	18	23	47.56	41.75	13	46.70	42.70	26.87	Límite líquido				Límite plástico				08				03				29.36				12.40				26.95				11.90				0.37				9.30				2.04				0.50				18.1				19.2			
Límite líquido				Límite plástico																																																																																																											
de golpes	tara (gr)	(grs)	(%)	de golpes	tara (grs)	(grs)	(%)																																																																																																								
31	41.66	37.87	27.15	34	42.67	39.81	27.24																																																																																																								
28	46.55	41.53	27.58	29	38.87	36.29	25.07																																																																																																								
25	11	45.55	40.52	18	43.10	40.00	27.47																																																																																																								
18	23	47.56	41.75	13	46.70	42.70	26.87																																																																																																								
Límite líquido				Límite plástico																																																																																																											
08				03																																																																																																											
29.36				12.40																																																																																																											
26.95				11.90																																																																																																											
0.37				9.30																																																																																																											
2.04				0.50																																																																																																											
18.1				19.2																																																																																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Contracción lineal</th> <th colspan="2">Índice plástico</th> </tr> <tr> <th>BARRA N°</th> <th>LONG MOLEQUEM</th> <th>LONG BARRA(mm)</th> <th>%CL</th> </tr> </thead> <tr> <td>10</td> <td>100.1</td> <td>96.4</td> <td>3.7</td> </tr> <tr> <td colspan="2">L.L.-L.P. (%) = 18.8</td> <td colspan="2">L.L.-L.P. (%) = 4.5</td> </tr> </table>								Contracción lineal		Índice plástico		BARRA N°	LONG MOLEQUEM	LONG BARRA(mm)	%CL	10	100.1	96.4	3.7	L.L.-L.P. (%) = 18.8		L.L.-L.P. (%) = 4.5																																																																																									
Contracción lineal		Índice plástico																																																																																																													
BARRA N°	LONG MOLEQUEM	LONG BARRA(mm)	%CL																																																																																																												
10	100.1	96.4	3.7																																																																																																												
L.L.-L.P. (%) = 18.8		L.L.-L.P. (%) = 4.5																																																																																																													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Contracción lineal</th> <th colspan="2">Índice plástico</th> </tr> <tr> <th>BARRA N°</th> <th>LONG MOLEQUEM</th> <th>LONG BARRA(mm)</th> <th>%CL</th> </tr> </thead> <tr> <td>10</td> <td>100.2</td> <td>97.4</td> <td>2.8</td> </tr> <tr> <td colspan="2">L.L.-L.P. (%) = 23.7</td> <td colspan="2">L.L.-L.P. (%) = 4.5</td> </tr> </table>								Contracción lineal		Índice plástico		BARRA N°	LONG MOLEQUEM	LONG BARRA(mm)	%CL	10	100.2	97.4	2.8	L.L.-L.P. (%) = 23.7		L.L.-L.P. (%) = 4.5																																																																																									
Contracción lineal		Índice plástico																																																																																																													
BARRA N°	LONG MOLEQUEM	LONG BARRA(mm)	%CL																																																																																																												
10	100.2	97.4	2.8																																																																																																												
L.L.-L.P. (%) = 23.7		L.L.-L.P. (%) = 4.5																																																																																																													

1) Norma aplicable: NMX-C-416-ONNICE-2003 2) El laboratorio de esta empresa cuenta con un sistema de gestión de calidad basado en la norma NMX-EC-17025-IMNC-2006. Si tiene alguna sugerencia o queja hagalo, verbalmente o por escrito. 3) Los resultados se refieren exclusivamente a las muestras indicadas en las condiciones especificadas. 4) Este informe no debe ser reproducido parcial ni totalmente sin la autorización por escrito del laboratorio.

Auxiliar de Geotécnia

Tec. Manuel de Jesús Pérez Molina.

Gte del área de Geotecnia

Ing. Jorge Alejandro Ordóñez Alfaro

Jefe del área de Geotécnia

Ing. Sergio E. Farrera Ordóñez



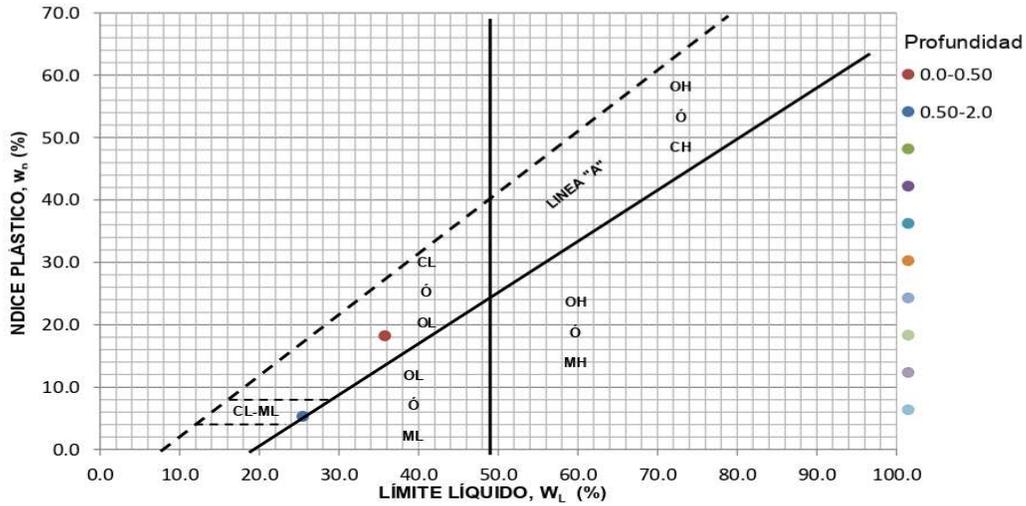
GEORTEC S.A. DE C.V.
R.F.C. GEO980804-3A5

Telefono: 61 6 33 13 y
Fax : 61 6 93 66

CLASIFICACIÓN EN BASE AL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Sondeo de pozo a cielo abierto No.1			
Profundidad	Índice Plástico	Límite Líquido	SUCS
0.0-0.50	18.2	35.8	CL
0.50-2.0	5.3	25.5	SC-SM

CARTA DE PLASTICIDAD (AASHTO)



Auxiliar de Geotécnia

Gte. del área de geotecnia

Jefe del área de Geotecnia

c. Manuel de Jesús Pérez Moli

Ing. Jorge A. Ordóñez Alfaro

Ing. Sergio E. Farrera Ordóñez

GEORTEC S.A. DE C.V.

Tel: 61-6-33-13

MECÁNICA DE SUELOS, CONTROL DE CALIDAD, CIMENTACIONES.

Fax: 61-6-93-66

Análisis Granulométrico

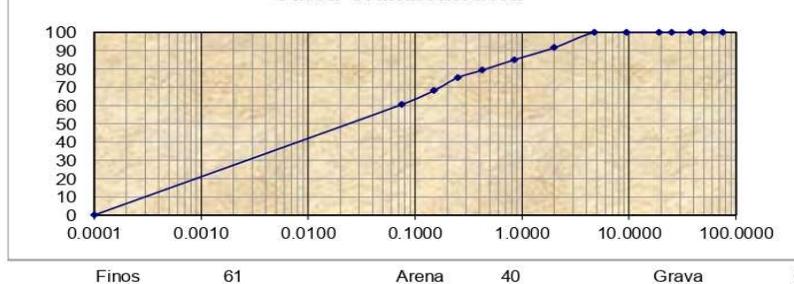
Descripción de la muestra:	Arcilla con arena de color gris claro	Muestra No.	01
Estudio para efectuar:	Análisis granulométrico	Fecha de Inicio:	27-jul-17
Procedencia:	Inmueble que ocupa las oficinas operativas de administracion portuaria Integral(API)	Fecha de Término:	03-ago-17
Tapachula, Chis.	PCA # 1	Prof:	0.0-0.50
		Laboratorista:	Tec.Manuel Pérez Molina

Peso Volumétrico seco suelto		Densidad de sólidos		Peso total de la muestra	
Peso Mat.(grs)	1110	Matraz No.	12		1,120 Gramos
Volúmen (cm³)	1000	P1: (grs)	673.4	Peso específico suelto (Kg/m³)	1110
P.V.S.S (kg/cm³)	1110	P2: (grs)	736.4	Peso de la fracción retenida en la malla número	
		Gs=	2.70	4.75 mm (No. 4)	0 Gramos
				Peso de la fracción que pasa en la malla número	
				4.75 mm (No. 4)	1120 Gramos
				Gravedad específica: (Gs) =	2.70
				Clasificación(SUCS):	CL
				Tamaño máximo del material:	4.75

Muestra representativa: 100.0 Gramos

Material retenido en la malla número. 4.75				Material que pasa en la malla número. 4.75			
Malla número.	Peso material retenido Wi (g)	Retenido Parcial i (%)	Material que pasa (%)	Malla número.	Peso material retenido Wi (g)	Retenido Parcial i (%)	Material que pasa (%)
75.00	0	0	100	2.360			
63.00				2.000	8.4	8	92
50.00	0	0	100	1.180			
37.50	0	0	100	0.850	6.6	7	85
31.50				0.600			
25.00	0	0	100	0.425	5.7	6	79
19.00	0	0	100	0.300			
16.00				0.250	4.1	4	75
12.50				0.180			
9.50	0	0	100	0.150	7.1	7	68
6.30				0.075	7.6	8	61
4.75	0	0	100	Pasa 0.075	60.5	61	
Pasa 4.75	1120	100		Suma	100.0	100	
Suma	1120	100					

Curva Granulométrica



Aux. de Geotecnia
Tec.Manuel de Jesús Pérez Molina

Gte. del área Geotecnia
Ing. Jorge A. Ordóñez Alfaro

Jefe del área de Geotecnia
Ing. Sergio Farrera Ordóñez.

GEORTEC S.A. DE C.V.

Tel: 61-6-33-13

MECÁNICA DE SUELOS, CONTROL DE CALIDAD, CIMENTACIONES.

Fax: 61-6-93-66

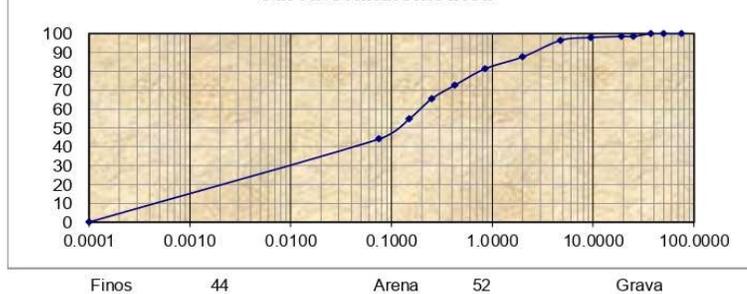
Análisis Granulométrico

Descripción de la muestra:	Arena limosa arcillosa de color café claro	Muestra No.	02
Estudio para efectuar:	Análisis granulométrico	Fecha de Inicio:	27-jul-17
Procedencia:	Inmueble que ocupa las oficinas operativas de administracionb portuaria integral(API)	Fecha de Término:	03-ago-17
Tapachula, Chis.	PCA # 1	Prof:	0.50-2.0
		Laboratorista:	Tec.Manuel Pérez Molina

Peso Volumétrico seco suelto	Densidad de sólidos	Peso total de la muestra	2,645	Gramos
Peso Mat.(grs)	1090	Matraz No.	8	
Volúmen (cm³)	1000	P1: (grs)	672.4	
P.V.S.S (kg/m³)	1090	P2: (grs)	735.0	
		Gs=	2.67	
Peso Mat.(grs)		Matraz No.		
Volúmen (cm³)		P1: (grs)		
P.V.S.S (kg/cm³)		P2: (grs)		
Peso Seco (gr)		Gs=		
Prom. P.V.S.S		Prom.Gs=		
		Peso de la fracción retenida en la malla número		
		4.75 mm (No. 4).	115	Gramos
		Peso de la fracción que pasa en la malla número		
		4.75 mm (No. 4).	2530	Gramos
		Gravedad específica: (Gs) =	2.67	
		Clasificación(SUCS):	SC-SM	
		Tamaño máximo del material:	4.75	
		Muestra representativa:	100.0	Gramos

Material retenido en la malla número. 4.75				Material que pasa en la malla número. 4.75			
Malla número.	Peso material retenido Wi (g)	Retenido Parcial i (%)	Material que pasa (%)	Malla número.	Peso material retenido Wi (g)	Retenido Parcial i (%)	Material que pasa (%)
75.00	0	0	100	2.360			
63.00				2.000	9.1	9	88
50.00	0	0	100	1.180			
37.50	0	0	100	0.850	6.5	6	81
31.50				0.600			
25.00	40	2	98	0.425	9.1	9	73
19.00	0	0	98	0.300			
16.00	20			0.250	7.5	7	65
12.50				0.180			
9.50	15	1	98	0.150	11.0	11	55
6.30				0.075	11.1	11	44
4.75	40	2	96	Pasa 0.075	45.7	44	
Pasa 4.75	2530	96		Suma	100.0	96	
Suma	2645	100					

Curva Granulométrica

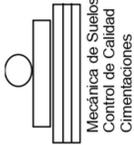


Aux. de Geotecnia
Tec.Manuel de Jesús Pérez Molina

Gte. del área Geotecnia
Ing. Jorge A. Ordóñez Alfaro

Jefe del área de Geotecnia
Ing. Sergio Farrera Ordóñez.

FS-09.4-01



Geortec S.A. De C.V.

AV. RIO GRUALLVA # 24 (ALTOS) COL. 24 DE JUNIO, TUXTLA GUTIERREZ CHIAPAS
TEL/FAX 961-616-3313 E-mail: servicios@geortec.com.mx

Determinación de Límites de Consistencia

Obra:	Inmueble que ocupa las oficinas operativas de administración portuaria integral (API)			N.P.:-			Prueba realizada No. 1, 2, 3, 4, 5 Y 8																																																																																										
Ubicación de la Obra:	Tapachula, Chis.			Laboratorista:			Tec. Manuel Pérez Molina																																																																																										
Fecha de inicio:	09/13/16	Fecha de término:	3/8/17	No. de Sonda:			PCA # 1																																																																																										
Descripción y clasificación de la muestra:		Clasificación (SUCS)		Descripción y clasificación de la muestra:		Clasificación (SUCS)																																																																																											
Arcilla con arena de color gris claro		CL		Arena limosa arcillosa de color café claro		SC-SM																																																																																											
Profundidad correspondiente a la muestra:		0.0-0.50		Profundidad correspondiente a la muestra:		0.50-2.0																																																																																											
Masa total de la muestra (g):		1,120		Masa total de la muestra (g):		2,645																																																																																											
N° de muestra:		01		N° de muestra:		02																																																																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Límite líquido</th> <th colspan="2">Límite plástico</th> <th colspan="2">Límite líquido</th> <th colspan="2">Límite plástico</th> </tr> <tr> <th>tara</th> <th>(grs)</th> <th>(grs)</th> <th>(%)</th> <th>tara</th> <th>(grs)</th> <th>(grs)</th> <th>(%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>34</td> <td>40.23</td> <td>36.50</td> <td>25.41</td> <td>10</td> <td>40.80</td> <td>37.78</td> <td>25.12</td> </tr> <tr> <td>29</td> <td>13</td> <td>45.23</td> <td>39.90</td> <td>12</td> <td>41.23</td> <td>37.60</td> <td>23.14</td> </tr> <tr> <td>24</td> <td>16</td> <td>42.87</td> <td>38.20</td> <td>16</td> <td>42.16</td> <td>37.80</td> <td>22.10</td> </tr> <tr> <td>15</td> <td>14</td> <td>43.10</td> <td>37.20</td> <td>20</td> <td>43.85</td> <td>39.78</td> <td>25.45</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Límite plástico</td> <td colspan="2">Límite líquido</td> <td colspan="2">Límite plástico</td> <td colspan="2">Límite líquido</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>30.10</td> <td>29.35</td> <td>25.10</td> <td>12</td> <td>12.50</td> <td>12.10</td> <td>10.12</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4.25</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>17.6</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1.98</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>20.2</td> </tr> </tbody> </table>										Límite líquido		Límite plástico		Límite líquido		Límite plástico		tara	(grs)	(grs)	(%)	tara	(grs)	(grs)	(%)	34	40.23	36.50	25.41	10	40.80	37.78	25.12	29	13	45.23	39.90	12	41.23	37.60	23.14	24	16	42.87	38.20	16	42.16	37.80	22.10	15	14	43.10	37.20	20	43.85	39.78	25.45	Límite plástico		Límite líquido		Límite plástico		Límite líquido		12	30.10	29.35	25.10	12	12.50	12.10	10.12				4.25				0.40				17.6				1.98								20.2
Límite líquido		Límite plástico		Límite líquido		Límite plástico																																																																																											
tara	(grs)	(grs)	(%)	tara	(grs)	(grs)	(%)																																																																																										
34	40.23	36.50	25.41	10	40.80	37.78	25.12																																																																																										
29	13	45.23	39.90	12	41.23	37.60	23.14																																																																																										
24	16	42.87	38.20	16	42.16	37.80	22.10																																																																																										
15	14	43.10	37.20	20	43.85	39.78	25.45																																																																																										
Límite plástico		Límite líquido		Límite plástico		Límite líquido																																																																																											
12	30.10	29.35	25.10	12	12.50	12.10	10.12																																																																																										
			4.25				0.40																																																																																										
			17.6				1.98																																																																																										
							20.2																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Contracción lineal</th> <th colspan="2">Índice plástico</th> </tr> <tr> <th>BARRA N°</th> <th>LONG MOLE (mm)</th> <th>LONG BARRA (mm)</th> <th>%CL</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>15</td> <td>100.0</td> <td>96.7</td> <td>3.3</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>100.0</td> <td>98.0</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Índice plástico</td> <td colspan="2">Índice plástico</td> </tr> <tr> <td colspan="2">I.L.-L.P. (%) =</td> <td colspan="2">I.L.-L.P. (%) =</td> </tr> <tr> <td colspan="2">18.2</td> <td colspan="2">5.3</td> </tr> </tbody> </table>										Contracción lineal		Índice plástico		BARRA N°	LONG MOLE (mm)	LONG BARRA (mm)	%CL	15	100.0	96.7	3.3	25	100.0	98.0	2.0	Índice plástico		Índice plástico		I.L.-L.P. (%) =		I.L.-L.P. (%) =		18.2		5.3																																																													
Contracción lineal		Índice plástico																																																																																															
BARRA N°	LONG MOLE (mm)	LONG BARRA (mm)	%CL																																																																																														
15	100.0	96.7	3.3																																																																																														
25	100.0	98.0	2.0																																																																																														
Índice plástico		Índice plástico																																																																																															
I.L.-L.P. (%) =		I.L.-L.P. (%) =																																																																																															
18.2		5.3																																																																																															

1) Norma aplicable: NMX-C-416-ONNOC-2003 2) El laboratorio de esta empresa cuenta con un sistema de gestión de calidad basado en la norma NMX-EC-17025-IMNC-2006. Si tiene alguna sugerencia o queja haga lo verbalmente o por escrito. 3) Los resultados se refieren exclusivamente a las muestras indicadas en las condiciones especificadas. 4) Este informe no debe ser reproducido parcial ni totalmente sin la autorización por escrito del laboratorio.

Auxiliar de Geotécnica

Tec. Manuel de Jesús Pérez Molina.

Gte del área de Geotécnica

Ing. Jorge Alejandro Ordóñez Alfaro

Jefe del área de Geotécnica

Ing. Sergio E. Farrera Ordóñez



4. Análisis de capacidad de carga.

Una cimentación es la base de soporte de una estructura y constituye la interface entre dicha estructura y el suelo de soporte. El comportamiento de una cimentación depende del tipo de suelo de soporte, así como el comportamiento del suelo depende de la forma, dimensiones y rigidez de la cimentación. Por lo anterior, se calculará el esfuerzo que puede ser aplicado por la estructura al suelo de soporte, sin causar asentamientos excesivos o el peligro de falla del suelo por esfuerzo cortante del predio.

4.1 Mecanismo de transferencia de carga.

Prandtl, estudio el proceso de penetración de cuerpos duros (metales) en cuerpos de materiales blandos, homogéneos e isotrópicos. Esta teoría está basada en el equilibrio plástico del material analizado. Se considera que las deformaciones elásticas son pequeñas, mientras que las deformaciones plásticas son comparativamente grandes. La teoría clásica de empuje de tierras considera que un estado de esfuerzos límite genera superficies de falla en toda la masa de suelo, como se muestra en la figura 4.2.

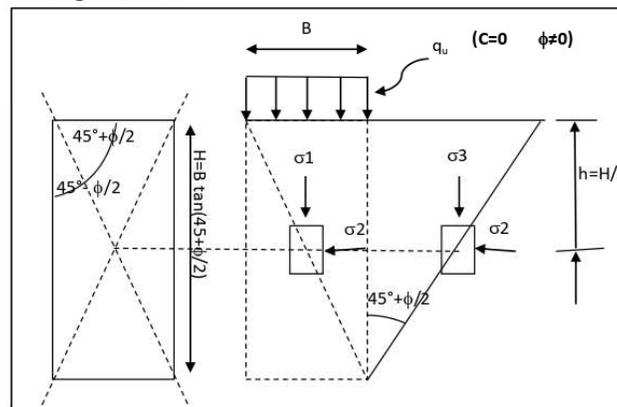


Fig. 4.2. Esquema de Pauker-Rankine.

La primera teoría para la evaluación de la capacidad de carga en forma más completa se atribuye a Terzaghi (1943). Considera una cimentación de ancho B y largo L , apoyada en una masa de suelo a una profundidad D_f . La masa de suelo es de extensión semi-infinita y homogénea, tiene un peso volumétrico y propiedades de resistencia al esfuerzo cortante definidas con una envolvente c y ϕ' . El esquema fundamental para su desarrollo se muestra en la fig. 4.3, en dicha figura se pueden apreciar tres zonas de falla:



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

- Zona I, de forma triangular, inmediatamente debajo de la cimentación.
- Zona II, compuesta por una espiral logarítmica, denominada de corte radial.
- Zona III, denominada zona pasiva de Rankine.

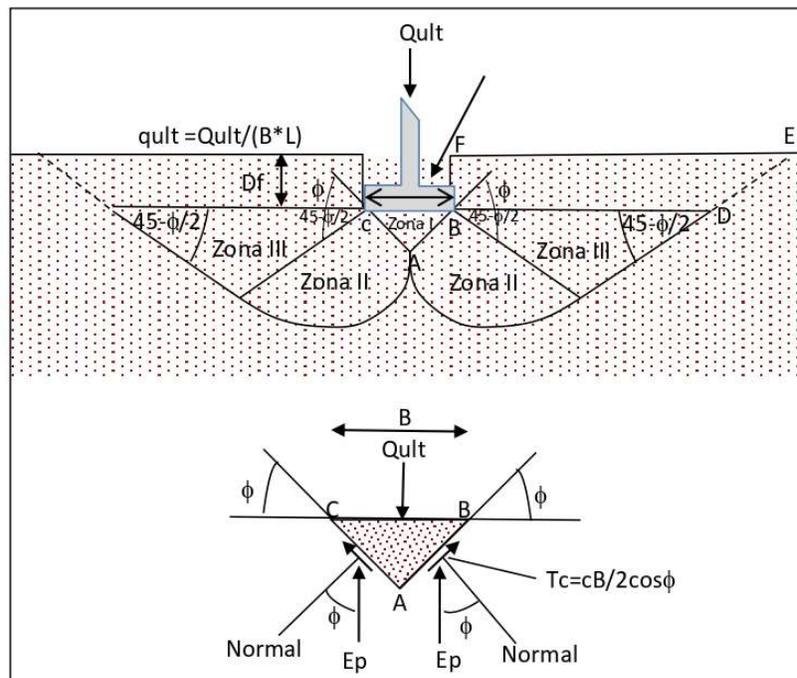


Fig. 4.3. Zonas de falla. (Terzaghi 1943).

Partiendo de lo anterior, para la estimación de la capacidad de carga se utilizó la ecuación de Terzaghi, para suelos de características friccionante:

- $Q_u = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

4.1 Cálculo de capacidad de carga.

Análisis de capacidad de carga para las profundidades de desplante de 1, 2 y 3 m.

Parámetros geotécnicos

SPT= 4 a 23 golpes

$\gamma_m = 1.7 \text{ t/m}^3$

$\gamma' = \gamma - \gamma_w = 0.7 \text{ t/m}^3$

$\phi = 28^\circ$

w= 18%

Para el análisis de capacidad de carga se considera en estado natural ya que no se encontró la presencia de nivel de aguas freáticas.

Parámetros de diseño

$N_\gamma = 13$

$N_q = 17$

F.S. = 3

Tabla 4.1 Capacidad de carga admisible.

Df (m)	F.S.	$Q_{adm.} \text{ (t/m}^2\text{)}$
1	3	5
2	3	8
3	3	10

Nota: El ingeniero estructurista deberá utilizar los valores de capacidad de carga admisible (Q_{adm}) para el diseño de la cimentación.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

5. Proceso constructivo para cimentaciones superficiales.

En función de los resultados de los trabajos de exploración, muestreo, ensayos de laboratorio y del análisis de capacidad de carga, se realizan las recomendaciones siguientes:

1. Despalmar el terreno por lo menos 20 cm de la capa vegetal.
2. Para el desplante con zapatas corridas deberá excavarse una profundidad $D_f \geq 2$ m a partir del nivel de terreno existente.
3. Si el nivel de proyecto requiere colocar más capas de material mejorado, estas deberán colocarse bajo las consideraciones del punto 2.
4. Antes de desplantar la estructura de cimentación, se colocará una plantilla de concreto simple de 5 cm. de espesor con un $f'_{c} \geq 100$ kg/cm² (10 MPa).
5. Se recomienda emplear el concreto y acero de refuerzo especificado en el proyecto estructural.
6. Para garantizar la integridad y el buen funcionamiento de la estructura, se recomienda que una empresa acreditada ante una entidad de alto arbitraje supervise el control de calidad de los materiales a emplearse durante todo el proceso constructivo.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

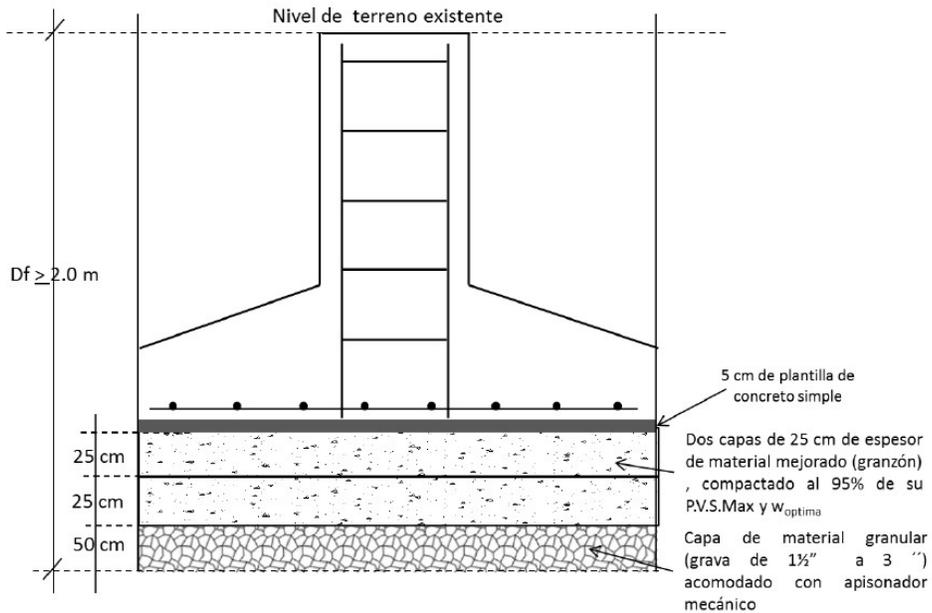


Figura 5.1 Diagrama de mejoramiento de zapata corrida.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

6. Conclusiones.

- Se realizaron los trabajos de exploración y muestreo, consistente en: un sondeo tipo SPM (con ensayo SPT) y un sondeo PCA, se determinaron los pesos volumétricos de los estratos de suelo y los contenidos de agua "in situ".
- Las pruebas de laboratorio se realizaron de acuerdo a lo establecido en las normas y manuales de pruebas de laboratorio de mecánica de suelos. Las muestras recuperadas de los sondeos exploratorios, se transportaron al laboratorio central para realizar los ensayos para determinar las propiedades índice y mecánicas.
- El diseño de capacidad de carga para cimentaciones superficiales, se realizó en el capítulo 4. En la tabla 6.1 se presenta la capacidad de carga admisible para diferentes profundidades de desplante de cimentación superficial.

Tabla 6.1. Capacidad de carga admisible.

Df (m)	F.S.	Q _{adm.} (t/m ²)
1	3	5
2	3	8
3	3	10

- Para garantizar la seguridad estructural del proyecto, el ingeniero estructurista o el responsable del proyecto deberán garantizar que las cargas de diseño no sean mayores que la capacidad de carga admisible de subsuelo.
- En el capítulo 5 se presentan las recomendaciones para el mejoramiento del terreno de desplante.
- Para el diseño por sismo se deberá considerar terreno tipo II de transición, es necesario realizar un estudio sísmico del sitio, para garantizar que el diseño estructural responda a los parámetros de diseños sísmicos encontrados en el estudio.
- Para garantizar que los materiales de construcción cumplan con las especificaciones de proyecto, se recomienda que el control de calidad lo realice una empresa acreditada ante la Entidad Mexicana de Acreditación (EMA).

Atentamente.
Dr. Jorge Ordóñez Ruíz
Director general



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Lista de símbolos

- w_L = Límite líquido
 w_P = Límite plástico
 PI = Índice plástico
 S_L = Contracción lineal
 w = Contenido de agua
 S_r = Grado de saturación
 G_S = Densidad de sólidos
 γ_m = Peso volumétrico del lugar
 $\gamma_{dmáx}$ = Peso volumétrico seco máximo
 Df = Profundidad de desplante
 ϕ = Angulo de fricción interna
 C_u = Cohesión del suelo
 σ_z' = Esfuerzo efectivo normal
 $\alpha_1, \alpha', \alpha_2$ = Factores de forma de cimentación
 N_c, N_q y N_γ = Factores de capacidad de carga
 q_u = Capacidad de carga a la falla del suelo
F.S. = Factor de Seguridad
 σ_1, σ_3 = Esfuerzos principales mayor y menor
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = Esfuerzo desviador de falla
 \tilde{N} = N° de golpes promedio en la prueba SPT.
N.A.F. = Nivel de aguas freáticas
 D_r = Densidad o Compacidad relativa del suelo
 C_r = Consistencia relativa del suelo.
 E = módulo de elasticidad del suelo
 G = Módulo de cortante estático
 SPT = Stándar Penetración Test.



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Referencias

1. Braja M. Das (1990). Principles of Foundation Engineering. Segunda Edición. Editorial. Pws-Kent. USA.
2. Pousada P.E., (1984). Deformabilidad de las Arcillas Expansivas Bajo Succión Controlada. *Tesis de doctorado*. Editado por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes de España, Gabinete de Formación y Documentación. Madrid, España.
3. Ordóñez R.J., (2014). Caracterización del subsuelo y análisis de riesgo geotécnico en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez. Tesis doctoral UNAM, México D.F.
4. Peck B. Ralph. (1990). Ingeniería de cimentaciones. Segunda Edición. Editorial Limusa. México, D.F.
5. J Juárez B. E. y Rico R. A., (2012). Mecánica de Suelos, Tomos: I, II y III. Tercera Edición. Editorial Limusa, México, D.F.



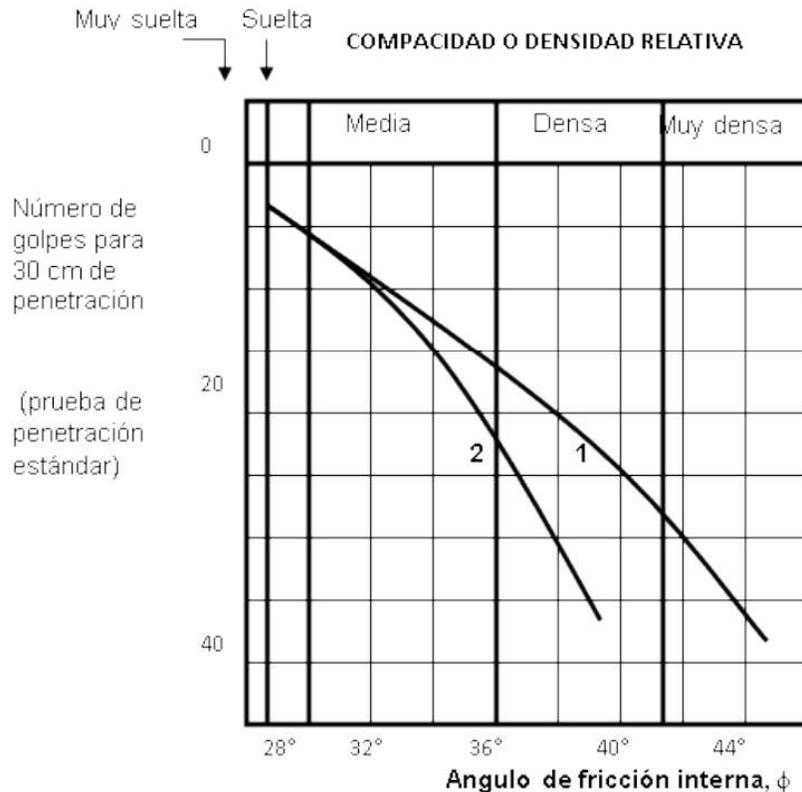
Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Tabla de correlación entre N , q_u y la consistencia

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Firme	Muy firme	Dura
N	2	2 – 4	4 – 8	8 – 15	15 – 30	30
q_u (kg/cm^2)	0.25	0.25 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	2.0 – 4.0	4.0



1 Relación para arenas medianas o gruesas de grano angulosos a redondeado

2 Relación para arenas finas y para arenas limosas



Geortec S.A. de C.V.

Teléfono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Normativa de la SCT (NIT-SCT) N-CMT-4-02-002-11
Especificaciones para características de los materiales para pavimentos base hidráulica.

Tabla 1.- Requisitos de granulometría de los materiales para base de pavimentos hidráulicos.

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designación	
37,5	1½"	100
25	1"	70 - 100
19	¾"	60 - 100
9,5	⅜"	40 - 100
4,75	Nº4	30 - 80
2	Nº10	21 - 60
0,85	Nº20	13 - 44
0,425	Nº40	8 - 31
0,25	Nº60	5 - 23
0,15	Nº100	3 - 17
0,075	Nº200	0 - 10

Tabla 2 Requisitos de calidad de los materiales para base de pavimentos hidráulicos.

Característica	Valor %
Límite líquido ^[1] , máximo	25
Índice plástico ^[1] , máximo	6
Equivalente de arena, mínimo ^[1]	40
Valor Soporte de California (CBR), mínimo ^[1, 2]	80
Desgaste Los Ángeles, máximo ^[1]	35
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40
Grado de compactación ^[1, 3] , mínimo	100

- (1) Determinado mediante el procedimiento de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C de la norma (N-CMT-4-02-002/04), tabla (4.4).
- (2) Con el grado de compactación indicado en esta tabla (4.4).
- (3) Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto indique otra cosa, tabla (4.4).

Nota: Si el material analizado se empleara para mejoramiento de terreno de desplante no se consideraran los valores siguientes: valor soporte de California (CBR) y el desgaste de los Ángeles.



Geortec S.A. de C.V.

Telefono. 61 6 33 13
Y Fax: 61 6 93 66

R.F.C. GEO980804-3A5

Obra : Inmueble que ocupa las oficinas operativas de administración portuaria integral(API)
Localización: Tapachula de Córdoba y Ordoñez, Chis.
Sondeo Profundo tipo Mixto: SPM-1



Realización de sondeo de penetración estándar.
Norma: ASTM-D-1586-2008



Recuperación de muestra alterada tubo penetrometro . Norma: ASTM-D-1586-2008



Recuperación de muestra alterada tubo penetrometro . Norma: ASTM-D-1586-2008



Recuperación de muestra alterada tubo Penetrometro . Norma: ASTM-D-1586-2008

ANEXO C.

INFORME TOPOGRÁFICO “REVISIÓN DE DESPLOME DE COLUMNAS” DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACIÓN PORTUARIA INTEGRAL



LRG INFRAESTRUCTURA Y
CONSTRUCCION S.A. DE C.V.

PROYECTOS CONSTRUCCIONES TOPOGRAFIA MANTENIMIENTO

RFC: LIC131004PDA

INFORME TOPOGRÁFICO “REVISIÓN DE DESPLOME DE COLUMNAS” DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL (API).



1ª AV. SUR No. 56
COL.CENTRO

TEL:01(962)6255181
C.P.30700

TAPACHULA CHIAPAS.

CORREO ELECTRONICO: CONSTRUCCIONES.45@HOTMAIL.COM
DESCRIPCION: "REVISIÓN DE DESPLOME DE COLUMNAS"



LRG INFRAESTRUCTURA Y
CONSTRUCCION S.A. DE C.V.

PROYECTOS CONSTRUCCIONES TOPOGRAFIA MANTENIMIENTO

RFC: LIC131004PDA

INFORME TOPOGRÁFICO “REVISIÓN DE DESPLOME DE COLUMNAS” DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL (API).



Tapachula Chiapas a 14 de Agosto de 2017.

EQUIPO DE DICTAMINADORES

LRG INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCION S.A. DE C.V.

PRESENTE.

Se presenta el resumen del “INFORME TOPOGRÁFICO “REVISIÓN DE DESPLOME DE COLUMNAS” DEL EDIFICIO DE LA ADMINISTRACION PORTUARIA INTEGRAL (API)”, ubicado en API (Administración Portuaria Integral) Edificio Operativo S/N, Puerto Chiapas Muelle Fiscal, 30730 Tapachula de Córdoba y Ordoñez, Chis. (Ver croquis de localización en la figura 1) que realizo personal técnico de nuestra empresa LRG Infraestructura y Construcción S.A. De C.V., con motivo del sismo que se presentó el 14 de junio de 2017 del presente año de Magnitud 7.0 grados, con el objetivo de conocer los posibles desplomes que pudiera tener la edificación tras el paso del sismo antes mencionado.

Para ello fue necesario el uso de una estación total de tipo SOKKIA CX-101 operada por un equipo de topógrafos donde se procedió a verificar los desplomes existentes de cada una de las columnas y muros que conforman la edificación.

A solicitud del Ing. Julio Sadoq Guzman Alfaro encargado del área de Cálculo Estructural para la realización del Dictamen de Seguridad Estructural del edificio en estudio se hizo un modelo tridimensional por medio de la herramienta computacional SKETCH-UP PRO 2016 donde se muestran cada una de las columnas y muros para los diferentes entresijos y se muestran los resultados obtenidos (desplomes en milímetros) en cada elemento.

Se hace entrega del archivo digital SKETCH-UP del modelo realizado el cual será de ayuda para proceder a hacer el modelo estructural y éste se haga siguiendo exactamente la geometría actual de la edificación.

ATENTAMENTE

ING. LUIS ALBERTO ROBLERO GONZÁLEZ.

APODERADO LEGAL

